

TUGAS AKHIR

**PERBANDINGAN STRUKTUR GEDUNG TIDAK
BERATURAN HORIZONTAL BERBENTUK “L”
TERHADAP KONDISI SISTEM *RIGID FLOOR*,
FLEXURAL FLOOR, DAN SISTEM DINDING GESER**

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

Disusun Oleh:

MUHAMMAD DICKY PRATAMA PUTRA
1307210085



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2018**

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Muhammad Dicky Pratama Putra

NPM : 1307210085

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Perbandingan Struktur Gedung Tidak Beraturan Horizontal Berbentuk "L" Terhadap Kondisi Sistem *Rigid Floor*, *Flexural Floor*, dan Sistem Dinding Geser

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, Maret 2018

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Tondi Amirudin Putra, ST, MT

Dosen Pembimbing I / Penguji

Bambang Hadibroto, ST, MT

Dosen Pembimbing II/Penguji

Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Dosen Pembimbing II/Penguji

Dr. Ade Faisal, ST, MSc



SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Muhammad Dicky Pratama Putra

Tempat /Tanggal Lahir: Saentis, 10 Agustus 1995

NPM : 1307210085

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Perbandingan Struktur Gedung Tidak Beraturan Horizontal Berbentuk ”L” Terhadap Kondisi Sistem Rigid Floor, Flexural Floor, dan Sistem Dinding Geser”,

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 orisinil 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, Maret 2018

Saya yang menyatakan,



Muhammad Dicky Pratama Putra

ABSTRAK

PERBANDINGAN STRUKTUR GEDUNG TIDAK BERATURAN HORIZONTAL BERBENTUK “L” TERHADAP KONDISI SISTEM *RIGID* *FLOOR*, *FLEXURAL FLOOR*, DAN SISTEM DINDING GESER (STUDI LITERATUR)

Muhammad Dicky Pratama Putra

1307210085

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Sekarang telah banyak dibuat bangunan-bangunan bertingkat tinggi dengan model stuktur rumit dan arsitektur yang indah. Tentu saja untuk mendesain dan membuat struktur bangunan seperti itu tidaklah mudah salah satu tipe bangunan yang biasa digunakan adalah bangunan dengan berbentuk L. Pada penelitian yang dilakukan ada tiga model yang akan ditinjau yaitu struktur dengan kondisi system *rigid Floor* (Model 1), *flexural floor* (Model 2), system dinding geser dengan *flexural floor* (Model 3). Analisis yang dilakukan menggunakan respon spectrum untuk mempelajari perbandingan perioda, deformasi, dan gaya geser. Hasil yang didapat bahwa Model 3 memiliki kekakuan yang lebih besar dari pada Model 1 dan 2 dengan selisih 33,33% pada perioda, gaya geser, dan simpangan.

Kata kunci: *Rigid floor*, *flexural floor*, dinding geser.

ABSTRACT

***COMPARISON OF HORIZONTAL IRREGULAR BUILDING STRUCTURE
WITH "L" SHAPE AGAINST THE CONDITION OF RIGID FLOOR
SYSTEM, FLEXURAL FLOOR, AND WALL SHEET SYSTEM
(STUDY OF LITERATURE)***

Muhammad Dicky Pratama Putra

1307210085

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Now many high-rise buildings have been built with elaborate structural models and beautiful architecture. Of course, to design and make such a building structure is not easy one of the types of buildings that are commonly used is a building with L-shaped. In research conducted there are three models that will be reviewed the structure with the condition of rigid Floor system (Model 1), flexural floor (Model 2), shear wall system with flexural floor (Model 3). The analysis was performed using a spectrum response to learn about periodic comparisons, deformations, and shear forces. The results show that Model 3 has greater stiffness than Models 1 and 2 with a difference of 33.33% in the period, shear force, and deviation.

Keywords: Rigid floor, flexural floor, shear wall, period, shear force, drift.

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 “Perbandingan Struktur Gedung Tidak Beraturan Horizontal Berbentuk “L” Terhadap Kondisi Sistem *Rigid Floor*, *Flexural Floor*, dan Sistem Dinding Geser” 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 terima kasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera, ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Mizanuddin Sitompul, ST, MT selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Bambang Hadibroto, ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Ade Faisal selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Bapak Munawar Alfansury Siregar, ST, MT selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
8. Orang tua penulis: Surya Eka Putra dan Herni Anita, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
9. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
10. Sahabat-sahabat penulis Syarbaini Lubis, Muhammad Eka Kurniawan, Ricky Prianda Damanik, M. Hari Setiawan, Dian Ramadhan, Indra Bayu Sukma, Harjumawan 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, Maret 2018

Muhammad Dicky Pratama Putra

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	xiii
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR NOTASI	xx
DAFTAR SINGKATAN	xxiii
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Ruang Lingkup Pembahasan	2
1.4. Tujuan Penelitian	3
1.5. Manfaat Penelitian	3
1.6. Sistematika Penulisan	3
BAB 2 STUDI PUSTAKA	
2.1. Beton Bertulang	5
2.2. Struktur Gedung Tidak Beraturan	5
2.3. Sistem Struktur	6
2.3.1. Struktur Portal	7
2.3.2. Kombinasi Portal Dengan Dinding Geser	8
2.4. Sistem Struktur Bangunan Tinggi	12
2.4.1. Sistem Penahan Gaya Gravitasi	12
2.4.2. Sistem Penahan Gaya Lateral	14
2.5. Dinding Geser (<i>Shear Wall</i>)	15
2.5.1. Elemen Struktur Dinding Geser	16
2.5.2. Fungsi Dinding Geser	17

2.5.3. Cara Kerja Dinding Geser	18
2.5.4. Bentuk Geometrid Dan Penempatan Dinding Geser	18
2.5.5. Persyaratan Dinding Geser	21
2.6. Model Kekakuan Diafragma	28
2.6.1. Kompatibilitas Perpindahan Untuk Diafragma Fleksibel	28
2.6.1.1. Perspektif Sejarah Pada Desain Diafragma	29
2.6.1.2. Langkah dan Depresi	30
2.6.2. Persyaratan Tambahan	31
2.6.2.1. Sifat Material	31
2.6.2.2. Inspeksi	32
2.6.2.3. Menguatkan Kolom ke Diafragma	34
2.6.2.4. Interaksi Penguat Diafragma	35
2.6.3. Masalah Detail & Kontruksional	36
2.6.3.1. Penguat Diafragma	36
2.6.3.2. Detail Sambungan dan <i>Chord</i>	37
2.6.4. Ketegangan dan Kompresi <i>Chord</i>	39
2.6.5. Desain Diafragma	40
2.7. Teori Gempa	43
2.7.1. Mekanisme Gempa Bumi	43
2.8. Gempa Rencana	44
2.8.1. Arah Pembebanan Gempa	45
2.8.2. Wilayah Gempa	45
2.8.3. Konsep Perencanaan Struktur Tahan Gempa	47
2.9. Kriteria Desain Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa	48
2.9.1. Faktor Keutamaan (I_e) dan Kategori Resiko	
Struktur Bangunan	51
2.9.2. Klasifikasi Situs Tanah Untuk Desain Seismik	54
2.9.3. Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa	55
2.9.4. Kategori Desain Seismik	58
2.9.4.1. Kategori Desain Seismik A	58
2.9.4.2. Kategori Desain Seismik B	58
2.9.4.3. Kategori Desain Seismik C	58

2.9.4.4. Kategori Desain Seismik D sampai F	59
2.9.5. Faktor Reduksi Gempa (R)	60
2.9.6. Gaya Geser dasar Seismik	61
2.9.7. Periode Fundamental	62
2.9.8. Analisis Respon Spektrum Ragam	63
2.10. Desain Kriteria Struktur Utama	64
2.10.1. Kekuatan (<i>Strength</i>)	65
2.10.2. Kekakuan (<i>Stiffness</i>)	65
2.10.2.1. Simpangan Antar Lantai	67
2.10.2.2. Distribusi Vertikal Gaya Gempa	68
BAB 3 METODOLOGI	
3.1. Metodologi penelitian	69
3.2. Tinjauan Umum	70
3.3. Factor Respon (C)	70
3.4. Pemodelan dan Analisis Struktur	75
3.4.1. Pemodelan Gedung Model 1	75
3.4.1.1. Data Perencanaan Struktur Model 1	78
3.4.1.2. Data Perencanaan Struktur Model 2	79
3.4.1.3. Data Perencanaan Struktur Model 3	80
3.4.1.4. Faktor Keutamaan Struktur	81
3.4.1.5. Properties Penampang	81
3.4.1.6. Penentuan Tebal Pelat Lantai dan Tebal Dinding Geser	81
3.4.1.7. Pembebanan Pada Struktur	83
3.4.1.8. Pembebanan Pada Balok Lantai	84
3.4.1.9. Pembebanan Pada Dinding	86
3.4.2. Koreksi Faktor Redundasi	88
3.4.3. Kombinasi Pembebanan	90
3.4.4. Analisis Respon Spektrum	91
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN	
4.1. Tinjauan Umum	93

4.2. Hasil Analisis Respon Spektrum	93
4.2.1. Hasil Analisis Struktur Model 1	93
4.2.1.1. Berat Struktur	95
4.2.1.2. Gaya Geser Dasar Nominal	95
4.2.1.3. Gaya Geser Lantai	97
4.2.1.4. Simpangan Antar Lantai	98
4.2.1.5. Ketidakberaturan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	101
4.2.1.6. Ketidakberaturan Torsi	102
4.2.1.7. Ketidakberaturan Massa	104
4.2.2. Hasil Analisis Struktur Model 2	104
4.2.2.1. Berat Struktur	106
4.2.2.2. Gaya Geser Dasar Nominal	106
4.2.2.3. Gaya Geser Lantai	108
4.2.2.4. Simpangan Antar Lantai	109
4.2.2.5. Ketidakberaturan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	112
4.2.2.6. Ketidakberaturan Torsi	113
4.2.2.7. Ketidakberaturan Massa	114
4.2.3. Hasil Analisis Struktur Model 3	115
4.2.3.1. Berat Struktur	116
4.2.3.2. Gaya Geser Dasar Nominal	117
4.2.3.3. Gaya Geser Lantai	119
4.2.3.4. Simpangan Antar Lantai	120
4.2.3.5. Ketidakberaturan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	123
4.2.3.6. Ketidakberaturan Torsi	124
4.2.3.7. Ketidakberaturan Massa	125
4.2.3.8. Kontrol SRPMK dengan 25% Gaya Lateral	126
4.3. Rangkuman Grafik Perbandingan	130
4.3.1. Perbandingan Grafik Simpangan Antar Lantai	130
4.3.2. Perbandingan Grafik Gaya Geser Lantai	132
4.3.3. Perbandingan Berat Struktur	133
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1. Kesimpulan	135

5.2. Saran	136
------------	-----

DAFTAR PUSTAKA	137
----------------	-----

LAMPIRAN

DAFTAR RIWAYAT HIDUP

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Ketidakteraturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	48
Tabel 2.2	Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	49
Tabel 2.3	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.	51
Tabel 2.4	Faktor keutamaan (I_e), berdasarkan SNI 1726:2012.	54
Tabel 2.5	Klasifikasi situs didasarkan atas korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.	54
Tabel 2.6	Koefisien periode pendek, F_a berdasarkan SNI 1726:2012.	56
Tabel 2.7	Koefisien periode 1.0 detik, F_v berdasarkan SNI 1726:2012.	56
Tabel 2.8	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012.	59
Tabel 2.9	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.	60
Tabel 2.10	Faktor koefisien modifikasi respons, faktor kuat lebih sistem, faktor pembesaran defleksi, dan batasan tinggi sistem struktur berdasarkan SNI Gempa 1726-2012.	60
Tabel 2.11	Nilai parameter periode pendekatan C_t , dan α berdasarkan SNI Gempa 1726 :2012.	62
Tabel 2.12	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	63
Tabel 2.14	Simpangan antar lantai izin berdasarkan SNI 1726:2012.	68
Tabel 3.1	Respon Spektrum SNI 1726:2012 daerah, kota Bengkulu dengan jenis tanah lunak.	72
Tabel 3.2	Berat material struktur gedung.	84

Tabel 3.3	Berat tambahan komponen struktur gedung.	84
Tabel 3.4	Beban hidup pada lantai struktur.	84
Tabel 3.5	Beban dinding bata pada balok.	87
Tabel 3.6	Beban tangga akibat reaksi perletakkan di balok linte dan balok induk.	88
Tabel 3.7	koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> redundasi 1 Model 1.	89
Tabel 3.8	koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> redundasi 1 Model 2	89
Tabel 3.9	koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> redundasi 1 Model 3.	90
Tabel 3.10	Kombinasi pembebanan	91
Tabel 4.1	Data perioda <i>output</i> program ETABS v.15 Model 1.	93
Tabel 4.2	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1.	94
Tabel 4.3	Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 1.	95
Tabel 4.4	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 1.	96
Tabel 4.5	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 1 <i>output</i> program ETABS v.15.	96
Tabel 4.6	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 1.	97
Tabel 4.7	Nilai simpangan antar lantai pada gempa x Model 1.	99
Tabel 4.8	Nilai simpangan antar lantai pada gempa y Model 1.	100
Tabel 4.9	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 1.	102
Tabel 4.10	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 1.	103
Tabel 4.11	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 1.	103
Tabel 4.12	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 1.	104
Tabel 4.13	Data perioda <i>output</i> program ETABS v.15 Model 2.	105
Tabel 4.14	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2.	105
Tabel 4.15	Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 2	106

Tabel 4.16	Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekivalen Model 2.	107
Tabel 4.17	Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum Model 2 <i>output</i> program ETABS v.15.	107
Tabel 4.18	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 2.	108
Tabel 4.19	Nilai simpangan antar lantai pada gempa x Model 2.	109
Tabel 4.20	Nilai simpangan antar lantai pada gempa y Model 2.	111
Tabel 4.21	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 2.	112
Tabel 4.22	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 2	113
Tabel 4.23	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 2.	114
Tabel 4.24	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 2.	108
Tabel 4.25	Data perioda <i>output</i> program ETABS Model 3.	115
Tabel 4.26	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3.	115
Tabel 4.27	Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 2.	116
Tabel 4.28	Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekivalen Model 3.	117
Tabel 4.29	Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum Model 3 <i>output</i> program ETABS v.15.	118
Tabel 4.30	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 3.	119
Tabel 4.31	Nilai simpangan antar lantai pada gempa x Model 3.	120
Tabel 4.32	Nilai simpangan antar lantai pada gempa y Model 2.	122
Tabel 4.33	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 2.	123
Tabel 4.34	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 3.	124
Tabel 4.35	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 3.	125
Tabel 4.36	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 3.	125
Tabel 4.37	<i>Output Joint reaction</i> ETABS Dinding Geser Model 2 Akibat Gempa X dan Gempa Y	126

Tabel 4.38	<i>Output Joint reaction</i> ETABS SRPMK Model 2 Akibat Gempa X dan Gempa Y.	127
Tabel 4.39	Persentase penahan gaya gempa Model 3.	130

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Bangunan tidak beraturan (Pawirodikromo, 2012).	6
Gambar 2.2	Perilaku portal yang terkekang (Pawirodikromo 2012).	8
Gambar 2.3	Kombinasi portal dengan dinding (Pawirodikromo, 2012).	9
Gambar 2.4	Jenis pelat penahan gaya gravitasi (Marques, 2014).	13
Gambar 2.5	Sistem struktur penahan gaya lateral (Marques, 2014).	15
Gambar 2.6	Gaya-gaya yang bekerja pada dinding geser.	16
Gambar 2.7	Geometri penempatan dinding geser.	19
Gambar 2.8	Pola keruntuhan dinding geser (Irawan, 2014).	21
Gambar 2.9	Bagian-bagian dinding geser (Ridwan H Pakpahan, 2009).	27
Gambar 2.10	Penulangan dinding geser (Ridwan, 2009).	27
Gambar 2.11	Langkah dan depresi. (b) menunjukkan retak lentur depresi yang dapat diinduksi oleh pembebanan eksentrik (nehrp, 2010).	31
Gambar 2.12	Detail sambungan (NEHRP, 2010).	38
Gambar 2.13	Sambungan panjang dengan tulangan pengikat (NEHRP, 2010).	39
Gambar 2.14	Penguatan untuk mentransfer kekuatan sambungan / distributor di sekitar bukaan (NEHRP, 2010).	40
Gambar 2.15	Penguatan yang terkait dengan sudut diafragma (NEHRP, 2010).	41
Gambar 2.16	Penulangan diafragma (NEHRP, 2010).	41
Gambar 2.17	Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan <i>divergen</i> ; b) pertemuan <i>konvergen</i> ; c) pertemuan saling bergeser horizontal (Faisal, 2013).	44
Gambar 2.18	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%). Kementrian pu tahun 2010	46

Gambar 2.19	Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar s_b untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%).	46
Gambar 3.1	Diagram alir penelitian.	69
Gambar 3.2	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Bengkulu dengan klasifikasi tanah lunak.	75
Gambar 3.3	Denah struktur bangunan lantai 1-6.	76
Gambar 3.4	Tampak samping portal struktur bangunan.	77
Gambar 3.5	Bentuk tipikal struktur Model 1 dan 2 struktur portal dengan sistem <i>rigid floor</i> dan sistem <i>flexural floor</i> .	78
Gambar 3.6	Denah letak Pemodelan dinding geser dengan sistem <i>flexural floor</i> .	79
Gambar 3.7	Bentuk tipikal struktur Model 3 dengan dinding geser dengan sistem <i>flexural floor</i> .	80
Gambar 3.8	Dimensi pelat lantai.	82
Gambar 3.9	Penyaluran beban pelat lantai ke balok dengan metode amplop.	85
Gambar 3.10	Perubahan beban segi tiga ke beban garis.	86
Gambar 3.11	Perubahan beban Trapesium ke beban garis.	86
Gambar 3.12	Metode perhitungan beban dinding.	87
Gambar 4.1	Diagram nilai gaya geser lantai respons spektrum maksimal Model 1.	98
Gambar 4.2	Perbandingan simpangan respons spektrum Model 1.	99
Gambar 4.3	Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 1.	100
Gambar 4.4	Perbandingan simpangan respons spektrum Model 1.	101
Gambar 4.5	Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 1.	101
Gambar 4.6	Diagram nilai gaya geser lantai respons spektrum maksimal Model 2.	109
Gambar 4.7	Perbandingan simpangan respons spektrum Model 2.	110
Gambar 4.8	Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 2.	110
Gambar 4.9	Perbandingan simpangan respons spektrum Model 2.	111
Gambar 4.10	Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 2.	112

Gambar 4.11	Diagram nilai gaya geser lantai respons spektrum maksimal Model 3.	120
Gambar 4.12	Perbandingan simpangan respons spektrum Model 3.	121
Gambar 4.13	Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 3.	121
Gambar 4.14	Perbandingan simpangan respons spektrum Model 3.	122
Gambar 4.15	Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 3.	123
Gambar 4.16	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x antara Model 1, Model 2 dan Model 3.	131
Gambar 4.17	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y antara Model 1, Model 2 dan Model 3.	131
Gambar 4.18	Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu x antara Model 1, Model 2 dan Model 3.	132
Gambar 4.19	Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu y antara Model 1, Model 2 dan Model 3.	132
Gambar 4.20	Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu x antara Model 1, Model 2 dan Model 3.	133
Gambar 4.21	Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu y antara Model 1, Model 2 dan Model 3.	133
Gambar 4.22	Perbandingan berat struktur antara Model 1, Model 2 dan Model 3.	134

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_{DI}	=	Respon spektrum percepatan desain untuk perioda 1,0 detik
S_{MS}	=	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{MI}	=	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs

T	=	Periode getar fundamental struktur
$T_{a \text{ minimum}}$	=	Nilai batas bawah perioda bangunan
$T_{a \text{ maksimum}}$	=	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 SINGKATAN

CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
HBK	= Hubungan Balok- Kolom
PPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
SNI	= Standar Nasional Indonesia
SRPMK	stem 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

Ilmu pengetahuan dan penerapan teknologi dalam bidang pembangunan konstruksi teknik sipil mengalami perkembangan yang pesat membuat kita dituntut untuk lebih produktif, kreatif dan inovatif, terutama dalam perancangan struktur. Salah satu kriteria dalam merencanakan struktur bangunan bertingkat adalah kekuatan, kekakuan serta perilaku bangunan tinggi.

Indonesia merupakan negara yang terus berkembang pesat, ini berdampak kepada pembangunan di berbagai wilayah. Sejalan dengan perkembangan teknologi konstruksi saat ini, banyak struktur bangunan konstruksi yang telah mengalami perubahan. Sekarang telah banyak dibuat bangunan-bangunan bertingkat tinggi dengan model stuktur rumit dan arsitektur yang indah. Tentu saja untuk mendesain dan membuat struktur bangunan seperti itu tidaklah mudah salah satu tipe bangunan yang biasa digunakan adalah bangunan dengan berbentuk L.

Suatu struktur bangunan berbentuk L dikatakan tidak beraturan jika mempunyai tonjolan-tonjolan ke arah horizontal dan apabila tonjolan-tonjolannya melampaui seperempat dari ukuran terbesar bagian inti dari denah strukturnya.

Namun yang perlu kita cermati dilihat dari geografinya, Indonesia merupakan salah satu Negara dengan aktivitas gempa yang tinggi. Hal ini disebabkan lokasi Indonesia yang terletak pada pertemuan empat lempeng tektonik utama yaitu lempeng Eurasia, Indo-Australia, pasifik, dan Filipina. Pertemuan lempeng-lempeng tersebut mengakibatkan mekanisme tektonik dan kondisi geologi Indonesia mengakibatkan seringnya terjadi gempa. Pada umumnya bangunan yang ada di Indonesia telah dibangun dengan acuan pedoman SNI 1726-1989-F dan SNI 03-1726-2002, seiring dengan berkembangnya pengetahuan maka telah lahir peraturan baru SNI 1726:2012.

Ada beberapa cara yang dapat dilakukan untuk menahan gaya lateral dari beban gempa antara lain:

- a. Pemasangan dinding geser.

b. Pemasangan tulangan diafragma pada pelat lantai.

Pada Tugas Akhir ini dimaksudkan untuk membandingkan struktur gedung tidak beraturan horizontal berbentuk L terhadap kondisi sistem *rigid floor*, *flexural floor* dan sistem dinding geser.

1.2. Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dari Tugas Akhir ini yaitu:

1. Bagaimanakah mengetahui perbandingan nilai perioda getar pada masing-masing model?
2. Bagaimanakah mengetahui perbandingan nilai simpangan pada masing-masing model?
3. Bagaimanakah mengetahui perbandingan nilai gaya geser pada masing-masing model?

3.1. Ruang Lingkup Penelitian

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

1. Gedung yang direncanakan adalah struktur beton bertulang tidak beraturan 6 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Bengkulu, dengan jenis tanah sedang.
2. Penelitian tidak memperhitungkan struktur bawah.
3. Analisis struktur gedung terhadap beban gempa menggunakan metode *respon spectrum*.
4. Analisa perencanaan struktur dibuat untuk 3 model berdasarkan sistem *rigid floor*, *flexural floor* dan sistem dinding geser dengan *flexural floor*.
5. Struktur gedung yang dianalisis merupakan struktur beton bertulang serta peraturan-peraturan yang digunakan dalam analisis adalah:
 - SNI 1726:2012: Standar Perencanaan Tahan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung
 - SNI 2847:2013: Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.

- SNI 1727:2013: Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain.
6. Perhitungan dan analisis struktur dilakukan dengan bantuan program ETABS v. 15.
 7. Parameter yang ditinjau:
 - *Displacement*
 - *Base shear*
 - Kekakuan
 - Periode

3.2. Tujuan Penelitian

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah:

1. Untuk mengetahui perbandingan nilai periode getar pada masing-masing model.
2. Untuk mengetahui perbandingan nilai simpangan pada masing-masing model.
3. Untuk mengetahui perbandingan nilai gaya geser pada masing-masing model.

3.3. Manfaat Penelitian

Manfaat dari penulisan Tugas Akhir ini adalah untuk mengetahui perbandingan *rigid floor*, *flexural floor* dan dinding geser pada suatu struktur gedung berbentuk L bila terkena gempa rencana sesuai SNI 1726:2012.

3.4. Sistematika Penulisan

BAB 1: Pendahuluan berisi tentang latar belakang, rumusan masalah, ruang lingkup penelitian dan manfaat penulisan, sistematika penulisan, metodologi penulisan.

BAB 2: Dasar teori terdiri dari teori gempa berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.

- BAB 3: Metodologi penelitian akan membahas bagaimana memodelkan struktur dengan ETABS v. 15 (*Extended 3D analysis building system*)
- BAB 4: Hasil dan pembahasan akan memuat hasil yang diperoleh dan akan disajikan dalam bentuk gambar, grafik atau table serta pembahasannya.
- BAB 5: Bab ini membahas mengenai hasil akhir tugas akhir berupa kesimpulan dan yang diperlukan.

BAB 2

STUDI PUSTAKA

2.1. 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 (Mc 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).

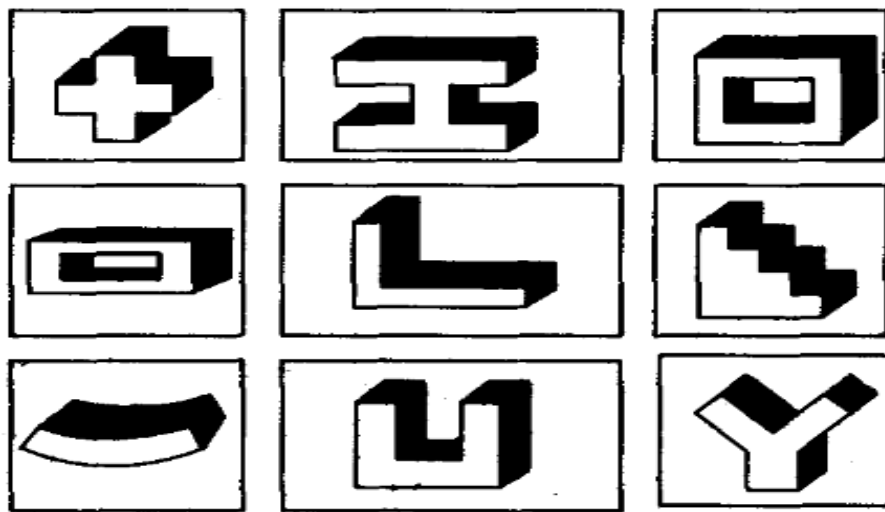
Beton bertulang adalah merupakan gabungan logis dari dua jenis bahan beton polos yang memiliki kekuatan tekan yang tinggi akan tetapi kekuatan tarik yang rendah dan batang-batang baja yang ditanamkan didalam beton dapat memberikan kekuatan tarik yang diperlukan (Wang, 1993). Beton tidak dapat menahan gaya tarik melebihi nilai tertentu tanpa mengalami retak-retak. Untuk itu, agar beton dapat bekerja dengan baik dalam suatu sistem struktur, perlu dibantu dengan memberinya perkuatan penulangan yang terutama akan mengemban tugas menahan gaya tarik yang bakal timbul didalam sistem.

2.2. Bangunan Tidak Beraturan (*Irregular Building*)

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

Walaupun denah bangunan sederhana dan simetri 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 adalah seperti yang tampak pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1: Bangunan tidak beraturan (Pawirodikromo, 2012).

2.3. Sistem 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. Struktur bangunan, baik beton, baja, maupun kayu sangat baik dalam menahan beban gravitasi, namun perlu di desain secara khusus kalau harus menahan beban yang arahnya horizontal. Beban horizontal yang dimaksud dapat diakibatkan oleh beban angin maupun beban gempa. Dibeberapa tempat terutama pada daerah gempa yang aktifitasnya tinggi, beban horizontal itu justru menentukan pada proses desain. Pada kondisi seperti itu struktur utama bangunan lebih banyak dimaksudkan untuk menahan beban horizontal dari pada hanya menahan beban gravitasi. Oleh karena itu

struktur utama bangunan kadang-kadang juga disebut sistem struktur penahan beban horizontal atau *lateral load resisting system*.

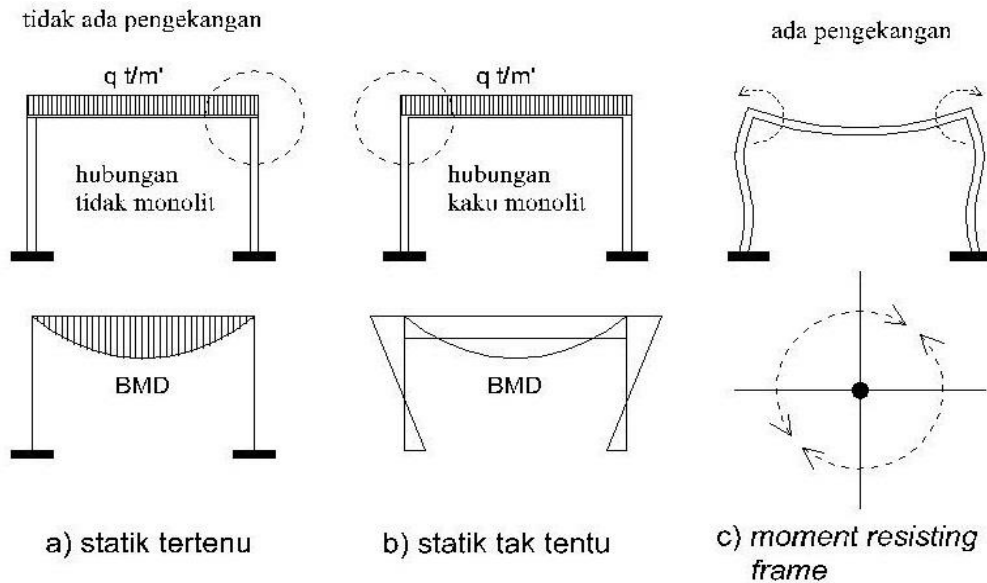
Untuk bangunan–bangunan yang tinggi sudah banyak menggunakan sistem tabung/tube. Sebagaimana diketahui bahwa sistem struktur ini ingin meniru perilaku tabung yang sangat kuat terhadap puntir dan dapat direkayasa untuk kuat terhadap momen. Ciri-cirinya adalah adanya struktur tepi yang rapat untuk mendekati pada sifat kaku seperti pada tabung. Untuk meningkatkan kekakuan dan kemampuannya terhadap momen, maka struktur tabung besar terdiri atas tabung-tabung penyusun kecil (Pawirodikromo, 2012).

Untuk struktur yang ditugaskan ke kategori desain seismik d, e atau f, asce 7 pasal 12.3.3.4 memiliki persyaratan tambahan untuk sistem dengan penyimpangan horizontal atau penyimpangan vertikal tertentu. Ini termasuk sistem dengan torsi, torsi ekstrim, sudut diastragma, diskontinuitas diafragma. Untuk sistem ini, gaya desain harus ditingkatkan sebesar 25% untuk (1) koneksi diafragma ke elemen vertikal dan kolektor dan (2) kolektor dan hubungannya, termasuk koneksi ke elemen vertikal. Kenaikan 25% tidak perlu diterapkan pada kekuatan yang dihitung dengan menggunakan faktor *overstrength*. Dengan pengecualian ini, desain kolektor dan koneksi mereka jarang diatur oleh kenaikan 25% ini (NEHRP, 2010).

2.3.1. Struktur Portal

Menurut Pawirodikromo (2012), struktur portal merupakan hubungan antara balok dan kolom saling sambung menyambung sedemikian rupa, sehingga membuat bangunan *grid-grid* atau membentuk suatu portal bertingkat. Suatu hal yang sangat penting yang harus diperhatikan pada struktur portal adalah titik kumpul atau titik *joint* yaitu sambungan antar balok-balok dan kolom-kolom harus kaku monolit, sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 2.2 (b). Sebagaimana asumsi yang umum dipakai didalam elastik maupun inelastik analisis struktur bahwa titik *joint* tersebut dapat saja berotasi tetapi antara balok dan kolom tetap siku-siku. Hal ini mengandung pengertian bahwa *joint* harus tetap kaku, siku-siku dan tetap elastik artinya tidak boleh terjadi deformasi inelastik. Walaupun *joint* dapat

berotasi tetapi karena *joint* sangat kaku maka akan dapat pengekangan atau perlawanan (*constrain*) pada *joint* seperti yang tampak pada Gambar 2.2 (c).



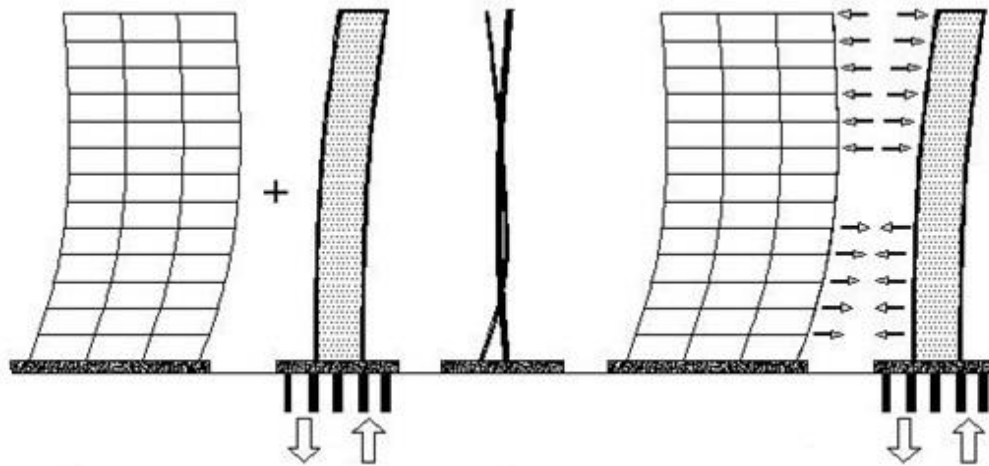
Gambar 2.2: Perilaku portal yang terkekang (Pawirodikromo 2012).

Oleh karena itu frame yang mempunyai joint penahan moment disebut *Momen Resisting Frame* (MRF). Adanya pengekangan adalah sifat-sifat dari struktur statis tak tentu. Dengan asumsi seperti itu maka rotasi *joint* hanya semata-mata karena beban luar atau goyangan akibat beban gempa dan bukan akibat deformasi inelastik pada *joint* itu sendiri. Struktur yang memenuhi dapat memenuhi sifat-sifat itu (*joint* kaku) utamanya adalah struktur beton bertulang cor di tempat (*case in place*).

2.3.2. Kombinasi Portal Dengan Dinding (*Frame Wall*)

Selain struktur dinding maka kombinasi antara portal-portal dengan struktur dinding sebagai struktur utama bangunan banyak dipakai di banyak negara-negara maju. Gambar di bawah ini akan menampilkan suatu *deflected shape* yang paling umum akibat beban horizontal. Terlihat jelas bahwa simpangan antar tingkat pada tingkat-tingkat bawah cukup besar. Simpangan antar tingkat yang cukup besar selain akan mengakibatkan momen dan rotasi sendi plastis yang besar, juga akan

merusak elemen non struktur. Oleh karena itu simpangan antar tingkat harus dibatasi agar kerusakan-kerusakan tersebut dapat dieliminasi.



Gambar 2.3: Kombinasi portal dengan dinding (Pawirodikromo, 2012).

Gambar diatas menunjukkan pola simpangan atau *deflected shape* untuk struktur dinding kantilever tunggal (*planer single wall*). Untuk dinding yang *relative* langsing umumnya akan berperilaku seperti batang kantilever yaitu berperilaku menurut bending/lentur. Pada bagian bawah hanya terjadi simpangan yang *relative* kecil, tetapi akan terjadi simpangan yang cukup besar pada bagian atas. Perbandingan pola simpangan antara portal dengan struktur dinding adalah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.3. Tampak simpangan saling berlawanan, khususnya pada tingkat-tingkat bawah dan atas.

Berdasarkan sifat dan perilakunya maka struktur dinding sebagai struktur utama penahan gaya horizontal akan mempunyai beberapa kelebihan dan kekurangan.

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 *relative* kecil. Karena lengan momen *relative* kecil

maka kadang-kadang keseimbangan momen sulit diperoleh atau sehingga diperlukan kemampuan desak maupun tarik baja yang *relative* 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) *relative* mudah dicapai. Umumnya dibutuhkan gaya desak yang *relative* kecil atau daerah beton desak yang *relative* kecil karena lengan momen cukup besar. Namun demikian akibatnya keseimbangan gaya-gaya desak akan sulit dicapai karena kemampuan desak yang dikerahkan oleh beton desak *relative* 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 *relative* 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 diatas, 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 Pers. 2.1:

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\lambda \frac{K}{M}}} \quad (2.1)$$

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).

2.4. Sistem Struktur Bangunan Tinggi

Pada dasarnya setiap sistem struktur pada suatu bangunan merupakan penggabungan berbagai elemen struktur secara tiga dimensi yang cukup rumit. Fungsi utama dari sistem struktur terutama untuk memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui fondasi. Beban yang bekerja pada bangunan terdiri dari beban vertikal, horizontal, perbedaan temperatur, getaran, dan sebagainya.

Sistem struktur dalam proses perancangannya selalu dihadapi oleh beberapa kendala, diantaranya: persyaratan arsitektural, sistem mekanikal dan elektrik, metode konstruksi dan aspek ekonomi. Dalam berbagai sistem struktur baik menggunakan bahan beton bertulang, baja maupun komposit, selalu ada komponen sub sistem yang dapat dikelompokkan dalam sistem yang digunakan untuk menahan gaya gravitasi dan sistem untuk menahan gaya lateral.

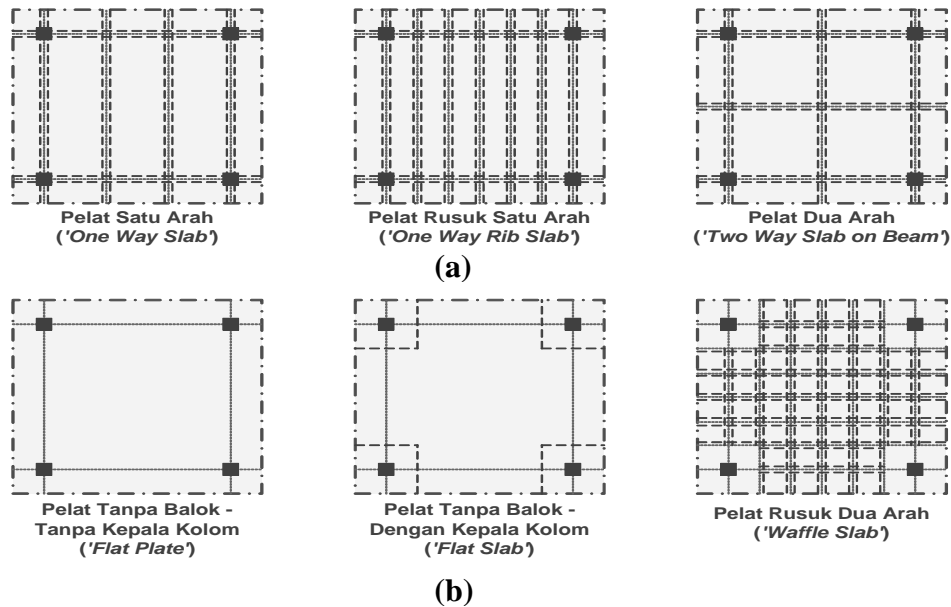
2.4.1. Sistem Penahan Gaya Gravitasi

Beban gravitasi merupakan beban yang berasal dari beban mati struktur dan beban hidup yang besarnya disesuaikan dengan fungsi bangunan. Struktur lantai yang merupakan bagian terbesar dari struktur bangunan, sehingga pemilihannya perlu dipertimbangkan secara seksama, diantaranya:

- a. Pertimbangan terhadap berat sendiri lantai, makin ringan beban lantai makin berkurang dimensi kolom dan fondasi serta makin dimungkinkan menggunakan bentang yang lebih besar.
- b. Kapasitas lantai untuk memikul beban pada saat pekerjaan konstruksi.
- c. Dapat menyediakan tempat/ruang bagi saluran utilitas yang diperlukan.
- d. Memenuhi persyaratan bagi ketahanan terhadap api.
- e. Memungkinkan bagi kesinambungan pekerjaan konstruksi, jika pelaksanaan pembangunannya membutuhkan waktu yang panjang.

- f. Dapat mengurangi penggunaan alat bantu pekerjaan dalam pembuatan pelat lantai (perancah – *steiger*).

Sistem struktur lantai biasanya merupakan kombinasi dari pelat dengan balok induk (*girder*) atau anak balok (*beams*) atau rusuk (*ribs* atau *joists*), yang ketebalannya tergantung pada bentang, beban dan kondisi tumpuannya.



Gambar 2.4: Jenis pelat penahan gaya gravitasi (Marques, 2014).

Gambar 2.4.A: Pelat satu arah (*one way slab*) ditumpu oleh balok anak yang ditempatkan sejajar satu dengan lainnya, dan perhitungan pelat dapat dianggap sebagai balok tipis yang ditumpu oleh banyak tumpuan. Pelat rusuk satu arah (*one way rib/joist slab*) ditumpu oleh rusuk, anak balok yang jarak satu dengan lainnya sangat berdekatan, sehingga secara visual hampir sama dengan pelat satu arah. Pelat yang keempat sisinya ditumpu oleh balok dengan perbandingan, $I_x/I_y \leq 2$ disebut pelat dua arah, sehingga perhitungan pelat perlu dilakukan dengan menggunakan pendekatan dua arah, biasanya dengan menggunakan Tabel tertentu.

Gambar 2.4.B: Pelat dua arah yang tidak ditumpu oleh balok, tetapi langsung oleh kolom. Jenis pertama, pelat lantai ditumpu langsung oleh kolom tanpa penebalan di sekeliling kolom (*drop panel*) dan/atau kepala kolom (*column*

capita), sehingga beban vertikal langsung dipikul oleh kolom dari segala arah (*flat plate*). Sedang jenis kedua, pada puncak kolom terdapat penebalan pelat lantai dan/atau kepala kolom (*flat slab*), sehingga dapat memikul gaya geser atau momen lentur yang lebih besar.

Pelat wafel (*waffle slab*) adalah pelat dua arah yang ditumpu oleh rusuk dua arah. Pelat ini memberikan kekakuan yang cukup besar, sehingga dapat memikul beban vertikal atau dapat digunakan untuk bentang lantai yang besar (Marcelo Marques, 2014).

2.4.2. Sistem Penahan Gaya Lateral

Hal yang penting pada struktur bangunan tinggi adalah stabilitas dan kemampuannya untuk menahan gaya lateral, baik yang disebabkan oleh angin atau gempa bumi. Beban angin lebih terkait pada dimensi ketinggian bangunan, sedang beban gempa lebih terkait pada massa bangunan.

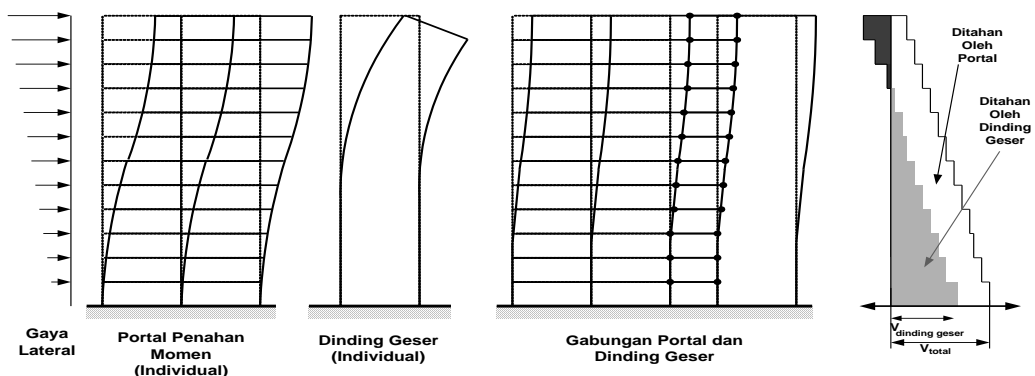
Kolom pada bangunan tinggi perlu diperkokoh dengan sistem pengaku untuk dapat menahan gaya lateral, agar deformasi yang terjadi akibat gaya horizontal tidak melampaui ketentuan yang disyaratkan (*P- Δ Effect*). Pengaku gaya lateral yang lazim digunakan adalah portal penahan momen, dinding geser atau rangka pengaku yang ditunjukkan pada Gambar 2.5. Portal penahan momen terdiri dari komponen (sub-sistem) horizontal berupa balok dan komponen (sub-sistem) vertikal berupa kolom yang dihubungkan secara kaku (*rigid joints*). Kekakuan portal tergantung pada dimensi balok dan kolom, serta proporsional terhadap jarak lantai ke lantai dan jarak kolom ke kolom.

Rangka pengaku (*braced frame*) terdiri dari balok dan kolom yang ditambahkan pengaku diagonal. Adanya pengaku diagonal ini akan berpengaruh pada fleksibilitas perpanjangan/perpendekan lantai di mana pengaku tersebut ditempatkan. Rangka pengaku banyak digunakan pada bangunan tinggi yang menggunakan struktur baja.

Jenis rangka pengaku yang sering digunakan, diantaranya adalah pengaku diagonal tunggal/ganda, pengaku K (horizontal/vertikal), atau rangka pengaku eksentris.

Sedangkan dinding geser (*shearwall*) didefinisikan sebagai komponen struktur vertikal yang relatif sangat kaku. Dinding geser pada umumnya hanya boleh mempunyai bukaan sedikit (sekitar 5%) agar tidak mengurangi kekakuannya. Fungsi dinding geser berubah menjadi dinding penahan beban (*bearing wall*), jika dinding geser menerima beban tegak lurus dinding geser.

Pada bangunan tinggi sering digunakan gabungan antara portal penahan momen dengan dinding geser, terutama pada bangunan tinggi yang dibangun di daerah yang terkena pengaruh gempa bumi. Penggabungan antara portal dan dinding geser, terutama bagi bangunan tinggi dengan struktur beton. Hal ini dapat memberikan hasil yang baik untuk memperoleh kekenyalan/daktilitas (*ductility*) dan kekakuan sistem struktur.



Gambar 2.5: Sistem struktur penahan gaya lateral (Marques, 2014).

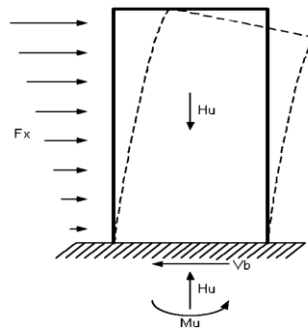
Dinding geser dapat menahan momen dan gaya lateral akibat gempa. Penempatan dinding geser dapat dilakukan pada sisi luar bangunan atau pada pusat bangunan. Dinding geser yang ditempatkan pada bagian dalam bangunan biasa disebut dengan inti struktural (*structural cored*).

2.5. Dinding Geser (*Shear Wall*)

Dinding geser merupakan dinding yang dirancang untuk menahan gaya geser, gaya lateral akibat gempa bumi. Dinding geser juga merupakan elemen-elemen vertikal sebagai sistem penahan gaya horizontal. Dinding geser harus diletakkan pada tiap tingkat struktur tanpa spasi (menerus). Dinding geser lebih efisien

apabila bentuknya lurus vertikal dan didukung oleh pondasi dinding. Apabila dinding geser tidak lurus, maka bagian lain gedung akan membutuhkan penambahan kekuatan.

Dinding geser harus memberikan kekuatan lateral yang dibutuhkan untuk menahan gaya gempa horizontal. Apabila dinding geser cukup kuat, ia akan memindahkan gaya-gaya horizontal ini pada elemen berikutnya pada bagian muatan dibawahnya seperti Gambar 2.6. Komponen-komponen lain boleh jadi selain dinding geser, lantai, pondasi tiang dan pelat. Dinding geser juga memberikan kekakuan lateral untuk mencegah atap dan lantai atas dari goyangan kesamping yang berlebihan. Jika dinding geser cukup kaku, ia akan mencegah lantai dan rangka atap dari gerakan pendukungnya.



Gambar 2.6: Gaya-gaya yang bekerja pada dinding geser.

2.5.1. Elemen Struktur Dinding Geser

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, tiap element 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.

Dinding geser biasanya dikategorikan berdasarkan geometrinya yaitu:

- *Flexural wall* (dinding langsing), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $hw/lw \geq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku lentur. Dimana hw merupakan tinggi dinding geser dan lw lebar dinding geser.
- *Squat wall* (dinding pendek), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $hw/lw \leq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku geser. Dimana lw merupakan tinggi dinding geser dan lw lebar dinding geser
- *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. Pada dinding geser berangkai terdapat balok penghubung yang disebut *Coupling beams*. Fungsi utama *coupling beams* tersebut adalah bukan memikul beban di atasnya, seperti sistem balok beton biasa, melainkan fungsinya adalah menyatukan dua dinding geser yang terletak sebidang sehingga diharapkan menjadi satu kesatuan. *Coupling beams* tersebut hanya ada pada konstruksi bangunan tinggi seperti pencakar langit, dan bekerjanya hanya terhadap beban lateral saja, seperti angin atau gempa. Pada kondisi bekerjanya, yaitu akibat beban lateral maka ada dua aksi yang terjadi yaitu lentur dan geser.

2.5.2. Fungsi Dinding Geser

Menurut Yuliani dan Suhelda (2008) fungsi dinding geser ada 2, yaitu sebagai kekuatan dan kekakuan, artinya:

1. Kekuatan
 - Dinding geser harus memberikan kekuatan lateral yang dibutuhkan untuk menahan gaya gempa horizontal. Apabila dinding geser cukup kuat, dinding akan memindahkan gaya-gaya horizontal ini pada element berikutnya pada bagian muatan dibawahnya. Komponen-komponen lain pada muatan ini boleh jadi selain dinding geser, lantai, pondasi, dinding bata dan pelat.
2. Kekakuan

- Dinding geser juga memberikan kekakuan lateral untuk mencegah atap dan lantai atas dari goyangan arah horizontal yang berlebihan. Jika dinding geser cukup kaku, dinding akan mencegah lantai dan rangka atap dari gerakan horizontal.

2.5.3. Cara Kerja Dinding Geser

Bangunan yang memiliki dinding geser, gaya-gaya horizontal akibat angin atau gempa akan ditahan oleh dinding geser. Selain menahan gaya horizontal, dinding geser juga menahan gaya normal (gaya vertikal). Dinding geser berperilaku sebagai balok lentur kantilever. Oleh karena itu dinding geser selain menahan geser juga menahan lentur.

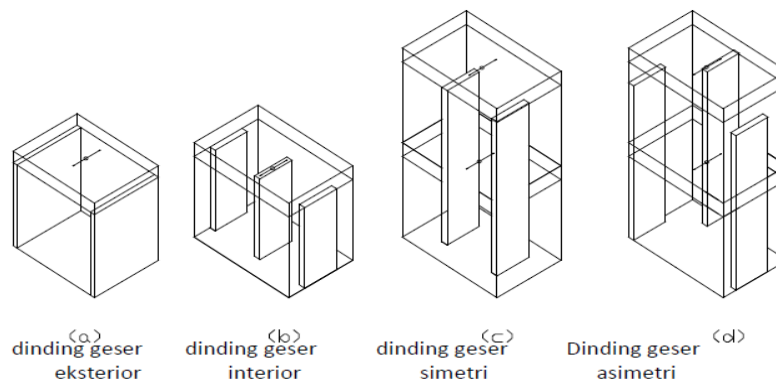
Dinding geser menahan dua tipe gaya yaitu gaya geser dan gaya angkat. Hubungan pada struktur itu dapat memindahkan gaya-gaya horizontal pada dinding geser. Pemindahan ini menimbulkan gaya geser disepanjang tinggi dinding antara puncak dan bawah penghubung dinding geser. Adanya gaya angkat pada dinding geser karena gaya arah horizontal terjadi pada puncak dinding. Gaya angkat ini mencoba mengangkat salah satu ujung dinding dan menekan pada bagian ujung lainnya.

2.5.4. Bentuk Geometri Dan Penempatan Dinding Geser

Untuk lebih aman dalam merespons gempa pada bangunan, disarankan bentuk-bentuk bangunan lebih sederhana dan simetrik. Bangunan sebaiknya simetrik 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 bangun 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. Berikut adalah bentuk-bentuk geometri dinding geser yang direkomendasikan untuk dapat dipakai dan dikembangkan.



Gambar 2.7: Geometri penempatan dinding geser.

Gambar 2.7 memperlihatkan dinding geser sebagai dinding luar atau dalam, ataupun berupa inti yang memuat ruang lift atau tangga. 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 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.8.

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

- *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.
- *Flexural-shear behavior* (perilaku lentur-geser), dimana kelelahan yang terjadi pada tulangan yang menahan lentur diikuti dengan kegagalan geser.
- *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).
- *Silding shear behavior* (perilaku geser luncur), dimana dibawah pembebanan siklik bolak-balik, *silding 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. 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*

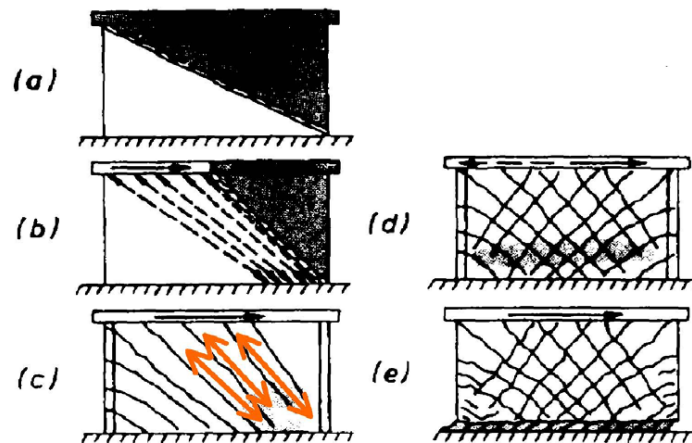
Retak sudut ke sudut yang terjadi pada *diagonal tension failure* merupakan kondisi yang paling kritis tetapi kemungkinannya kecil untuk terjadi. Retak sudut yang kemungkinan besar terjadi dapat dilihat pada Gambar 2.7 (b) dimana retak terbentuk pada sudut yang lebih curam terhadap horizontal.

- *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.



Gambar 2.8: Pola keruntuhan dinding geser (Irawan, 2014).

2.5.5. Persyaratan Dinding Geser

Pada dinding geser yang tinggi, serta gabungan dinding-dinding seperti pada dinding *core*, yang paling menentukan adalah beban aksial dan lentur, seperti yang berlaku pada kolom. Oleh karena itu, prosedur desain dan perhitungan-

perhitungan pada kolom juga secara umum juga dapat diaplikasikan. Detail penulangan untuk dinding berbeda dari penulangan kolom. Elemen-elemen pembatas mungkin dapat diletakan pada akhir atau sudut bidang dinding untuk meningkatkan ketahanan momen-nya. Struktur dinding beton berlaku untuk dinding yang menahan beban aksial, dengan atau tanpa lentur. Dinding harus direncanakan terhadap beban eksentris dan setiap beban lateral atau beban lain yang bekerja padanya. Panjang horizontal dinding yang dapat dianggap efektif untuk setiap beban terpusat tidak boleh melebihi jarak pusat ke pusat antar beban, ataupun melebihi lebar daerah pembebanan ditambah 4 kali tebal dinding. Dinding harus diangkurkan pada komponen-komponen struktur yang berpotongan dengannya misalnya lantai dan atap, atau pada kolom, pilaster, sirip penyangga, dan dinding lain yang bersilangan, dan pada fondasi telapak.

Hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan dinding geser yaitu bahwa dinding geser tidak boleh runtuh akibat gaya geser. Hal ini disebabkan oleh fungsi utama dinding geser yaitu sebagai penahan gaya geser yang besar akibat gempa, sehingga apabila dinding geser runtuh akibat gaya geser itu sendiri maka otomatis keseluruhan struktur akan runtuh karena sudah tidak ada lagi yang menahan gaya geser tersebut. Dinding geser hanya boleh runtuh akibat adanya momen plastis yang menyebabkan timbulnya sendi plastis pada bagian dasar dinding.

Berdasarkan SNI 2847:2013, suatu dinding dikategorikan kedalam dinding geser jika gaya geser rencana melebihi $(1/12.A_{cv}.\sqrt{F_c'})$. Jika kurang dari nilai tersebut maka dinding tersebut dianggap hanya sebagai dinding penumpu (memikul beban gravitasi). Rasio penulangan pada dinding geser yaitu ρ_v (penulangan arah vertikal) dan ρ_n (penulangan arah horizontal) tidak boleh kurang dari 0,0025. Selain dari itu dicek apakah dibutuhkan *boundary element* yaitu apabila $f_{max} > 0,2 f_c'$. Dengan f_{max} didapat dari Pers. 2.2 – Pers. 2.4:

$$f_{Max} = \frac{Pu}{A_g} + \frac{M_u l_w / 2}{I} \quad (2.2)$$

Dimana :

$$A_g = l_w . t_w \quad (2.3)$$

$$I = 1/12 t_w . l_w^3 \quad (2.4)$$

Berbeda dengan dinding geser biasa yang memikul beban vertikal dan gaya geser pada panel dinding, maka pada dinding geser dengan komponen batas, semua beban vertikal dipikul oleh komponen batas (*boundary element*) seperti Gambar 2.9, sedangkan gaya gesernya dipikul oleh bagian dindingnya. *Boundary element* pada dinding geser harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

- *Boundary element* harus memikul semua beban vertikal
- *Boundary element* harus dikekang seperti kolom
- Tulangan transversal dinding geser harus diteruskan sampai dengan ke *boundary element* seperti Gambar 2.10.

Rasio minimum untuk luas tulangan vertikal terhadap luas bruto beton haruslah:

- 0,0012 untuk batang ulir yang tidak lebih besar daripada D16 dengan tegangan leleh yang disyaratkan tidak kurang daripada 400 MPa
- 0,0015 untuk batang ulir lainnya
- 0,0012 untuk jaring kawat baja las (polos atau ulir) yang tidak lebih besar daripada P16 atau D16.

Pada dinding dengan ketebalan ≥ 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah, harus dipasang dua lapis tulangan di masing-masing arah yang sejajar dengan bidang muka dinding dengan pengaturan sebagai berikut:

- 1) Satu lapis tulangan, yang terdiri dari tidak kurang dari pada setengah dan tidak lebih dari pada dua pertiga jumlah total tulangan yang dibutuhkan pada masing-masing arah, harus ditempatkan pada bidang yang berjarak tidak kurang dari pada 50 mm dan tidak lebih daripada sepertiga ketebalan dinding dari permukaan luar dinding.
- 2) Lapisan lainnya, yang terdiri dari sisa tulangan dalam arah tersebut di atas, harus ditempatkan pada bidang yang berjarak tidak kurang dari 20 mm dan tidak lebih dari sepertiga tebal dinding dari permukaan dalam dinding. Jarak antara tulangan-tulangan vertikal dan antara tulangan-tulangan horizontal tidak boleh lebih besar daripada tiga kali ketebalan dinding dan tidak pula lebih besar daripada 500 mm.

Tulangan vertikal tidak perlu diberi tulangan pengikat lateral bila luas tulangan vertikal tidak lebih besar daripada 0,01 kali luas bruto penampang beton,

atau bila tulangan vertikal tidak dibutuhkan sebagai tulangan tekan. Di samping adanya ketentuan mengenai tulangan minimum, di sekeliling semua bukaan jendela dan pintu harus dipasang minimal dua tulangan D16. Batang tulangan ini harus lebih panjang dari sisi-sisi bukaan. Terhadap sudut-sudut bukaan, batang tulangan harus diperpanjang sejauh jarak yang diperlukan untuk mengembangkan kemampuannya tetapi tidak kurang dari 600 mm.

Perhitungan desain tulangan dinding geser adalah sebagai berikut :

- a. Suatu dinding dikategorikan ke dalam dinding geser jika gaya geser rencana (V_u) melebihi Pers. 2.5:

$$V_u > \frac{1}{12} A_{CV} \cdot \sqrt{F_c} \quad (2.5)$$

Dimana : A_{CV} = luas penampang dinding struktural, mm²

F_c = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

Jika kurang dari nilai tersebut maka dinding tersebut dianggap hanya sebagai dinding penumpu (memikul beban gravitasi)

- b. Paling sedikit dua lapis tulangan yang dipasang pada dinding geser bidang terfaktor yang dibebankan ke dinding, dengan syarat pada Pers. 2.6:

$$V_u > \frac{1}{6} \cdot A_{CV} \cdot \sqrt{f_c'} \quad (2.6)$$

- c. Untuk rasio penulangan pada dinding geser yaitu ρ_v (penulangan arah vertikal) dan ρ_n (penulangan arah horizontal) tidak boleh kurang dari 0.0025
- d. Semua tulangan menerus pada dinding struktural harus diangkur atau disambung

A. Gaya-gaya rencana

Gayageser rencana V_u , harus diperoleh dari analisis beban lateral sesuai dengan kombinasi beban terfaktor.

- Kuat geser

- a. Kuat geser nominal (V_n) dinding struktural tidak diperkenankan lebih dari Pers. 2.7:

$$Vn \geq A_{CV} (\alpha_c \cdot \sqrt{f'c} + \rho_n \cdot fy) \quad (2.7)$$

Dimana :

A_{cv} = penampang total dinding struktural ,mm²

α_c = 1/4 untuk $h_w/l_w \leq 1,5$

α_c = 1/6 untuk $h_w/l_w \geq 2,0$

l_w = panjang keseluruhan dinding atau segmen dinding yang ditinjau dalam arah gaya geser.

h_w = tinggi dinding keseluruhan atau segmen dinding yang ditinjau.

fy = kuat leleh tulangan yang diisyaratkan, MPa

$f'c$ = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

dan dapat diinterpolasi linier untuk nilai-nilai diantaranya.

- b. Nilai rasio (h_w/l_w) yang dipakai untuk menentukan Vn untuk segmen-segmen dinding harus merupakan nilai terbesar dari rasio untuk dinding keseluruhan dan segmen dinding tersebut.
- c. Dinding harus mempunyai tulangan geser tersebar yang memberikan tahanan dalam dua arah orthogonal pada bidang dinding. Apabila rasio (h_w/l_w) tidak melebihi 2, rasio penulangan ρ_v tidak boleh kurang dari rasio penulangan ρ_n .
- d. Kuat geser nominal system dinding struktural yang secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh diambil melebihi $\frac{2}{3} A_{CV} \sqrt{f'c}$, dimana A_{CV} = luas penampang dinding struktural.

Kuat geser nominal tiap dinding individual tidak boleh diambil melebihi dari Pers. 2.8:

$$\frac{5}{6} \cdot A_{cp} \cdot \sqrt{f'c} \quad (2.8)$$

Dimana: A_{cp} = luas penampang dinding yang ditinjau

- e. Tahanan geser nominal segmen-segmen dinding horizontal tidak boleh diambil melebihi $\frac{5}{6} A_{cp} \cdot \sqrt{f'c}$
- ✓ Komponen batas (*boundary element*) untuk dinding struktural.

- a. Komponen batas khusus di tepi-tepi dinding struktural harus dievaluasi berdasarkan ketentuan-ketentuan. Selain dari itu dicek apakah dibutuhkan *boundary element* yaitu apabila $f_{max} > 0,2 f'c$. Nilai f_{max} dapat ditentukan dengan Pers. 2.9 – Pers. 2.11 berikut:

$$f_{Max} = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu l_w / 2}{I} \quad (2.9)$$

Dimana : $Ag = l_w \cdot t_w$ (2.10)

$I = 1/12 t_w \cdot l_w$ (2.11)

P_u = Gaya aksial yang bekerja pada *shear wall*

M_u = Momen ultimet yang bekerja di dasar dinding

l_w = panjang keseluruhan dinding atau segmen dinding yang ditinjau dalam arah gaya geser.

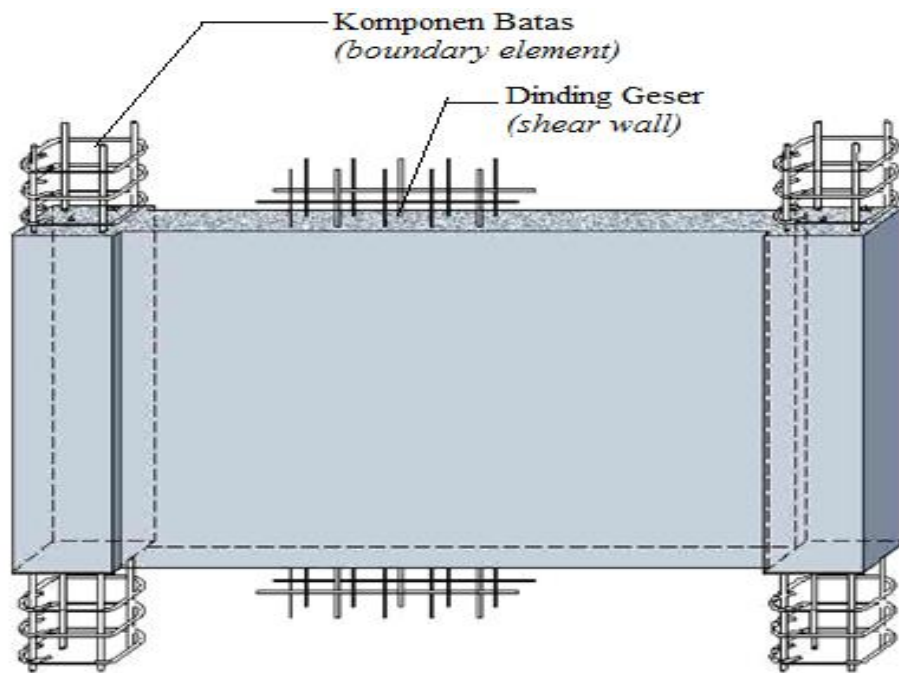
h_w = tinggi dinding keseluruhan atau segmen dinding yang ditinjau.

- b. Untuk dinding-dinding atau sistem dinding yang menerus secara efektif dari dasar hingga puncak bangunan dan direncanakan memiliki satu penampang kritis untuk lentur dan gaya aksial, dimana diperlukan atau tidak komponen batas khusus (*boundary element*).

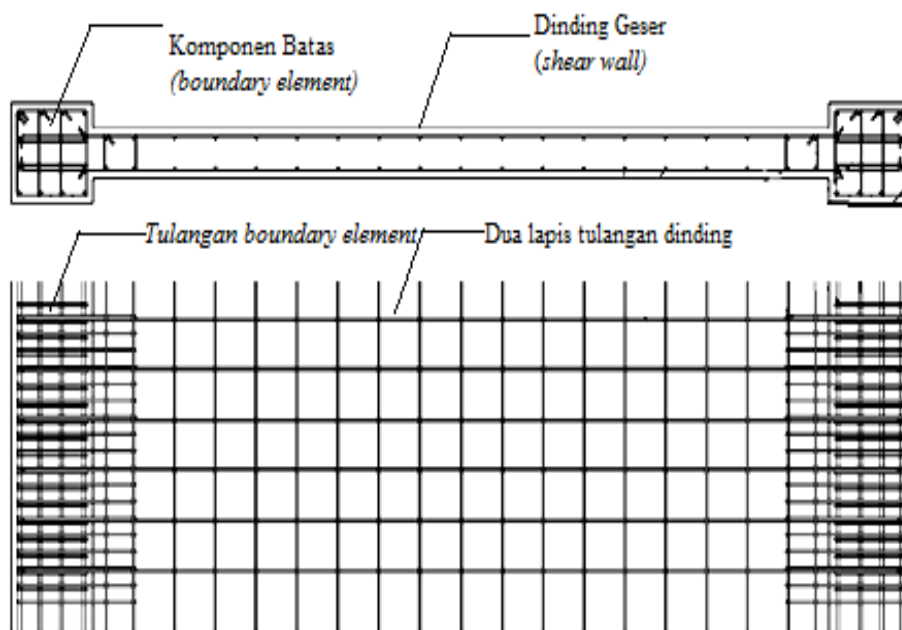
- a. Pada daerah tekan, harus memenuhi syarat pada Pers. 2.12:

$$c > \frac{l_w}{600 (\delta_u / h_w)} \quad (2.12)$$

Dimana : c = jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral, yang dihitung untuk beban aksial terfaktor dan kuat nominal, konsisten dengan perpindahan rencana yang menghasilkan sumbu netral terbesar.



Gambar 2.9: Bagian-bagian dinding geser (Ridwan H Pakpahan, 2009).



Gambar 2.10: Penulangan dinding geser (Ridwan, 2009).

2.6. Model Kekakuan Diafragma

ASCE 7 memungkinkan diafragma beton bertulang untuk diidealkan sebagai kaku dalam model analisis jika rasio *span-to-depth* kurang dari atau sama dengan 3 dan jika tidak ada penyimpangan horizontal seperti yang didefinisikan dalam ASCE 7. Dalam kasus lain, fleksibilitas diafragma harus dimodelkan. Dengan memasukkan fleksibilitas diafragma, pengalihan kekuatan diafragma dan elemen vertikal dapat diperkirakan dengan lebih baik, terutama pada lokasi dimana transfer besar terjadi.

Asumsi kekakuan yang digunakan untuk pemodelan diafragma tidak hanya mempengaruhi kekuatan diafragma, tetapi juga distribusi gaya di antara elemen vertikal. Hal ini terutama terjadi pada tingkat dengan perubahan signifikan pada massa atau kekakuan elemen vertikal, seperti pada tingkat podium atau tingkat awal di bawah tingkat struktur bertingkat tinggi. Pengurangan kekakuan yang terkait dengan perengkahan diafragma biasanya didekati dengan menerapkan pengubah kekakuan pada sifat kekakuan kotor diafragma di-bidang. Pengubah kekakuan untuk diafragma beton bertulang biasanya jatuh pada kisaran 0,15 sampai 0,50 saat menganalisis bangunan untuk permintaan gempa berskala. Dalam kasus dimana hasil analisis sensitif terhadap asumsi kekakuan diafragma, mungkin lebih bijaksana untuk "mengikat" solusinya dengan menganalisis struktur menggunakan kekakuan diafragma bagian bawah dan atas, dan memilih nilai disain sebagai kekuatan terbesar dari keduanya (NEHRP, 2010).

2.6.1. Kompatibilitas perpindahan untuk diafragma fleksibel

Diafragma fleksibel akan mengalami perpindahan dalam bidang kerana pemuatan inersia selain yang dialami elemen vertikal dari sistem penahan gaya seismik. Hal ini dibahas dalam ASCE 7 pasal 12.3. Komponen yang tidak ditunjuk sebagai bagian dari sistem penahan gaya seismik, seperti balok dan kolom gravitasi, dinding yang melengkung di luar bidang, plat-kolom dan sambungan dinding plat, dan kelengkapan kelongsong harus dievaluasi untuk kompatibilitas perpindahan berdasarkan tambahan Perpindahan diafragma. Dalam beberapa kasus, mungkin tepat untuk memasukkan unsur-unsur penting dari

sistem gravitasi dalam model lateral bangunan untuk secara eksplisit mengevaluasi kekuatan yang dikembangkan karena kompatibilitas perpindahan (NEHRP, 2010).

2.6.1.1.Perspektif Sejarah pada Desain Diafragma

Sebelum analisis struktural perangkat lunak membuat analisis elemen hingga diafragma yang tersedia, desain diafragma didasarkan pada asumsi penyederhanaan bahwa diafragma benar-benar fleksibel atau tidak terbatas.

Diafragma fleksibel diasumsikan bertindak sebagai balok yang didukung hanya mencakup secara horisontal antara elemen vertikal dari sistem penahan gaya seismik, tanpa mempertimbangkan kontinuitas di garis-garis interior elemen penahan. Gaya akord diafragma dihitung dengan membagi rentang momen sederhana dengan kedalaman diafragma. kekuatan '*tributary*' ke elemen vertikal dihitung sebagai jumlah reaksi rentang sederhana terhadap elemen tersebut.

Dengan asumsi diafragma yang kaku, distribusi kekuatan lateral ke elemen vertikal dibuat berdasarkan kekakuan relatifnya. Asumsi ini diadopsi pada program analisis struktural generasi pertama untuk mengurangi kebutuhan komputasi pada kecepatan memori dan prosesor. Kekuatan lateral yang dihitung untuk anggota vertikal pada setiap garis kemudian dapat diterjemahkan ke dalam gaya geser untuk didistribusikan sepanjang diafragma pada setiap baris.

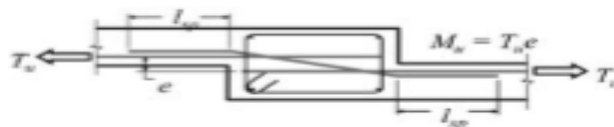
Dalam beberapa kasus, tergantung pada bahan diafragma, proporsi keseluruhan, dan kekakuan relatif elemen vertikal dan horisontal, tidak jelas apakah akan menganggap perilaku fleksibel atau kaku. Dalam kasus seperti itu, desainer sering 'menyelimuti' analisis yang mempertimbangkan hasil dari analisis fleksibel dan kaku.

Dengan perangkat lunak analisis struktural yang ada saat ini, fleksibilitas diafragma dapat dimodelkan secara langsung dimanapun fleksibilitas diafragma dipertanyakan. *Analisis bounding* masih sangat berharga untuk memahami efek kekakuan yang tidak pasti pada jumlah desain (NEHRP, 2010).

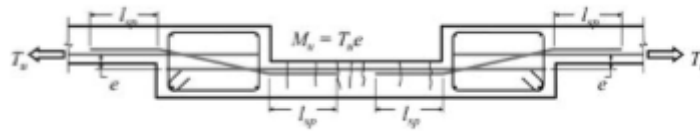
2.6.1.2. Langkah dan Depresi

Dimana langkah-langkah atau depresi terjadi, penguatan harus diberikan untuk mentransfer kekuatan disain melalui *offset*. Gambar 2.11 mengilustrasikan penguatan sambungan melewati suatu langkah dan depresi. Sejauh memungkinkan, penguatan sambungan.

Harus ditempatkan sedemikian rupa sehingga meminimalkan eksentrisitas pada sisi berlawanan dari langkah ketika dalam ketegangan; Jika sambungan juga mentransmisikan kompresi, eksentrisitas akan ditentukan oleh dimensi kotor *offset*. Jika penguat sambungan tidak bisa diletakkan lurus, entah bisa bengkok atau bengkok bar bisa disambung dengan batang utama. Gaya vertikal yang diciptakan oleh batang *offset* harus dilawan oleh kaki keriting; Lihat ketentuan analog untuk kolom kolom offset di ACI 318 7,8. Selain itu, setiap eksentrisitas pada batang kolektor menciptakan momen Tue yang harus diselesaikan dalam struktur. Jika ada tembok di lokasi ini yang berorientasi tegak lurus dengan sambungan, dinding mungkin bisa menahan momen dengan *out-of-plane* bending. Sebagai alternatif, bagian tumpang tindih dari langkah dapat diperkuat sebagai balok untuk mentransmisikan momen melalui torsi ke kolom yang berdekatan, meskipun hal ini dapat menjadi masalah karena adanya rincian penguatan yang menantang dan karena putaran besar yang mungkin terkait dengan torsi. Jika diafragma mentransmisikan geser melintasi tangga, penguatan lingkaran bisa menahan geser yang diterapkan melalui *shearfriction* pada antarmuka. (NEHRP, 2010).



(a) langkah



(b) depresi

Gambar 2.11 - Langkah dan depresi. (b) menunjukkan retak lentur depresi yang dapat diinduksi oleh pembebanan eksentrik (nehrp, 2010).

2.6.2. Persyaratan Tambahan

2.6.2.1. Sifat Material

ACI 318 pasal 1.1.1 membutuhkan kekuatan tekan minimum yang ditentukan, f_c , 2500 psi untuk beton struktural termasuk diafragma, walaupun paling sedikit 3000 psi direkomendasikan di sini.

Dimana diafragma dilemparkan secara monolitik dengan bagian bingkai momen khusus atau dinding geser untuk struktur yang ditugaskan ke Kategori Desain Seismik D, E, atau F, minimum f_c adalah 3000 psi (ACI 318 pasal 21.1.4) untuk bagian dari Diafragma Ini biasanya tidak menjadi masalah karena f_c 4000 sampai 6000 psi biasanya ditentukan untuk sistem lantai.

Untuk beberapa struktur, kekuatan beton yang ditentukan dari kolom bingkai momen atau dinding geser lebih tinggi dari pada sistem diafragma / lantai. ACI 318 pasal 10.12, yang memungkinkan kekuatan tekan beton kolom menjadi 1,4 kali dari sistem lantai, dimaksudkan untuk hanya berlaku untuk transmisi beban aksial dan oleh karena itu sebaiknya tidak diterapkan pada dinding atau kolom dari sistem penahan gaya seismik. Banyak kolom dinding atau bingkai momen terletak di sepanjang tepi pelat bangunan atau di sepanjang bukaan, di mana beton tidak dibatasi oleh beton yang berdekatan di semua sisi. Selain itu, elemen ini memiliki tegangan geser tinggi yang harus ditransfer melalui lantai, membutuhkan kekuatan yang lebih tinggi.

Untuk dinding geser, kekuatan dinding yang lebih tinggi dapat dipertahankan dengan menggunakan inti melompat atau sistem bentuk terbang untuk konstruksi dinding untuk mendahului konstruksi lantai. Dimana beton untuk bagian dinding

atau bingkai momen melalui ketebalan sistem lantai ditempatkan dengan beton untuk sistem lantai, beton dengan kekuatan lebih tinggi harus digenangi elemen ini dan diperpanjang 2 ft ke dalam lempengan yang diperbolehkan untuk kolom di ACI 318 pasal 10.12.1 dan dijelaskan di bagian komentar R10.12.1.

Bila beton ringan digunakan, ketentuan ACI 318 pasal 21.1.4.3 berlaku jika beton diafragma juga merupakan bagian dari bingkai momen khusus atau dinding geser khusus.

Menurut ACI 318 pasal 11.4.2 nilai f_y dan f_{yt} yang digunakan dalam desain tulangan penguat penguatan tidak boleh melebihi 60.000 psi, kecuali nilainya tidak boleh melebihi 80.000 psi untuk penguat kawat deformasi dilas. Maksud dari persyaratan kode adalah membatasi lebar celah geser.

Penguatan untuk *chord* dan sambungan dibatasi oleh persyaratan umum untuk penguatan ikatan ACI 318 pasal 3.5.3, dengan dua pengecualian.

(A) Bila *chord* atau sambungan ditempatkan di dalam balok termasuk *flens* efektif dari bingkai momen khusus, dan karena itu berfungsi sebagai tulangan lentur balok, akord akord atau kolektor harus memenuhi ACI 318 pasal 21.1.5.2, yaitu penguatan harus sesuai dengan ASTM A706 atau setara.

(B) ACI 318 pasal 21.11.7.2 membatasi tekanan dari gaya gempa disain hingga 60.000 psi untuk tendon berikat. Meskipun stres pada penguatan sambungan dan *chord* lainnya tidak terbatas, pertimbangan harus diberikan pada kompatibilitas deformasi antara *chord* ketegangan, sambungan, dan pelat lantai. Tekanan dan ketegangan tarik tinggi pada kolektor dan *chord* bisa mengakibatkan retak berlebihan yang akan bermigrasi ke dalam lempengan.

2.6.2.2. Inspeksi

Diafragma beton bertulang *chord* dan sambungannya merupakan bagian dari sistem penahan gaya seismik. Konstruksi diafragma yang tepat dan elemennya sangat penting untuk memastikan strukturnya sesuai dengan yang diinginkan selama gempa besar.

Dalam upaya memastikan konstruksi yang tepat, diperlukan pemeriksaan khusus untuk sebagian besar bangunan beton. IBC mensyaratkan bahwa perancang profesional untuk bangunan menyiapkan pernyataan inspeksi khusus yang mengidentifikasi inspeksi yang diperlukan untuk pembangunan gedung. Pernyataan tersebut mencakup persyaratan inspeksi untuk sistem penahan gaya seismik dalam struktur yang ditugaskan pada Kategori Desain Seismik C, D, E, atau F. Diafragma dan unsur-unsurnya memberikan ketahanan terhadap gaya seismik yang ditentukan. Oleh karena itu, diafragma adalah bagian dari sistem penahan gaya seismik dan harus diidentifikasi pada pernyataan pemeriksaan khusus. Lihat IBC untuk persyaratan saat ini sesuai dengan IBC, ukuran dan penempatan baja penguat, termasuk tendon prategang, harus diverifikasi dengan inspeksi berkala. Inspeksi berkala dimaksudkan untuk mencakup pemeriksaan terhadap seluruh penempatan baja tulangan yang telah selesai, termasuk baja diafragma.

Beton untuk diafragma juga memerlukan pemeriksaan khusus. Pemeriksaan khusus ini sering mencakup hal berikut ini:

- Memeriksa penggunaan campuran desain yang dibutuhkan.
- Sampling beton segar untuk spesimen uji kekuatan, uji kemiringan dan uji kadar udara, dan penentuan suhu beton pada saat penempatan.
- Penempatan beton
- Pemeliharaan suhu dan teknik pengeringan yang ditentukan,
- Grouting dari tendon prategang berikat yang merupakan bagian dari sistem penahan gaya seismik.

Menurut IBC pasal 17.10.2, pengamatan struktural oleh profesional desain terdaftar diperlukan untuk semua struktur yang ditugaskan pada Kategori Desain Seismik D, E, atau F yang tingginya lebih tinggi dari 75 kaki Struktur yang lebih pendek dari kategori hunian tinggi atau Kategori Desain Seismik E Juga membutuhkan Pengamatan struktur. Diperlukan pengamatan khusus untuk sistem penahan gaya seismik yang tidak ditentukan, namun mengamati komponen diafragma sangat dianjurkan (NEHRP, 2010).

2.6.2.3. Menguatkan Kolom ke Diafragma

Diafragma kolom penjepit di mana mereka terhubung (lihat peluru kedua dari Bagian 2). Gaya yang dibutuhkan untuk menjepit kolom tidak didefinisikan dalam ACI 318, namun gaya 2% sampai 4% dari beban aksial kolom pada umumnya dianggap cukup. Untuk gedung beton bertali rendah dan menengah, pemeriksaan ini jarang dilakukan karena kekuatan koneksi diafragma-ke-kolom yang melekat dengan mudah memberikan kekuatan ini. Untuk bangunan tinggi dengan kolom besar yang penuh muatan, cek ini harus dilakukan. Untuk kolom ini, cek diafragma harus mencakup tekanan bantalan pada permukaan kolom, kecukupan penguatan diafragma yang dilapisi ke kolom pada kondisi tepi, dan kekuatan tekuk diafragma yang adekuat untuk menahan kekuatan pengikat. Persyaratan dan rekomendasi ini juga berlaku untuk bangunan pracetak dengan diafragma di tempat.

Kolom miring memerlukan pemeriksaan kekuatan yang lebih ketat pada antarmuka diafragma-ke-kolom. Di bagian atas dan bawah bagian kolom yang miring, ada komponen gaya horizontal yang diberikan pada diafragma sehingga diafragma harus menahan dan mengirimkan elemen vertikal dari sistem forceresisting seismik. Besarnya komponen horisontal ini bergantung pada kemiringan kolom. Bila diperlukan secara arsitektural, kecenderungan kolom dari vertikal tidak boleh melebihi sekitar 15° (1 sampai 4, horizontal ke vertikal). Sudut kemiringan yang lebih besar umumnya tidak dikenali oleh kode bangunan, namun dorongan dan tantangan diafragma yang besar dalam memperkuat kolom, diafragma, dan hubungan diafragma dengan cukup harus diantisipasi. Bila beban aksial kolom rendah dan pendekatan kemiringan vertikal, lempengan tersebut mungkin mampu menahan komponen horisontal. Slab juga mungkin memadai pada tingkat menengah adalah kolom miring yang dilewati tanpa perubahan arah. Pada tingkat menengah ini hanya gaya vertikal inkremental yang ditambahkan ke kolom pada tingkat tersebut menciptakan daya dorong horizontal yang harus dirancang oleh sambungan. Untuk kolom dan kolom miring yang sangat padat dengan tanjakan dari vertikal yang lebih besar dari 15° , mungkin perlu menebalkan lempengan atau memberi sinar untuk mentransfer daya dorong dari kolom miring (NEHRP, 2010).

2.6.2.4. Interaksi Penguat Diafragma dengan Elemen Vertikal

Chord dan penguatan sambungan diafragma sering ditemukan di balok yang merupakan bagian dari bingkai momen khusus atau di dalam lembaran yang bersebelahan dengan balok tersebut. Penguatan ini kemungkinan tidak akan ditekankan pada kekuatan luluh dari kekuatan akord atau kolektor selama gempa pada saat bersamaan, balok momen momen sepenuhnya menghasilkan. Namun, kompatibilitas deformasi biasanya akan menentukan *chord* atau sambungan. Penguatan akan menghasilkan bersama dengan balok (penguatan akan menyiksa saat balok melengkung). Oleh karena itu, *chord* atau sambungan ini akan menambah kekuatan lentur pada balok. Kekuatan lentur tambahan ini harus dipertimbangkan sebagai bagian dari kekuatan balok saat menimbang balok dan kolom untuk memenuhi persyaratan balok kuat-kolom lemah dari ACI 318 pasal 21.6.2. Jika *chord* atau sambungan berada di dalam balok, kekuatan lentur tambahan juga harus disertakan saat menentukan kekuatan lentur yang mungkin digunakan untuk menghitung gaya geser desain untuk balok seperti yang dipersyaratkan pada 21.5.4, dan saat menentukan persyaratan kolom balok Kekuatan sendi. (Interpretasi yang ketat terhadap ketentuan ACI 318 adalah bahwa penguatan ini tidak perlu dimasukkan dalam perhitungan geser bersama balok dan balok-kolom jika berada pada lebar flensa balok yang efektif daripada di dalam balok, namun pendekatan yang disukai adalah Sertakan dalam semua kasus di mana ia berada di dalam balok efektif).

Sambungan atau *chord* gaya tekan juga dapat meningkatkan kekuatan lentur balok karena beban aksial mungkin di bawah titik seimbang. Dalam menentukan kekuatan tekan *chord* untuk menambah balok, hanya 30% gaya *chord* yang mungkin diperlukan karena gaya *chord* biasanya disebabkan oleh gaya gempa ortogonal terhadap gaya yang memuat bingkai momen. Kekuatan sambungan yang bekerja pada balok kemungkinan disebabkan oleh gaya gempa yang sama yang memuat bingkai momen. Oleh karena itu, 100% gaya sambungan kemungkinan harus dipertimbangkan saat merancang balok. Pertimbangan serupa juga berlaku untuk gaya ketegangan *chord* dan sambungan. Kekuatan aksial ini harus dipertimbangkan saat mengevaluasi persyaratan kuat-kolom-*weakbeam* dan saat menentukan gaya geser rancangan balok dan kekuatan geser desain. Jika gaya

tekan menyebabkan tegangan aksial pada balok lebih besar dari $0.1f'_c$, balok harus dirancang sebagai kolom. Pertimbangan serupa berlaku untuk perancangan bingkai momen menengah.

Sambungan dan *chord* dirancang untuk merespons secara linier di bawah tegangan aksial dan kompresi, namun di mana elemen-elemen ini memasuki batas dinding geser, mereka mungkin mengalami lentur yang signifikan saat dinding batu bolak-balik selama gempa. Bila memungkinkan, penguatan elemen-elemen ini harus ditempatkan untuk meminimalkan hasil lentur. Hal ini dapat dicapai dengan menggunakan anggota yang dangkal atau dengan menempatkan sambungan utama atau *chord reinforcing bar* di dekat kedalaman pertengahan. Untuk struktur yang ditugaskan pada Kategori Desain Seismik D, E, atau F, tulangan pengikat melintang direkomendasikan di lokasi ini untuk meningkatkan kapasitas tekan beton dan ketahanan tekuk tulangan (NEHRP, 2010).

2.6.3. Masalah Detail & Konstruksional

2.6.3.1. Penguat Diafragma

Banyak pelat beton dirancang untuk memiliki tikungan bawah yang kontinyu dengan penguatan yang terdistribusi secara merata. Untuk alasan ini, tulangan melintang yang disediakan untuk resistensi geser diafragma biasanya dimasukkan ke dalam tika bawah. Dalam diafragma berat yang diperkuat tebal, tikungan atas dan bawah yang terus menerus diperkuat sering diberikan. Desainer harus menentukan sambatan putaran yang diperlukan dan panjang pengembangan penguatan pada dokumen konstruksi, karena perkalian tulangan diafragma dan persyaratan pengembangan dapat melebihi yang diperlukan.

Pada lempengan Pasca - dikencangkan, lokasi penguatan diafragma perlu dikoordinasikan dengan lokasi untai post-tensioned dan anchorages yang terkait. Menunjuk lapisan dalam kedalaman lempengan untuk penguatan diafragma dan untai pasca-ketegangan adalah metode yang efektif untuk meminimalkan konflik. Desain lempengan perlu mempertimbangkan lokasi sebenarnya dari lapisan penguatan jika pendekatan ini digunakan. Kain kawat las umumnya tidak digunakan untuk penguatan diafragma pada pelat lempeng di tempat karena

penguatan yang diberikan untuk dukungan gravitasi menggunakan bilah penguat standar. Penggunaan kain kawat las untuk penguatan diafragma biasanya terbatas pada lempengan topping pada sistem beton pracetak atau di atas dek baja (nehrp, 2010).

2.6.3.2. Detail Sambungan dan *Chord*

Penguat sambungan dan *chord* sering ditemukan di tengah pelat. Dalam struktur yang ditugaskan untuk Kategori Desain Seismik D, E, dan F, ACI 318 memerlukan jarak pusat ke pusat paling sedikit 3dB, namun tidak kurang dari 1,5 inci, dan tutup beton yang jelas setidaknya 2,5 dB, namun tidak kurang dari 2. Jika tidak, penguatan melintang diperlukan. Sambungan penguatan pengumpul ke elemen vertikal dari sistem penahan gaya seismik seringkali merupakan daerah yang padat. Dalam banyak kasus, banyak batang berdiameter besar diperlukan untuk dikembangkan menjadi zona batas terbatas pada dinding geser seperti ditunjukkan pada Gambar 2.12a. Perancang harus mempelajari hubungan ini secara rinci untuk memastikan ruang yang memadai ada. Dalam banyak kasus, ketebalan pelat atau balok yang meningkat diperlukan untuk mengakomodasi penguatan yang merinci pada sambungan. Gambar 2.12b menunjukkan di mana balok dibuat untuk menampung penguatan sambungan. Perancang juga harus mempertimbangkan kedalaman lempengan yang disediakan di mana sambungan besar berpotongan. Beberapa lapisan bar penguat berdiameter besar dapat menyebabkan kemacetan yang berlebihan. Demikian pula, perancang harus menyadari lokasi di mana sambungan berpotongan dengan tulangan longitudinal balok beton.

Sambungan panjang, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.13, dapat mengumpulkan strain di atas panjangnya sehingga menghasilkan perpindahan yang mungkin tidak sesuai dengan asumsi pemodelan atau kapasitas deformasi komponen yang berdekatan. Desainer dapat mempertimbangkan penguatan sambungan tambahan untuk mengurangi regangan dan pemanjangan sambungan terkait. Pemberian pengikat kurungan juga dapat meningkatkan keuletan beton secara lokal, namun tidak akan mengatasi masalah potensial yang terkait dengan deformasi yang tidak sesuai. Mendesain ulang sistem transfer tenaga juga harus

diperhatikan.

Dimana diperlukan penguatan sambungan (atau *chord*) di lokasi bertepatan dengan balok, penguatan *chord* dapat ditempatkan di dalam balok. Tulang melintang penguat, jika benar rinci, juga dapat berfungsi sebagai sambungan (atau *chord*) kurungan. Jika penguatan *chord* tidak sesuai sepenuhnya dengan lebar balok, maka kedalaman diafragma yang efektif harus didasarkan pada distribusi aktual dan lokasi penguatan *chord*.



(A) Sambungan ke zona batas dinding geser



(B) balok untuk sambungan besar

Gambar 2.12 - Detail sambungan (NEHRP, 2010).



Gambar 2.13 – sambungan panjang dengan tulangan pengikat (NEHRP, 2010).

2.6.4. Ketegangan dan Kompresi Chords

Untuk perhitungan gaya akord saat model balok yang disederhanakan digunakan untuk mendekati gaya internal diafragma. Dimana tulangan nonprestressed terkonsentrasi di dekat tepi diafragma, persamaan 2.13 untuk area penguatan akord ketegangan, dengan menggunakan $f = 0,9$, adalah

$$A_s = \frac{1}{\phi} \frac{T_u}{f_y} \quad (2.13)$$

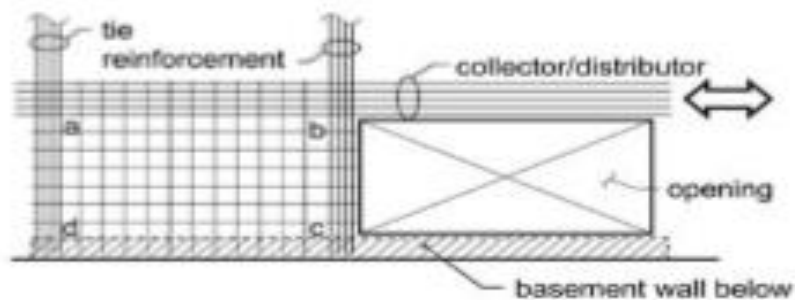
Biasanya penguatan akord ditempatkan di tengah tengah pelat atau ketebalan balok, sehingga meminimalkan interferensi dengan penguatan lempengan longitudinal atau balok dan mengurangi kontribusi pada kekuatan lempengan dan balok lentur. Dimana penguatan akord diposisikan di dalam balok, akor dan balok biasanya berorientasi untuk menolak efek ortogonal, sehingga batang penguat yang sama dapat menahan lentur untuk memasukkan satu arah dan ketegangan akord untuk pemuatan dalam arah ortogonal. Dimana efek ortogonal digabungkan menggunakan aturan kombinasi 100% -30%, penguatan longitudinal adalah yang lebih besar dari yang diperlukan untuk menahan (a) $1.0X + 0.3Y$ dan (b) $0.3X + 1.0Y$. Dalam kebanyakan kasus, jika itu adalah balok bingkai momen khusus, penguatan longitudinal yang dibutuhkan akan cukup untuk persyaratan akord.

2.6.5. Desain Diafragma

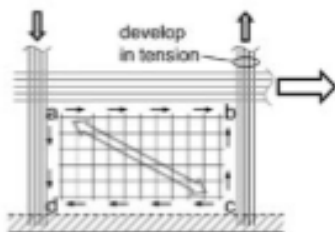
Gaya gempa timbul akibat percepatan gempa pada massa bangunan, terutama pada massa di pelat lantai yang mencangkup sebagian besar massa bangunan. Gaya lateral pada pelat lantai tersebut akan mengalir menuju elemen penahan beban lateral yaitu kolom, bracing dan shearwall melalui elemen *collector* dan elemen *chord* seperti pada gambar 2.14 – 2.16.

Dengan demikian pelat lantai yang berfungsi sebagai diafragma pembagi beban perlu didisain agar memiliki kekuatan dan kapasitas yang cukup untuk menahan gaya yang terjadi pada diafragma.

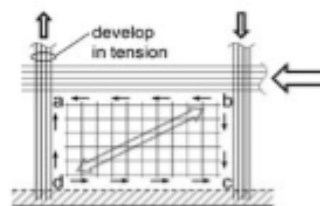
Untuk bangunan dengan *horizontal/vertical irregularities*, gaya lateral gempa yang didapat perlu diperbesar 1,25x sebelum merencanakan tulangan *collector* dan diafragma.



(a) Rencana

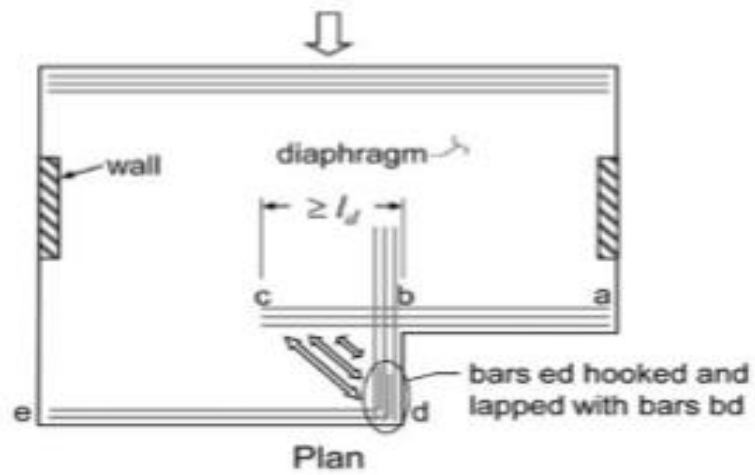


(B) transfer ketegangan



(C) transkrip kompresi

Gambar 2.14 - Penguatan untuk mentransfer kekuatan sambungan / distributor di sekitar bukaan (NEHRP, 2010).



Gambar 2.15 - Penguatan yang terkait dengan sudut diafragma (NEHRP, 2010).



Gambar 2.16 – Penulangan diafragma (NEHRP, 2010).

Perhitungan Diafragma:

Gaya Lateral Tingkat

(a) Gaya seismik desain dari analisis struktural sistem penahan gaya seismik. Ini biasanya diambil sebagai kekuatan F_x dari *Equivalent Lateral Force Procedure*, di mana Pers 2.14 dan Pers 2.15:

$$F_x = C_{vx}V \quad (2.14)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.15)$$

(b) Gaya desain diafragma F_{px} dari Pers. 2.16, di mana:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \quad (2.16)$$

Tapi tidak kurang dari Pers. 2.17:

$$F_{px,\min} = 0.2S_{DS}I_e w_{px} \quad (2.17)$$

Dan tidak perlu melebihi dari Pers. 2.18:

$$F_{px,\max} = 0.4S_{DS}I_e w_{px} \quad (2.18)$$

Gaya pada diafragma ini diberikan sebagai beban lateral merata pada pelat tepi atau balok tepi. Dengan pelat lantai dimodelkan sebagai semi-rigid maka pelat akan berdeformasi pada bidangnya dan akan terjadi kontur tegangan S_{xx} dan S_{yy} .

Lokasi tegangan Tarik dan tekan maksimum ini akan digunakan untuk disain *chord* dan pemeriksaan kapasitas tekan pelat dikombinasikan dengan momen lentur akibat beban pelat. Shearwall yang kaku dimodelkan sebagai tumpuan lateral, sedangkan kolom dimodelkan sebagai spring lateral dengan $k_s = 12 EI/L^3$

2.7. 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 runtuh

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.

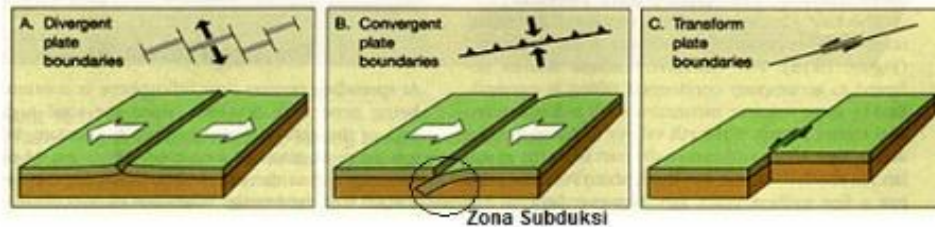
4. Gempa Bumi Buatan

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

2.7.1. 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 Gambar 2.17 (Faisal, 2013).



Gambar 2.17: 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 runtuhan, 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.

2.8. 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, zona peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun.

2.8.1. 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.

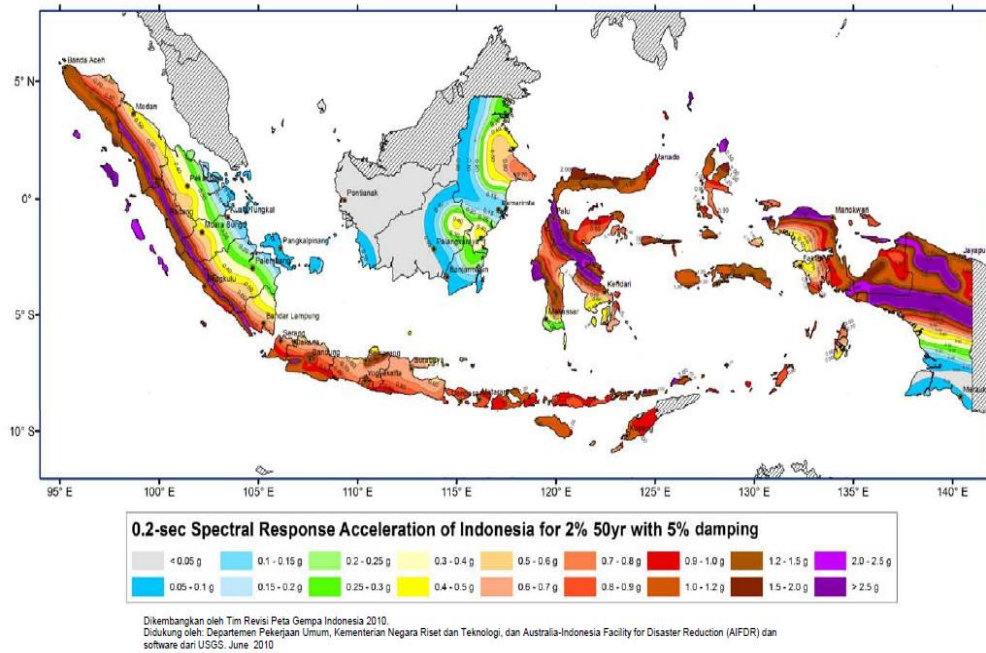
Beban gempa cenderung horizontal (walaupun tetap ada komponen vertikal arah beban) dan dapat menyerang dari arah manapun. Beban gempa akan datang bersiklus. Beban gempa dapat disimulasikan seperti jika anda berdiri diatas sebuah truk yang tiba-tiba bergerak cepat, mengerem mendadak, dan bergerak lagi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

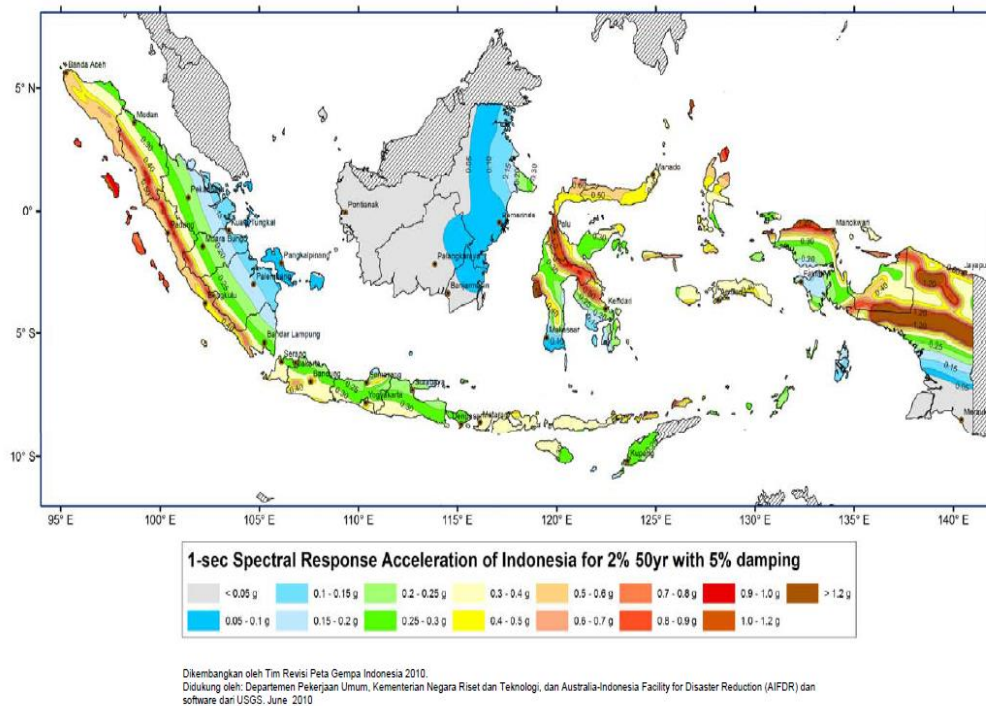
Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi,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

2.8.2. Wilayah Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 14, wilayah gempa Indonesia ditetapkan berdasarkan parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) lihat pada Gambar 2.18 dan S_I (percepatan batuan tanah dasar pada periode 1 detik) lihat pada Gambar 2.19.



Gambar 2.18: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar s_b untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%). Kementerian pu tahun 2010



Gambar 2.19: Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar s_b untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%).

2.8.3. 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.

2.9. Kriteria Design Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.2 ketidakberaturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidak beraturan horizontal (tabel 2.1) dan vertikal (tabel 2.2).

Tabel 2.1: Ketidakberaturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

No	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Penerapan kategori desain seismic
1a	Ketidakteraturan 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. Pers.yaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal refrensi 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
1b	Ketidakteraturan torsi berlebihan di definesikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku	E dan F D B, C, dan d C dan D C dan D D B, C, dan D
2	Ketidakteraturan 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

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

No	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Penerapan kategori desain seismic
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 gesekan 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 2.2: Ketidakberaturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI Gempa 1726-2012.

No.	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Penerapan kategori desain seismic
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 2.2: *Lanjutan.*

No.	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Penerapan kategori desain seismic
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	Ketidakberaturan 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	Ketidakberaturan 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 ketidakberaturan 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

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

Berdasarkan SNI Gempa 1762:2012 Pasal 4.1.2, tentang faktor keutamaan dan ketegori resiko struktur bangunan dimana untuk kategori resiko dijelaskan sesuai Tabel 2.3, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e sesuai Tabel 2.4:

Tabel 2.3: Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

Jenis pemanfaatan	Kategori Resiko
<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 - 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 - 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 	<p>III</p>

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

Jenis pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran</p>	
<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 style="text-align: center;">IV</p>

Tabel 2.4: Faktor keutamaan (I_e), berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

2.9.2. 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 2.5, 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 2.5: Klasifikasisitus didasarkan atas korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.

Klasifikasisitus	\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 $\bar{e} \bar{S}_u < 25$ 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: <ul style="list-style-type: none"> - 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

2.9.3. 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 *spectra* 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 spectra percepatan untuk perioda pendek (F_a) dan periode 1,0 detik (F_v). selanjutnya parameter respon spectra 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. 2.19 dan 2.20.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.19)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.20)$$

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 2.13)

S_1 = Nilai spektra percepatan untuk periode 1.0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.14).

F_a = Koefisien periode pendek 0,2 detik (Tabel 2.6)

F_v = Koefisien periode 1.0 detik (Tabel 2.7)

Tabel 2.6: Koefisien periode pendek, F_a berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	Parameter respons spectral 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 2.7: Koefisien periode 1.0 detik, F_v berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi Site (Sesuai Tabel 2.10)	Parameter respons spectral 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. 2.21 dan 2.22 berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.21)$$

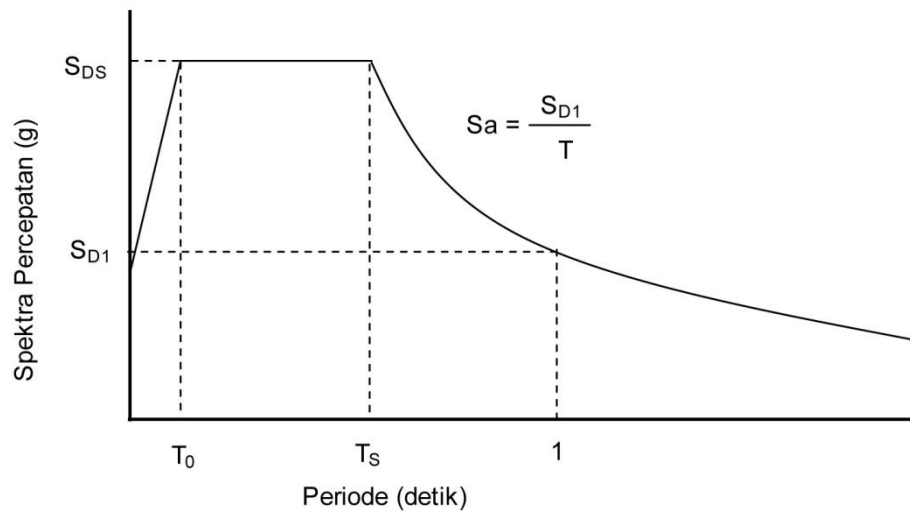
$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.22)$$

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 2.20:



Gambar 2.20: 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. 2.23 berikut:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.23)$$

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. 2.24 berikut:

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T} \quad (2.24)$$

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.25 dan 2.26 di bawah ini:

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (2.25)$$

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \quad (2.26)$$

Keterangan:

T adalah periode getar fundamental struktur.

2.9.4. Katagori 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.

2.9.4.1. 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.

2.9.4.2. 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.

2.9.4.3. Kategori desain seismik C

Pembebanan yang diterapkan pada struktur bangunan yang dirancang untuk 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.

2.9.4.4. Kategori desain seismik D sampai F

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, dan F harus minimum sesuai dengan persyaratan ketegori desain seismik (Tabel 2.8). 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 Persen kuat desain aksial kolom atau dinding harus didesain untuk pengaruh beban paling kritis akibat penerapan gaya gempa kesemua arah (Tabel 2.9).

Tabel 2.8: Ketegori 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 2.9: 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

2.9.5. Faktor Reduksi Gempa (R)

Berdasarkan SNI Gempa 1726-2012 Pasal 7.2, sistem struktur memiliki penahan gaya seismik yang ditentukan oleh parameter-parameter pada Tabel 2.10:

Tabel 2.10: 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 menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
2	Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 Pers.en gaya gempa yang ditetapkan.	5,5	2,5	4,5	TB	TB	48	30	30

2.9.6. 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. 2.27 berikut ini:

$$V = C_s \cdot W \quad (2.27)$$

dimana :

C_s = koefisien respons seismik

W = berat total gedung

Untuk nilai C_s menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, Pers. 2.28 - Pers. 2.30 yang digunakan untuk menentukan koefisien C_s adalah

- Koefisien respon seismik, C_s

Untuk koefisien respon seismik C_s ditentukan berdasarkan rumus Pers. 2.28:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.28)$$

dimana :

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

R = faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.10

I = faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.4

Nilai C_s diatas tidak perlu melebihi C_s hitungan berdasarkan rumus Pers.2.29:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.29)$$

C_s harus tidak kurang dari Pers. 2.30:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.30)$$

dimana :

S_{D1} = 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. 2.31:

$$C_s = \frac{0,5 S_I}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.31)$$

2.9.7. Periode Fundamental

(Budiono dan Supriatna2011), menyatakan bahwa 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 (Pers. 2.32) dan nilai batas maksimum (Pers.2.33). Nilai batas tersebut adalah :

1. Periode fundamental pendekatan minimum (T_a minimum).

$$T_a \text{ minimum} = C_r \cdot h_n^x \quad (2.32)$$

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 2.11

x = Ditentukan dari Tabel 2.11

2. Periode fundamental pendekatan maksimum (T_a maksimum).

$$T_a \text{ maksimum} = C_u \cdot T_a \text{ minimum} \quad (2.33)$$

dimana :

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

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.12.

Tabel 2.11: Nilai parameter periode pendekatan C_t , dan x berdasarkan SNI Gempa 1726 :2012.

Tipe Struktur	C_t	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 dikenai gaya gempa :		

Tabel 2.11: *Lanjutan.*

Tipe Struktur	C_t	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

Tabel 2.12: 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

2.9.8. Analisis Respon Spektrum Ragam

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

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

Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respons menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang telah disebutkan sebelumnya yaitu Kombinasi Lengkap Kuadratik (*Complete Quadratic Combination/ CQC*).

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

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil dari kurang 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dengan Pers 2.34.

$$V_t \geq 0,85 V_l \quad (2.34)$$

dimana:

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

Maka, apabila nilai akhir respons dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers 2.35.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_l}{V_t} \geq 1 \quad (2.35)$$

dimana:

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

V_l = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen

2.10. Design 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)

2.10.1. 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).

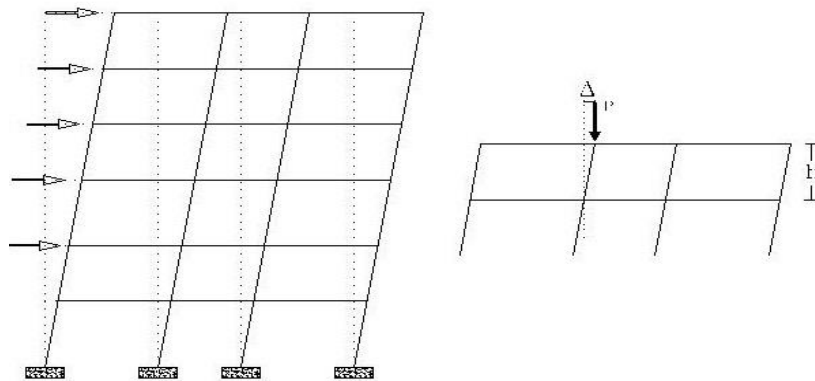
2.10.2. Kekakuan (*stiffness*)

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 yangizinkan seperti pada Gambar 2.21.

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



Gambar 2.21: 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. 2.36 di bawah ini.

$$Drift\ ratio = \frac{\Delta}{hn} \quad (2.36)$$

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 design kriteria, maka struktur bangunan hendaknya jangan terlalu fleksibel. Sistem pengaku dapat dipakai untuk mengurangi/mengendalikan lendutan/simpangan (Pawirodikromo, 2012).

2.10.2.1. 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 tabel 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. 2.37:

$$\frac{cd \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.37)$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan antar tingkat

Cd = Faktor pembesaran defleksi

I_e = Faktor keutamaan gedung

Dari nilai simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin (Δ_a), sesuai dengan Tabel 2.13, bahwa struktur gedung harus berada dalam simpangan yang diizinkan.

Tabel 2.13: Simpangan antarlantai 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}
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

2.10.2.2. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, gaya gempa Lateral (F_i) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari Pers 2.38 dan 2.39.

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (2.38)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.39)$$

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; $k = 2$

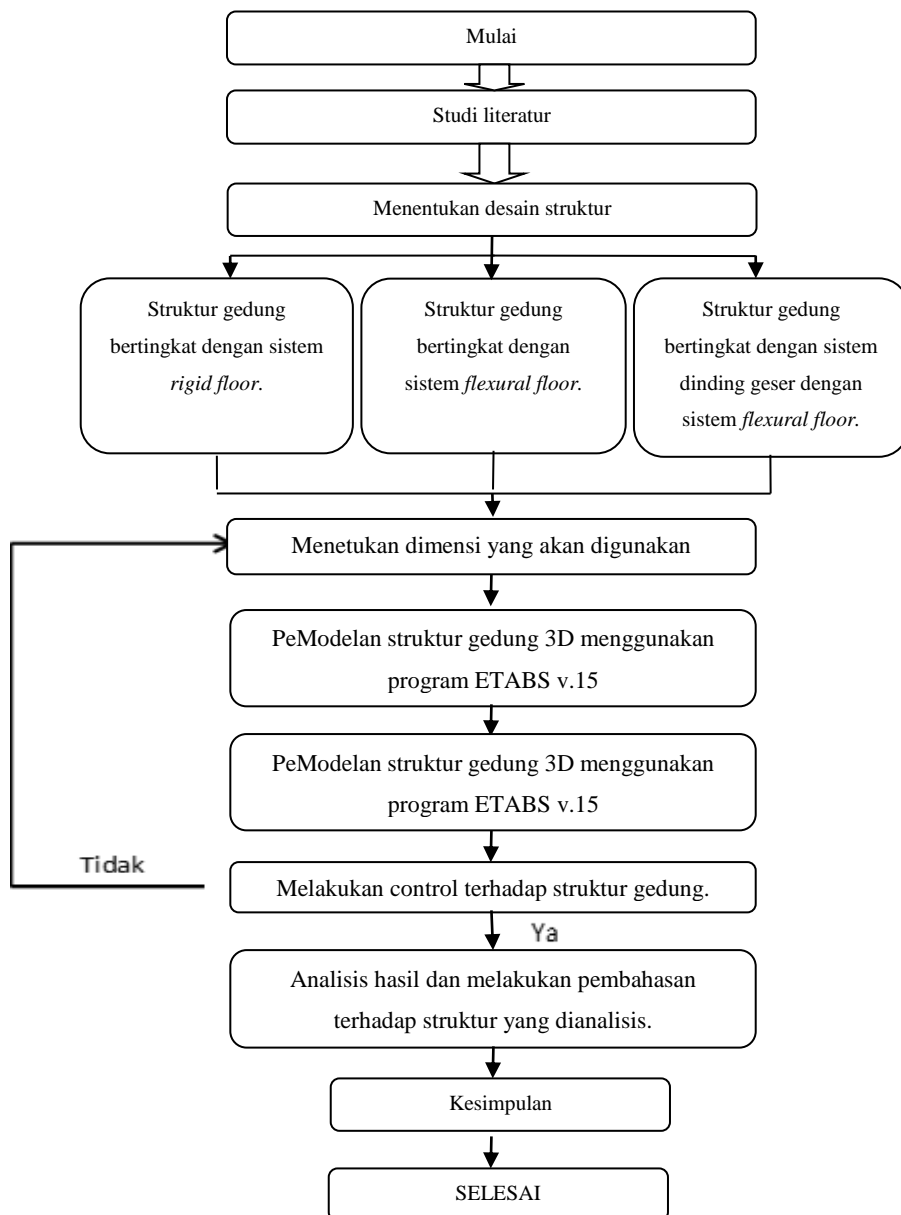
Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi

BAB 3

METODOLOGI

3.1 Metodologi Penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur gedung dilakukan dengan beberapa tahapan. Adapun tahapan-tahapan tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.1:



Gambar 3.1: Diagram alir penelitian.

3.2 Tinjauan Umum

Pada tugas akhir ini terdapat 3 Pemodelan struktur gedung L , dimana Struktur gedung bertingkat dengan sistem *rigid floor*, *flexural floor*, dan sistem dinding geser dengan sistem *flexural floor*. Bangunan gedung akan difungsikan sebagai gedung perkantoran, dengan kategori resiko II berdasarkan SNI 1726:2012 sesuai jenis pemanfaatan struktur gedung pada Tabel 2.3. Struktur gedung di desain 6 lantai. Perbedaan pada setiap Model terdapat pada perbandingan sistem lantainya. Pada Model Struktur 1 menggunakan sistem *rigid floor*, Model Struktur 2 menggunakan sistem *flexural floor*, Sedangkan Model Struktur 3 adalah menggunakan sistem dinding geser dengan sistem *flexural floor*. Penulis meninjau perbandingan simpangan bangunan ketiga Model bangunan gedung tersebut.

3.3 Faktor Respon (C)

Rencananya berdirinya bangunan dalam Pemodelan struktur gedung L ini di kota Bengkulu yang dinilai sebagai daerah rawan gempa di Indonesia dengan nilai p_ga (*Peak Ground Acceleration*) $S_s = 1,372$ g dan $S_1 = 0,567$ g pada tanah lunak. (puskim.pu.go.id)

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa rencana harus dianalisis terlebih dahulu. Pada peta gempa Hazard SNI 1726:2012 atau dapat dilihat pada Gambar 2.18 dan 2.19. Adapun tahapan yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respon gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut.

a. Penentuan koefisien F_a dan F_v

- Koefisien F_a

Koefisien F_a ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_s yang terdapat pada Tabel 2.6 dan berdasarkan jenis tanah lunak. Maka diperoleh nilai F_a di bawah ini.

$$F_a = 0,9$$

- Koefisien F_v

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_I yang terdapat pada Tabel 2.7 dan berdasarkan jenis tanah lunak. Maka diperoleh nilai F_v di bawah ini.

$$F_v = 2,4$$

b. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{MI}

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$S_{MS} = 0,9 \cdot 1,372$$

$$S_{MS} = 1,235$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I$$

$$S_{MI} = 2,4 \cdot 0,567$$

$$S_{MI} = 1,361$$

c. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{DI}

Nilai $\mu = 2/3$

$$S_{DS} = \mu \cdot S_{MS}$$

$$S_{DS} = (2/3) \cdot 1,372$$

$$S_{DS} = 0,823$$

$$S_{DI} = \mu \cdot S_{MI}$$

$$S_{DI} = (2/3) \cdot 1,361$$

$$S_{DI} = 0,907$$

d. Penentuan nilai T_s dan T_0

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{0,907}{0,823}$$

$$T_s = 1,102$$

$$T_0 = 0,2 \cdot T_s$$

$$T_0 = 0,2 \cdot 1,102$$

$$T_0 = 0,220$$

e. Penentuan nilai S_a

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain (S_a) harus diambil dari persamaan:

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

- Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respon desain S_a sama dengan S_{Ds} .
- Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{Ds}}{T}$$

Spektrum respon percepatan disajikan dalam Tabel 3.1 dan grafik spektrum respon pada Gambar 3.2:

Tabel 3.1: Respon Spektrum SNI 1726:2012 daerah, kota Bengkulu dengan jenis tanah lunak.

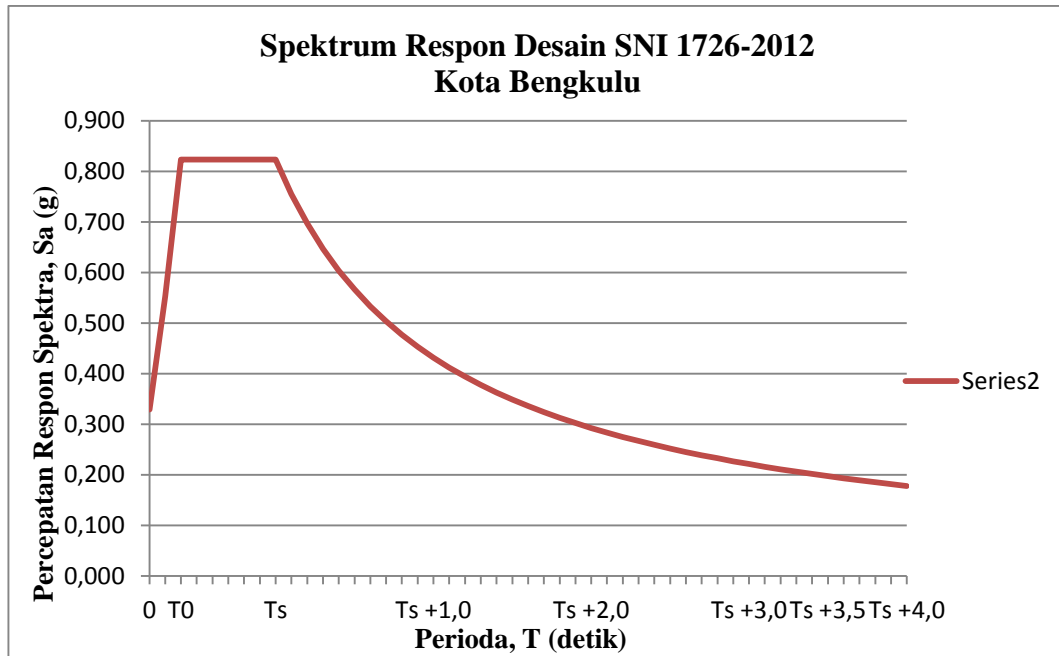
Respon Spektrum Tanah Sedang Data yang diperoleh	
T (DETIK)	Sa (g)
0.000	0.329
0.220	0.823
0.2	0.823
0.3	0.823
0.4	0.823
0.5	0.823
0.6	0.823
1.102	0.823
1.202	0.755
1.302	0.697

Tabel 3.1: *Lanjutan.*

Respon Spektrum Tanah Sedang Data yang diperoleh	
T (DETIK)	Sa (g)
1.402	0.647
1.502	0.604
1.602	0.566
1.702	0.533
1.802	0,503
1.902	0.477
2.002	0.453
2.102	0.432
2.202	0.412
2.302	0.394
2.402	0.378
2.502	0.363
2.602	0.349
2.702	0.336
2.802	0.324
2.902	0.313
3.002	0.302
3.102	0.292
3.202	0.283
3.302	0.275
3.402	0.267
3.502	0.259
3.602	0.252

Tabel 3.1: *Lanjutan.*

Respon Spektrum Tanah Sedang Data yang diperoleh	
T (DETIK)	Sa (g)
3.702	0.245
3.802	0.239
3.902	0.232
4.002	0.227
4.102	0.221
4.202	0.216
4.302	0.211
4.402	0.206
4.502	0.202
4.602	0.197
4.702	0.193
4.802	0.189
4.902	0.185
5.002	0.181
5.102	0.178



Gambar 3.2: Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Bengkulu dengan klasifikasi tanah lunak.

Dapat dilihat pada Tabel 3.1, bahwa respons spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar kegempaan SNI 1726:2012 mempunyai nilai 0,220 untuk percepatan respons spektrum desain pada periode pendek, dan 1,102 untuk parameter percepatan desain pada perioda 1 detik.

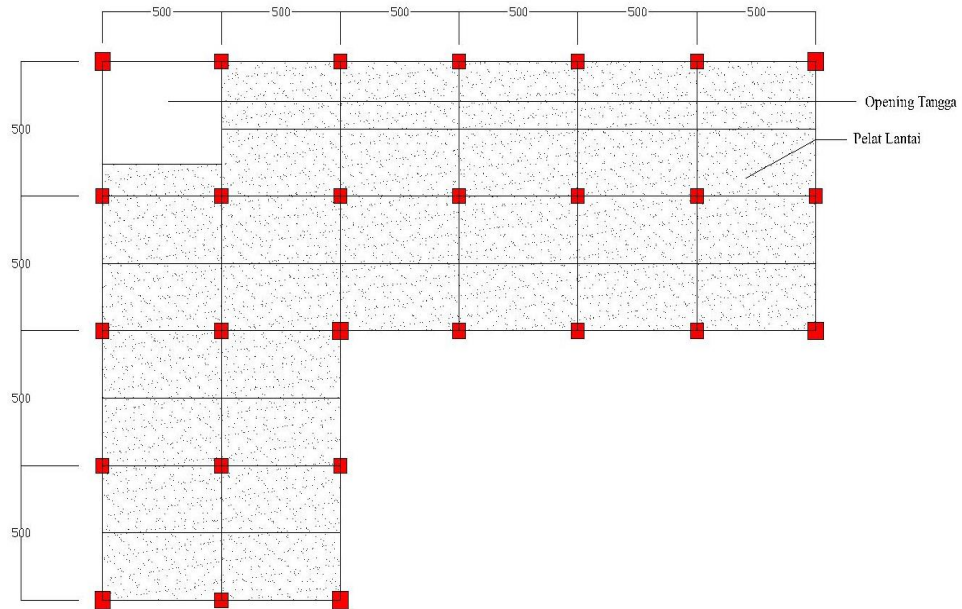
3.4 Pemodelan dan Analisis Struktur

Pada tugas akhir ini pemilihan jenis analisa yang digunakan yaitu prosedur analisis respon spektrum. Struktur gedung memiliki tinggi 24 meter, dan gedung menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan sistem *rigid floor*, sistem *flexural floor*, dan sistem dinding geser dengan sistem *flexural floor*. Respon spektrum yang digunakan pada daerah Bengkulu mengacu pada SNI 1726:2012 dengan jenis tanah lunak.

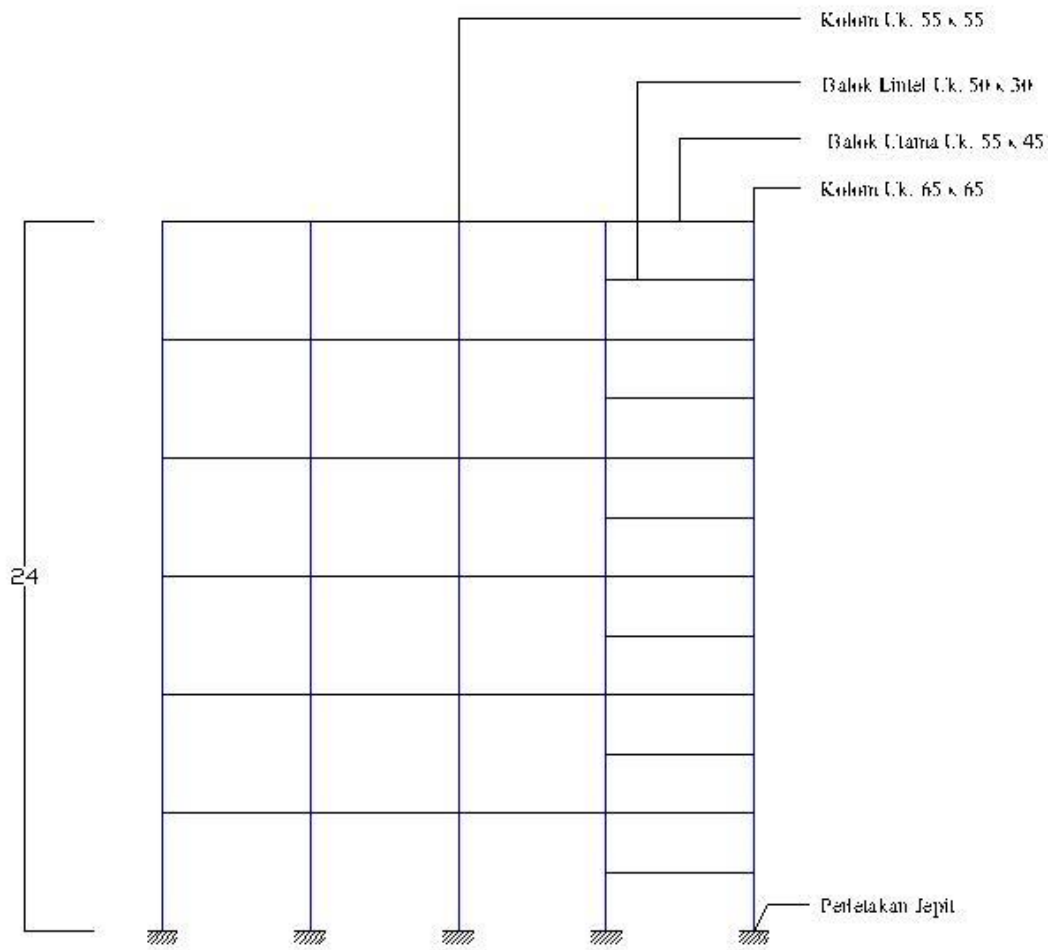
3.4.1 Pemodelan Gedung Model 1

Bangunan dimodelkan dengan ketidakberaturan horizontal berbentuk L dengan ketinggian gedung 24 meter. Tinggi dari lantai dasar sampai lantai 6

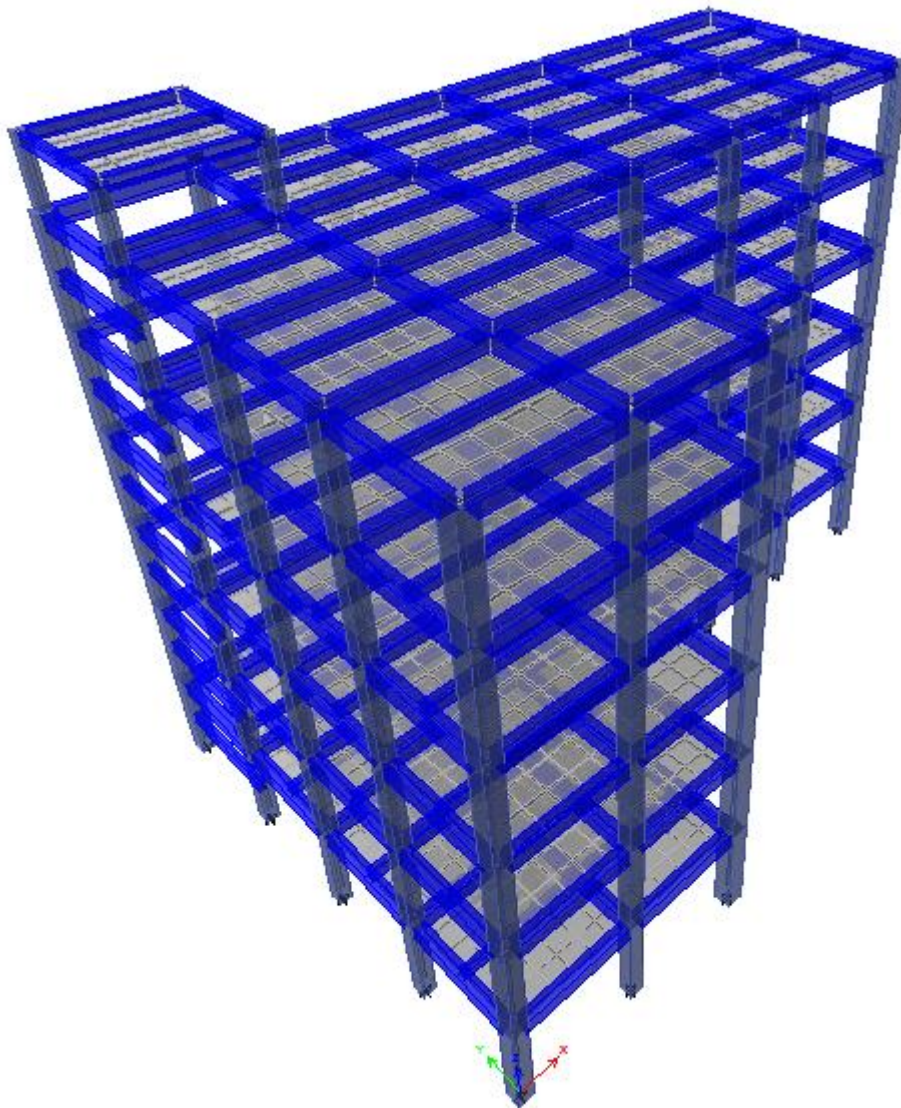
adalah 4 meter, dengan jumlah lantai sebanyak 6 lantai. Gedung yang pertama ini dimodelkan menggunakan sistem *rigid floor*, Model kedua dengan menggunakan sistem *flexural floor* seperti pada Gambar, dan Model yang ketiga dengan menggunakan sistem dinding geser dengan sistem *flexural floor*. Berdasarkan data di atas dapat dilihat ketiga Gambar pemodelan gedung tersebut:



Gambar 3.3: Denah struktur bangunan lantai 1-6.



Gambar 3.4: Tampak samping portal struktur bangunan.



Gambar 3.5: Bentuk tipikal struktur Model 1 dan 2 struktur portal dengan sistem *rigid floor* dan sistem *flexural floor*.

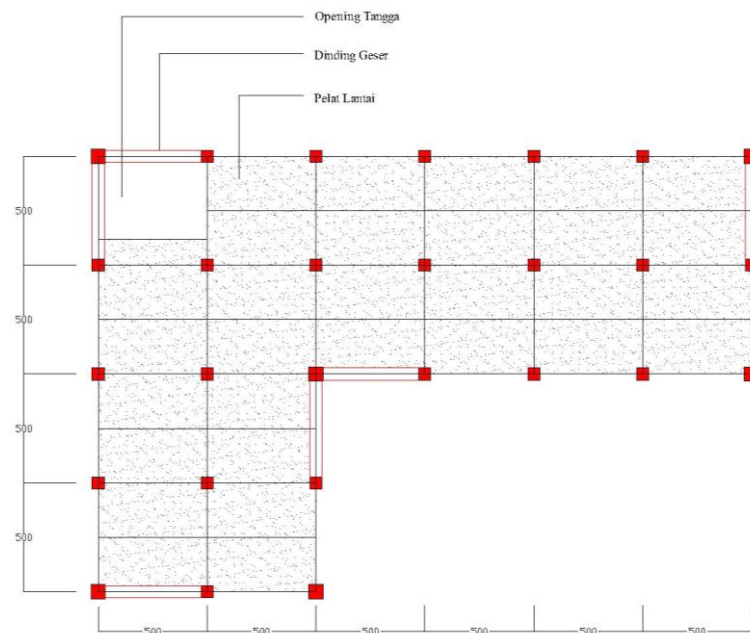
3.4.1.1 Data Perencanaan Struktur Model 1

1. Jenis portal struktur gedung beton bertulang.
2. Fungsi gedung perkantoran
3. Gedung terletak di kota Bengkulu
4. Gedung didesain menggunakan sistem *rigid floor*

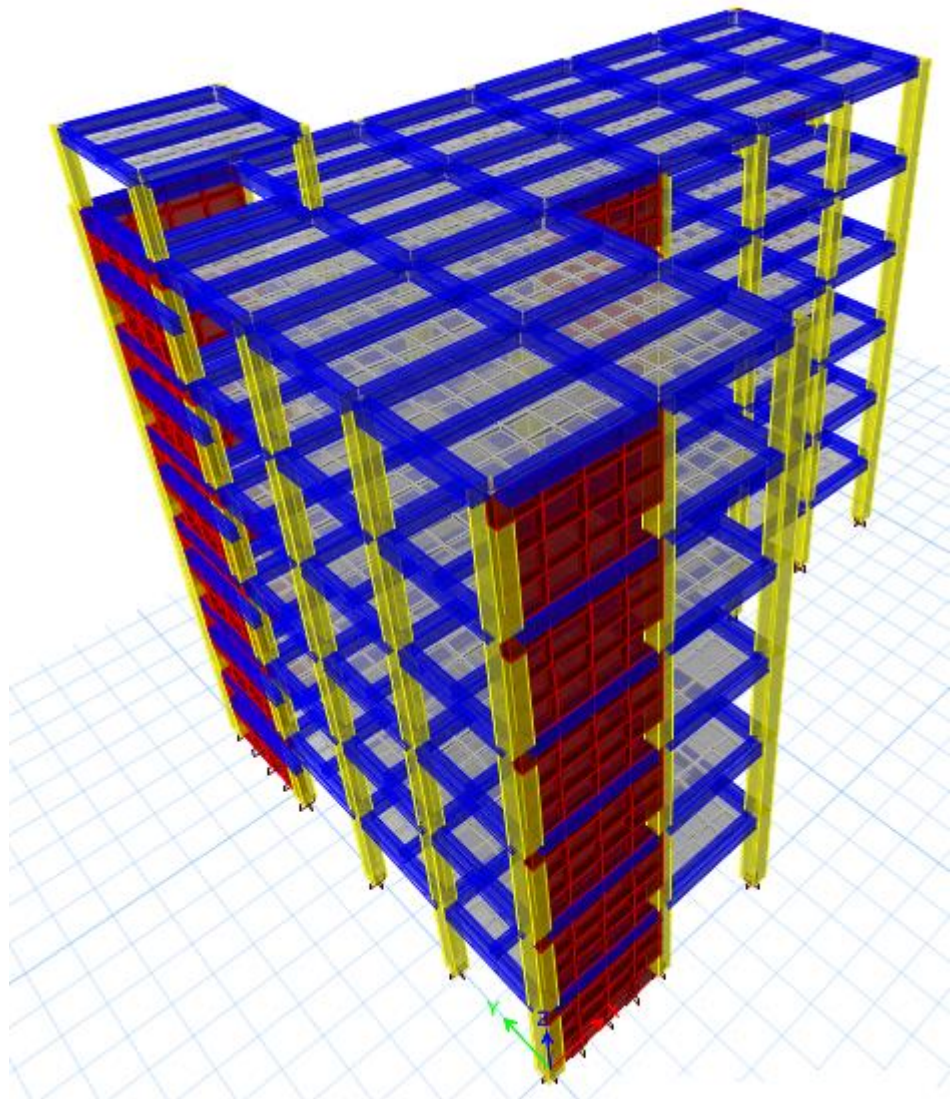
5. Kuat tekan beton yang digunakan $f'_c = 35$ MPa untuk pelat lantai, $f'_c = 30$ Mpa untuk balok dan $f'_c = 35$ MPa untuk kolom
6. Baja tulangan Bj.TD 40, $f_y = 392$ MPa.
7. Direncanakan jenis tanah lunak

3.4.1.2 Data Perencanaan Struktur Model 2

1. Jenis portal struktur gedung beton bertulang.
2. Fungsi gedung perkantoran
3. Gedung terletak di kota Bengkulu
4. Gedung didesain menggunakan sistem *flexural floor*
5. Kuat tekan beton yang digunakan $f'_c = 35$ MPa untuk pelat lantai, $f'_c = 30$ Mpa untuk balok dan $f'_c = 35$ MPa untuk kolom
6. Baja tulangan Bj.TD 40, $f_y = 392$ MPa.
7. Direncanakan jenis tanah lunak



Gambar 3.6: Denah letak Pemodelan dinding geser dengan sistem *flexural floor*.



Gambar 3.7: Bentuk tipikal struktur Model 3 dengan dinding geser dengan sistem *flexural floor*.

3.4.1.3 Data Perencanaan Struktur Model 3

1. Jenis portal struktur gedung beton bertulang.
2. Fungsi gedung perkantoran
3. Gedung terletak di kota Bengkulu

4. Gedung didesain menggunakan dinding geser dengan sistem *flexural floor*
5. Kuat tekan beton yang digunakan $f'_c = 35$ MPa untuk pelat lantai, $f'_c = 30$ Mpa untuk balok dan $f'_c = 35$ MPa untuk kolom
6. Baja tulangan Bj.TD 40, $f_y = 392$ MPa.
7. Direncanakan jenis tanah lunak

3.4.1.4 Faktor Keutamaan Struktur (I_e)

Berdasarkan SNI 1726:2012, digunakan untuk nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko yang sesuai Tabel 2.3 pada bab 2 dengan fungsi gedung perkantoran pada kategori resiko II, berdasarkan ketentuan itu didapat nilai faktor keutamaan (I_e) = II, pada Tabel 2.4 BAB 2.

3.4.1.5 Properties Penampang

Struktur gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang sama dengan detail sebagai berikut:

- | | |
|------------------------|-------------------|
| a. Balok utama | = 550 mm x 450 mm |
| b. Balok anak | = 400 mm x 300 mm |
| c. Kolom Lantai 1 - 6 | = 550 mm x 550 mm |
| d. Kolom Lantai 1- 6 | = 650 mm x 650 mm |
| e. Tebal dinding geser | = 300 mm |

3.4.1.6 Penentuan Tebal Pelat Lantai Dan Tebal Dinding Geser

1. Tebal Pelat Lantai

Penentuan tebal pelat lantai menggunakan rumus dari SNI 2847-2002 ayat 11 butir 5 sub butir 3 adalah sebagai berikut:

$$h_{maks} = \frac{ln \cdot (0,8 + \frac{f_y}{1500})}{36}$$

$$h_{min} = \frac{ln \cdot (0,8 + \frac{fy}{1500})}{36 + 9\beta}$$

dimana :

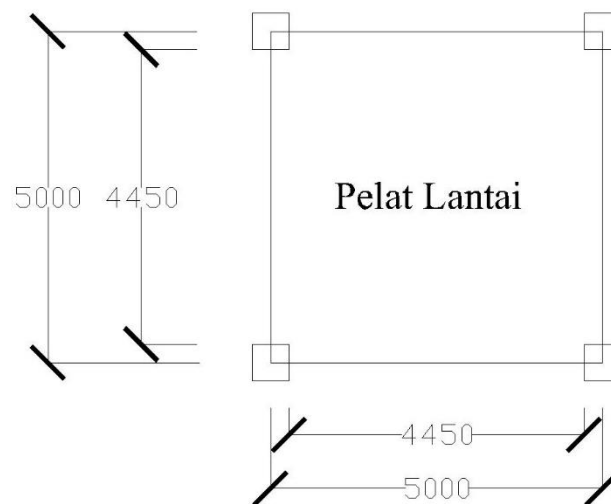
h = ketebalan pelat lantai (mm)

fy = mutu baja (MPa)

$ln = \frac{ly}{lx}$ (mm)

ly = Panjang arah sumbu y

lx = Panjang arah sumbu x



Gambar 3.8: Dimensi pelat lantai.

$$Ly = 5000 \text{ mm}$$

$$Lx = 5000 \text{ mm}$$

$$h_{min} = \frac{5000 \times (0,8 + \frac{400}{1500})}{36 + 9 \times (\frac{5000}{5000})} = 118,52$$

$$h_{maks} = \frac{5000 \times (0,8 + \frac{400}{1500})}{36} = 148,15$$

Dikarenakan luasan pelat terlalu besar, maka pada pemodelan dipasang balok anak pada tengah bentang sehingga dimensi Lx adalah 2500 mm, sehingga ketebalan pelat yang digunakan adalah 140 mm untuk lantai 1-5 dan ketebalan pelat untuk lantai 6 (atap) adalah 120 mm

2. Tebal Dinding Geser

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), ketebalan dinding geser minimum dapat digunakan metode *empiris*, yaitu :

$$\text{Tebal shear wall} \geq \frac{1}{25} l_w$$

$$\text{Tebal shear wall} \geq \frac{1}{25} \cdot 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal shear wall} \geq 250 \text{ mm}$$

Dimana, L_w = Panjang bagian dinding.

3.4.1.7 Pembebanan Pada Struktur

Beban luar yang bekerja pada struktur dapat dibedakan menjadi 2 jenis yaitu beban statis dan beban dinamis. Beban yang bekerja secara terus-menerus pada suatu struktur adalah beban statis. Jenis dari beban statis adalah sebagai berikut:

1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja vertikal ke bawah mengikuti arah gravitasi pada struktur dan mempunyai karakteristik bangunan, misalnya penutup lantai, alat mekanis, partisi dan lain-lain. Berat satuan atau berat sendiri dari beberapa material konstruksi dan komponen bangunan gedung dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983. Adapun berat satuan beberapa material disajikan pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4 sebagai berikut:

Tabel 3.2: Berat material struktur gedung.

Beban Mati	Besarnya
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Baja Tulangan	7850 kg/m ³

Tabel 3.3: Berat tambahan komponen struktur gedung.

Beban Mati	Besarnya Beban
Plafond dan penggantung	18 kg/m ²
Adukan 2,5 cm dari semen	53 kg/m ²
Dinding batako 15 cm	300 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²
Mekanikal elektrik	60 kg/m ²

1. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan dan beban ini bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu tertentu. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi kadang-kadang dapat juga berarah horizontal. Beban hidup untuk bangunan gedung dari SNI 1727:2013 diberikan pada Tabel 3.5 sebagai berikut:

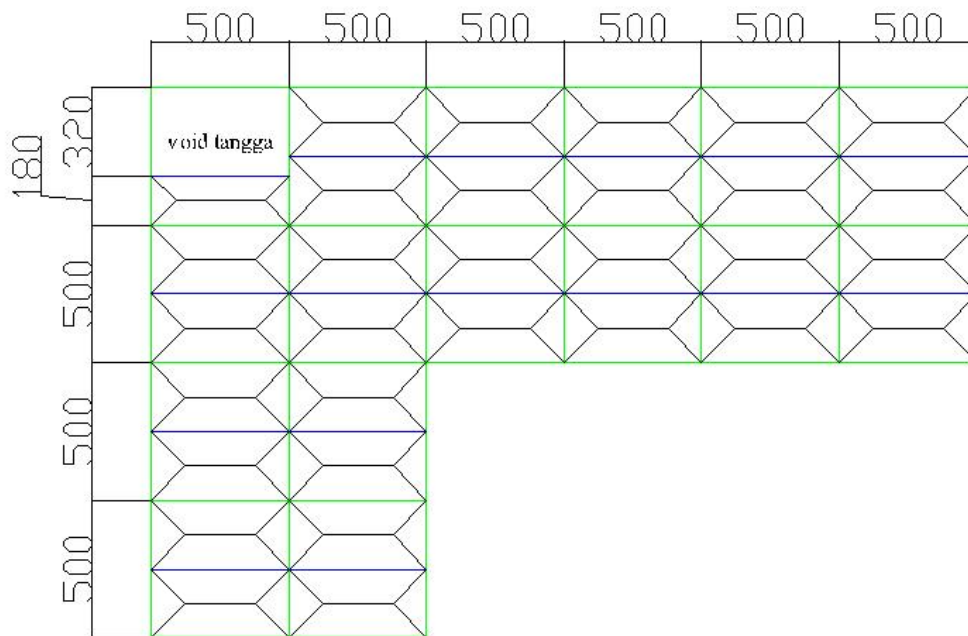
Tabel 3.4: Beban hidup pada lantai struktur.

Beban Hidup	Besarnya
Lantai sekolah, perkantoran, apartemen, hotel, asrama, pasar, rumah sakit	240 kg/ m ²
Beban terpusat minimum	100 kg/m ²
Beban hidup pada tangga dan bordes	479 kg/m ³

3.4.1.8 Pembebanan Pada Balok Lantai

Khusus untuk Model 2 menggunakan sistem *flexural floor*, dan Model 3 menggunakan sistem dinding geser dengan sistem *flexural floor input* beban area pada pelat lantai, baik beban mati, beban hidup, maupun beban tambahan yang

tertumpu pada balok dijadikan sebagai beban merata q_{eq} (kg/m') pada balok dengan metode amplop. Nilai beban tersebut sengaja diubah menjadi beban q_{eq} dengan metode amplop dimaksudkan untuk mempermudah analisa pada ETABS dan mempercepat proses analisa. Adapun hasil persamaan yang dibuat untuk menurunkan rumus beban area (kg/m²) menjadi beban merata q_{eq} (kg/m').



Gambar 3.9 : Penyaluran beban pelat lantai ke balok dengan metode amplop.

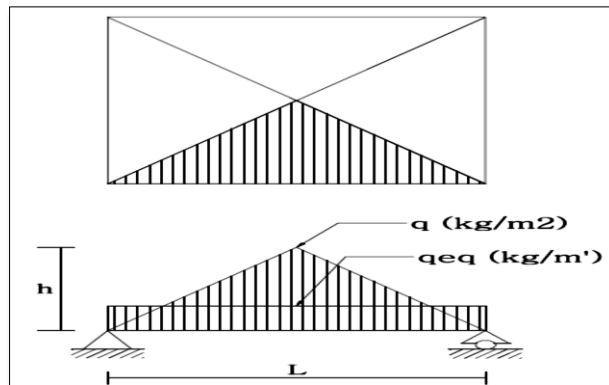
Pada Gambar 3.9 menjelaskan prinsip penyaluran beban pelat lantai ke balok dengan menggunakan metode amplop. Metode ini dibuat untuk mendapatkan nilai pembebanan pada tiap masing-masing balok, di mana beban segi tiga dan trapesium diturunkan dengan beberapa rumus, sehingga didapatkan suatu persamaan rumus beban garis " q_{eq} " (kg/m'). Adapun metode ini dimaksudkan untuk mempercepat proses *Run Analysis* pada ETABS v.15

Berikut Gambar 3.10 dan Gambar 3.11 menampilkan hasil persamaan penurunan rumus beban amplop menjadi beban garis:

Berdasarkan penurunan rumus beban, untuk beban merata segi tiga (kg/m'), menjadi beban garis q_{eq} (kg/m'), maka didapatkan Persamaan 1 di bawah ini:

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot q \quad (\text{kN/m})$$

Berdasarkan rumus diatas dipakailah nilai q_{eq} sebagai input beban ke balok, oleh SAP2000.

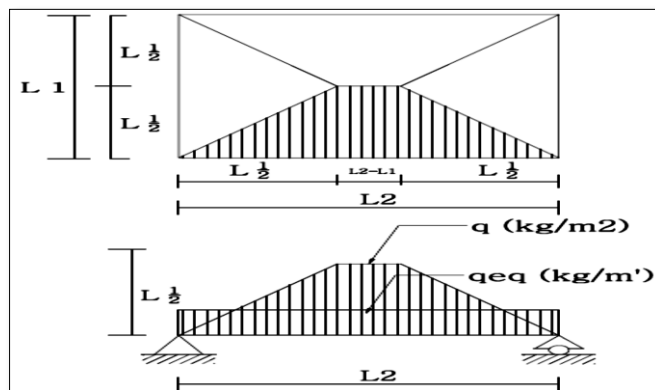


Gambar 3.10: Perubahan beban segi tiga ke beban garis.

Berdasarkan penurunan rumus beban, untuk beban merata trapesium (kg/m'), menjadi beban garis q_{eq} (kg/m'), maka didapatkan Persamaan 1 di bawah ini:

$$q_{eq} = 3 \cdot q + \frac{q \cdot L_1^2}{3 \cdot L_2^2} \quad (\text{kN/m})$$

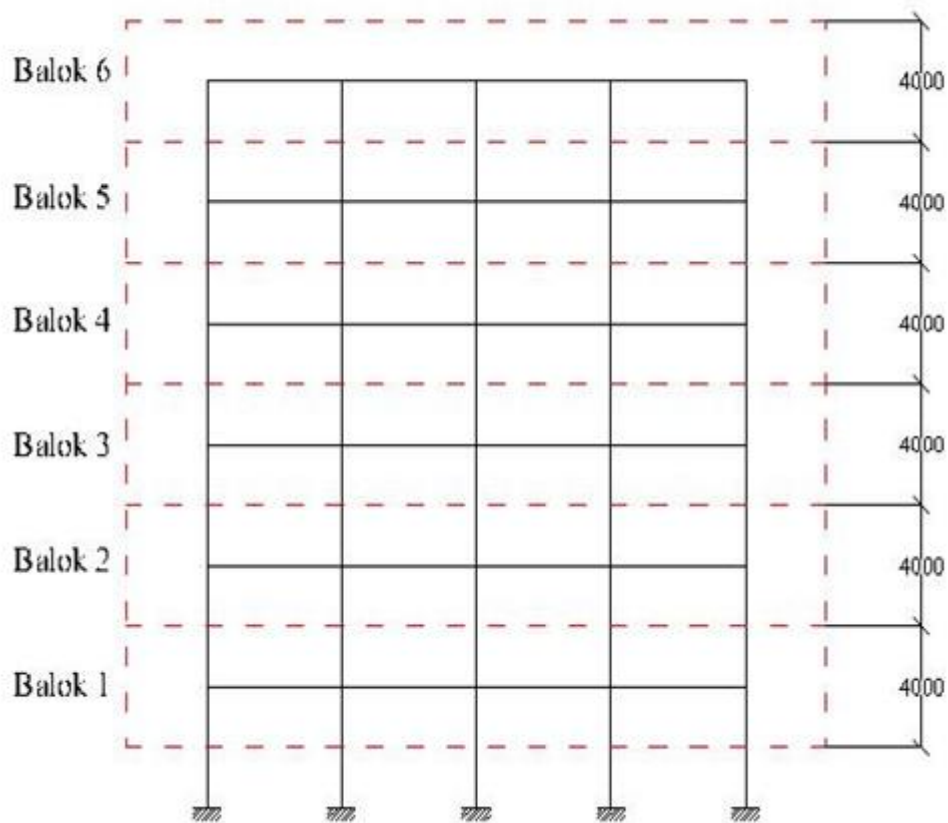
Berdasarkan rumus diatas dipakailah nilai q_{eq} sebagai input beban ke balok, oleh SAP2000.



Gambar 3.11: Perubahan beban Trapesium ke beban garis.

3.4.1.9 Pembebanan Pada Dinding

Pembebanan dinding dijadikan sebagai beban terbagi merata yang ditumpu pada balok-balok yang berhubungan pada masing-masing lantai.



Gambar 3.12: Metode perhitungan beban dinding.

Untuk menginput berat dinding batako pada balok digunakan metode perhitungan beban dinding berdasarkan level lantai. Metode perhitungan dapat dilihat pada Gambar 3.12.

Berat dinding = Tinggi level lantai x BJ Pasangan 1/2 Bata Sebagai contoh, beban pada balok 1 = $4 \times 300 = 1200$ kg/m Adapun hasil perhitungan berat dinding disajikan pada Tabel 3.5:

Tabel 3.5: Beban dinding bata pada balok.

Balok penerima beban	Beban	Level lantai
	(kg/m')	(meter)
Balok Lantai 1	1200	4
Balok Lantai 2	1200	4
Balok Lantai 3	1200	4

Tabel 3.5: *Lanjutan*

Balok penerima beban	Beban	Level lantai
	(kg/m')	(meter)
Balok Lantai 4	1200	4
Balok Lantai 5	1200	4
Balok Lantai 6	600	4

Untuk beban tangga sendiri dilakukan analisa struktur dengan bantuan program *software* SAP 2000 v.15 dan hasil reaksi perletakkan dari analisa struktur tersebut akan dijadikan beban terpusat yang diletakkan di balok lintel dan balok induk, maka nilai beban tangga disajikan dalam Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Beban tangga akibat reaksi perletakkan di balok lintel dan balok induk.

Beban Mati		
1. Untuk Base ke Lt 6	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	0,380	kN
Reaksi di balok induk	51,74	kN
Beban Hidup		
1. Untuk Base ke Lt 6	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	2,34	kN
Reaksi di balok induk	46,6	kN

3.4.2. Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan SNI 1726:2012 gaya geser dengan redundansi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35 persen gaya geser dasar dengan redundansi 1 pada masing-masing arah. Jika nilai gaya geser dengan redundansi 1 pada suatu lantai tertentu terdapat nilainya yang lebih kecil dari 35 persen gaya geser dasar pada redundansi 1, maka gaya geser lantai tersebut harus diganti dengan gaya geser pada lantai yang sama dengan redundansi 1,3. Berikut ini merupakan hasil pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya untuk redundansi 1 dapat diillihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7: koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redundansi 1 Model 1.

Lantai	V _x	V _y	35 % V _x	35 % V _y	Kontrol	
	(kN)	kN	<i>Base Shear</i>	<i>Base Shear</i>	X	Y
6	572,264	569,474	718,183	718,881	NOT OKE	NOT OKE
5	1119,133	1115,217	718,183	718,881	OKE	OKE
4	1529,855	1526,513	718,183	718,881	OKE	OKE
3	1813,811	1812,138	718,183	718,881	OKE	OKE
2	1982,593	1982,981	718,183	718,881	OKE	OKE
1	2051,952	2053,946	718,183	718,881	OKE	OKE
Base	0,000	0,000	0,000	0,000	OKE	OKE

Berdasarkan tabel 3.7, gaya geser dengan redundansi 1 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar, maka nilai redundansi pada pemodelan struktur menggunakan dengan nilai redundansi 1,3.

Tabel 3.8: koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redundansi 1 Model 2.

Lantai	V _x	V _y	35 % V _x	35 % V _y	Kontrol	
	(kN)	kN	<i>Base Shear</i>	<i>Base Shear</i>	X	Y
6	318,031	316,708	370,821	371,181	NOT OKE	NOT OKE
5	591,828	590,065	370,821	371,181	OKE	OKE
4	797,577	796,124	370,821	371,181	OKE	OKE
3	939,925	939,263	370,821	371,181	OKE	OKE
2	1024,622	1024,915	370,821	371,181	OKE	OKE
1	1059,488	1060,518	370,821	371,181	OKE	OKE
Base	0,000	0,000	0,000	0,000	OKE	OKE

Berdasarkan tabel 3.8, gaya geser dengan redundansi 1 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar, maka nilai redundansi pada pemodelan struktur menggunakan dengan nilai redundansi 1,3.

Tabel 3.9: koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redundansi 1 Model 3.

Lantai	V _x	V _y	35 % V _x	35 % V _y	Kontrol	
	(kN)	kN	<i>Base Shear</i>	<i>Base Shear</i>	X	Y
6	330,812	334,738	752,393	753,124	NOT OKE	NOT OKE
5	975,965	984,731	752,393	753,124	OKE	OKE
4	1473,374	1483,228	752,393	753,124	OKE	OKE
3	1837,085	1837,296	752,393	753,124	OKE	OKE
2	2050,835	2055,910	752,393	753,124	OKE	OKE
1	2149,693	2151,782	752,393	753,124	OKE	OKE
Base	0,000	0,000	0,000	0,000	OKE	OKE

Berdasarkan tabel 3.9, gaya geser dengan redundansi 1 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar, maka nilai redundansi pada pemodelan struktur menggunakan dengan nilai redundansi 1,3.

3.4.3. Kombinasi Pembebanan

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program ETABS berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk Pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{Ds} = 0.823$ diperoleh dari sub bab 3.3, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,823$.

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	1,41	DL	1	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 4	0,99	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	1,41	DL	1	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 8	0,99	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	1,11	DL	0	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 12	0,69	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	1,11	DL	0	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 16	0,69	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

3.4.4. Analisis Respon Spektrum

Analisis ini merupakan tahap desain yang harus memenuhi syarat-syarat batas berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis telah memenuhi syarat jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi yaitu paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Nilai untuk masing-masing parameter desain terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing ragam respons harus dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan spektrum respons.

Analisis spektrum respons ragam dilakukan dengan menggunakan software ETABS v.15. Analisis spektrum respons ragam ini dilakukan dengan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/ CQC*) pada setiap Model dengan input gaya gempa menggunakan respons spektra desain

berdasarkan subbab 3.3. Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.4, faktor redundansi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik dalam masing-masing kedua arah ortogonal. Pasal 7.3.4.2 menyebutkan bahwa untuk kategori desain seismik D, E, atau F nilai ρ dapat diambil sama dengan 1 bila masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar pada arah yang ditinjau, selain itu nilai ρ harus diambil sama dengan 1,3. Perhitungan analisa modal partisipasi massa pada Model dapat dilihat pada Bab 4.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas tentang hasil studi menggunakan struktur gedung tidakberaturan berbentuk L berdasarkan perbandingan system *rigid floor*, system *flexural floor* dan sistem dinding geser dengan sistem *flexural floor*, bab ini menjelaskan hasil kontrol dan pembahasan yang berdasarkan SNI 1726:2012.

4.2. Hasil Analisis Respon Spektrum

4.2.1. Hasil Analisis Struktur Model 1

Berdasarkan SNI 1726:2012, analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Model 1 merupakan struktur gedung beton bertulang dengan Sistem *Rigid floor*. Pada Model 1, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode 5*, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Data perioda *output* program ETABS v.15 Model 1.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	sec			
1	1,061	1,13E-05	0,7971	0,0059
2	1,032	0,8068	0,7972	0,0062
3	0,951	0,8070	0,8040	0,7984
4	0,330	0,8070	0,9111	0,7984
5	0,323	0,9114	0,9111	0,7994
6	0,293	0,9127	0,9112	0,9069
7	0,179	0,9153	0,9507	0,9086

Tabel 4.1: *Lanjutan.*

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	sec			
8	0,176	0,9547	0,9542	0,9094
9	0,155	0,9567	0,9561	0,9524
10	0,119	0,9626	0,9646	0,9569
11	0,118	0,9714	0,9711	0,9570
12	0,104	0,9746	0,9798	0,9585

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

Tabel 4.2: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1.

<i>Mode</i>	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	2,73%	OK	TIDAK OK
T2-T3	7,85%	OK	TIDAK OK
T3-T4	65,30%	TIDAK OK	OK
T4-T5	2,12%	OK	TIDAK OK
T5-T6	9,29%	OK	TIDAK OK
T6-T7	38,91%	TIDAK OK	OK
T7-T8	1,68%	OK	TIDAK OK
T8-T9	11,93%	OK	TIDAK OK
T9-T10	23,23%	TIDAK OK	OK
T10-T11	0,84%	OK	TIDAK OK
T11-T12	11,86%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada Tabel 4.2, 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 didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program ETABS v.15. Peneliti tidak melakukan perhitungan manual dikarenakan program ETABS v.15 melakukan perhitungan untuk menghitung berat struktur secara otomatis. Tabel 4.3 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamik respon spektrum dengan menggunakan program ETABS.

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

<i>Story</i>	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
<i>Story01</i>	351791,4	351791,4	12,7663	12,2361	13,3699	11,4672
<i>Story02</i>	351791,4	351791,4	12,7663	12,2361	12,8838	11,8802
<i>Story03</i>	351791,4	351791,4	12,7663	12,2361	12,6306	12,0855
<i>Story04</i>	351791,4	351791,4	12,7663	12,2361	12,4826	12,203
<i>Story05</i>	351791,4	351791,4	12,7663	12,2361	12,3789	12,2842
<i>Story06</i>	290327,4	290327,4	12,6955	12,3052	12,2605	12,3784
Jumlah	2049284,4	2049284,4				

Dari Tabel 4.3 dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan pada Model 1 memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi sesuai dengan SNI 1726:2012.

4.2.1.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub bab 2.9.8, 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	2068,648
Gempa Y	2070,658

Untuk perhitungan V_1 tertera pada Lampiran.

Tabel 4.5: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 1 output program ETABS v.15.

<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>	1698,93	505,89
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	509,78	1685,97

Periksa:

- Arah X

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

1698,93 KN < 0,85. 2068,648 KN

1698,93 KN < 1758,351 KN (gunakan faktor skala)

- Arah Y

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

1685,97 KN < 0,85. 2070,658 KN

1685,97 KN < 1760,060 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, sehingga gaya gempa rencana yang diinput pada program ETABS v.15 harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi

1,00 sesuai arahnya. Berikut ini merupakan nilai faktor skala yang akan dikalikan dengan gaya gempa rencana.

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

$$\begin{aligned} \text{Gempa X} & : 0,85 \frac{2068,648}{1698,93} > 1 \\ & 1,0350 > 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa Y} & : 0,85 \frac{2070,658}{1685,97} > 1 \\ & 1,0439 > 1 \end{aligned}$$

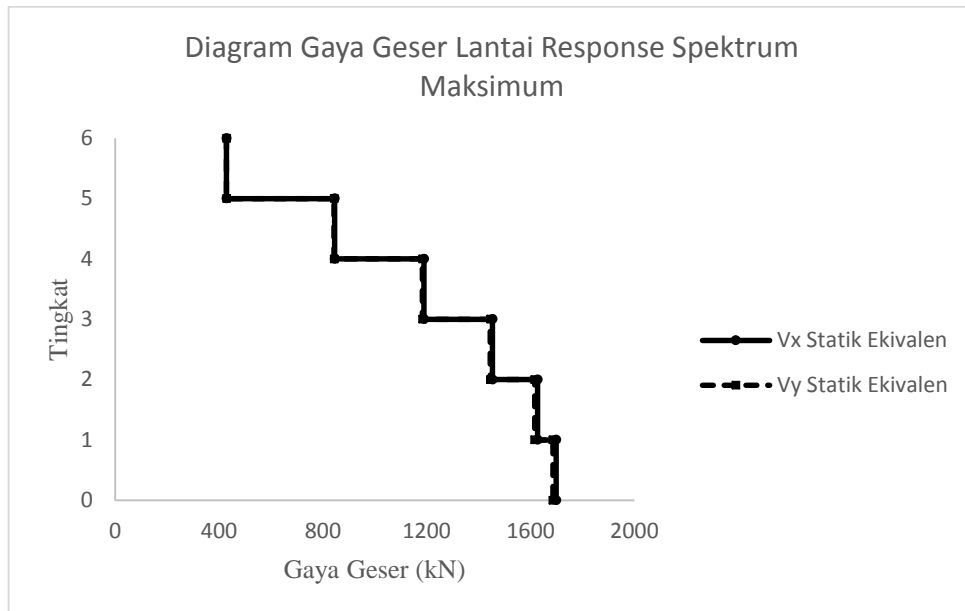
4.2.1.3. Gaya Geser Lantai

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 ETABS v.15 dapat dilihat pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 1.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
6	24	Top	429,199	428,953
		Bottom	429,199	428,953
5	20	Top	845,828	843,050
		Bottom	845,828	843,050
4	16	Top	1189,588	1183,728
		Bottom	1189,588	1183,728
3	12	Top	1453,850	1444,858
		Bottom	1453,850	1444,858
2	8	Top	1627,509	1615,919
		Bottom	1627,509	1615,919
1	4	Top	1698,925	1685,975
		Bottom	1698,925	1685,975
0	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Berdasarkan nilai-nilai yang didapat dari perhitungan ETABS v.15 yang ditunjukkan pada Tabel 4.6, maka grafik perbandingan nilai gaya geser arah X dan arah Y disajikan pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1: Diagram nilai gaya geser lantai respon spektrum maksimal Model 1.

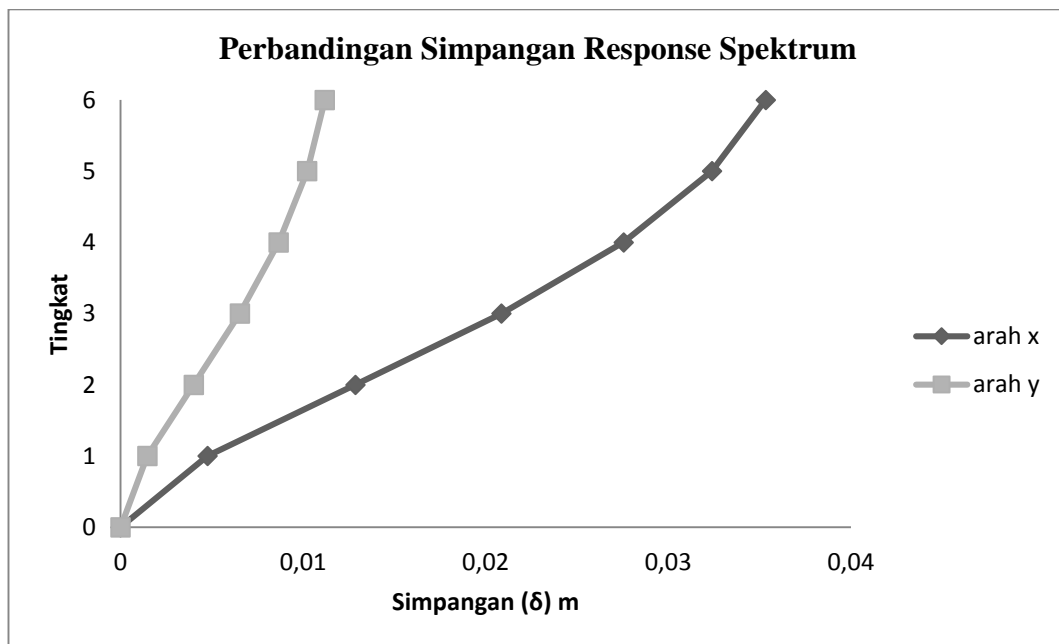
4.2.1.4. Simpangan Antar Lantai

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 2.13 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Tabel 4.7 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 1.

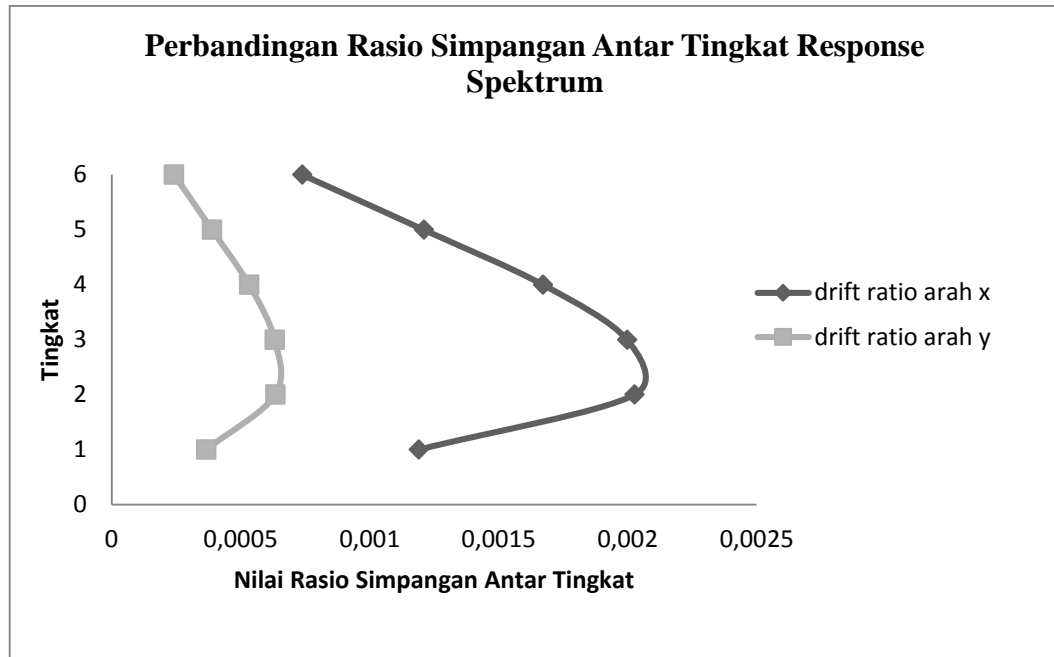
Tabel 4.7: Nilai simpangan antar lantai pada gempa x Model 1.

Lt	h (m)	Perpindahan elastis (δ_e) t		Simpangan Antar Tingkat		Perpindahan Total ($\delta_i \cdot C_d$)/Ie		Syarat	Cek	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)		X	Y
6	4	35,342	11,184	2,953	0,967	16,2415	5,3185	0,02* hsx/ ρ (mm)	OK	OK
5	4	32,389	10,217	4,839	1,556	26,6145	8,558	61,538	OK	OK
4	4	27,55	8,661	6,689	2,131	36,7895	11,7205	61,5384	OK	OK
3	4	20,861	6,53	7,993	2,527	43,9615	13,8985	61,538	OK	OK
2	4	12,868	4,003	8,108	2,538	44,594	13,959	61,538	OK	OK
1	4	4,76	1,465	4,76	1,465	26,18	8,0575	61,538	OK	OK
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Berdasarkan nilai simpangan yang ditunjukkan pada Tabel 4.7, maka grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* pada gempa X disajikan pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3.



Gambar 4.2: Perbandingan simpangan respon spektrum Model 1.

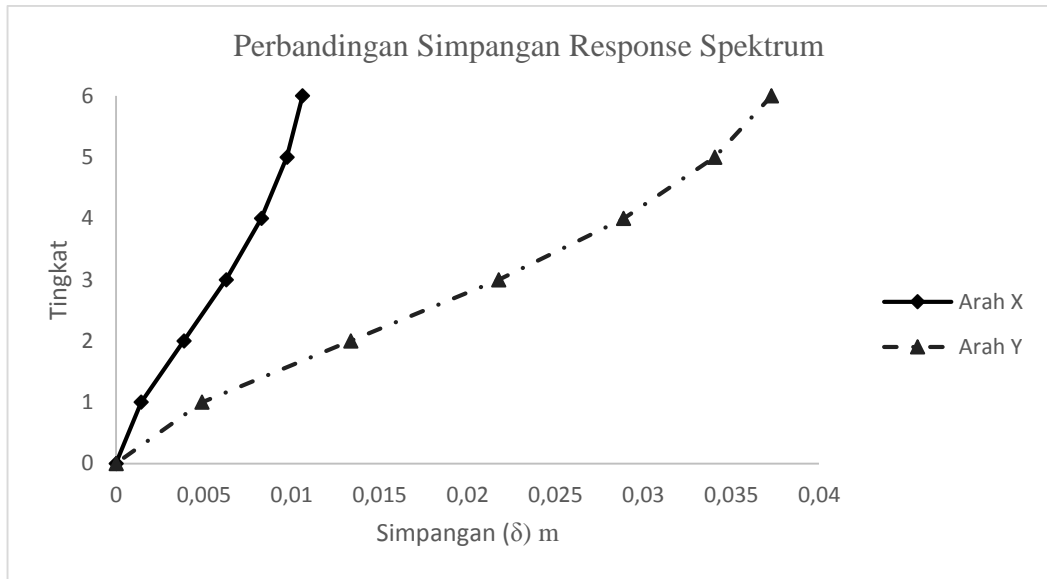


Gambar 4.3: Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 1.

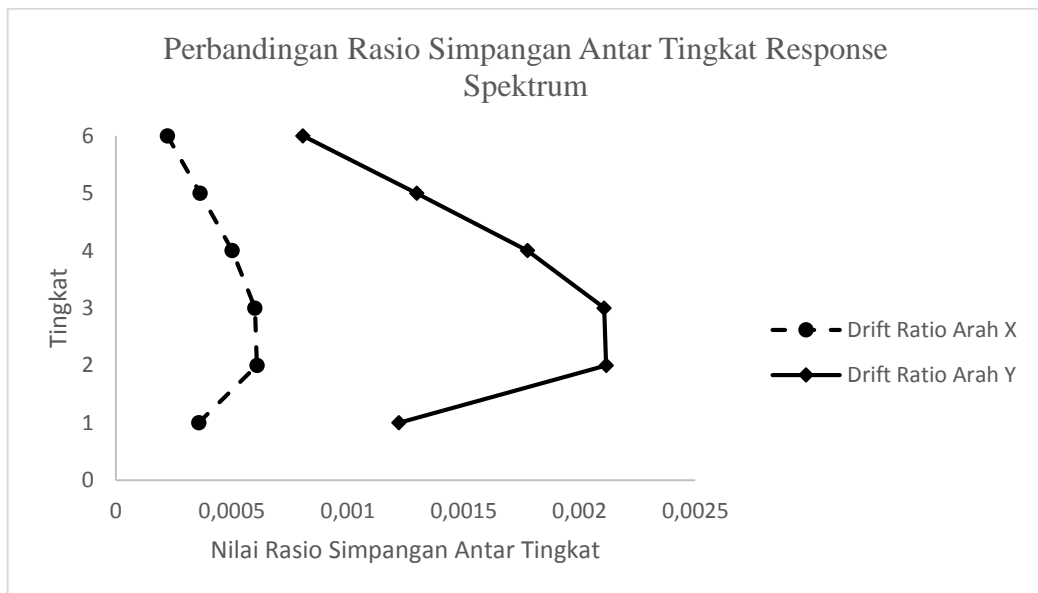
Tabel 4.8: Nilai simpangan antar lantai pada gempa y Model 1.

Lt	h (m)	Perpindahan elastis (δ_e) t		Simpangan Antar Tingkat		Perpindahan Total ($\delta_i \cdot C_d$)/Ie		Syarat	Cek	Cek	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)				
6	4	10,603	37,279	0,886	3,222	4,873	17,721	0,02* hsx/ ρ (mm)	80	OK	OK
5	4	9,717	34,057	1,452	5,189	7,986	28,540	80	OK	OK	
4	4	8,265	28,868	2,006	7,101	11,033	39,056	80	OK	OK	
3	4	6,259	21,767	2,398	8,424	13,189	46,332	80	OK	OK	
2	4	3,861	13,343	2,433	8,461	13,382	46,536	80	OK	OK	
1	4	1,428	4,882	1,428	4,882	7,854	26,851	80	OK	OK	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

Berdasarkan nilai simpangan yang ditunjukkan pada Tabel 4.8, maka grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* pada gempa Y disajikan pada Gambar 4.4. dan Gambar 4.5.



Gambar 4.4: Perbandingan simpangan respon spektrum Model 1.



Gambar 4.5: Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 1.

4.2.1.5. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan (*Soft and extreme soft story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, pemeriksaan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dilakukan dengan cara menghitung kekakuan lateral tiap

lantai. Perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9: Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 1.

S	Load Case	Stiffness	R1	R2	Soft Story		Extreme Soft Story	
		kN/m	(%)	(%)	R1 < 70 %	R2 < 80 %	R1 < 60 %	R2 < 70 %
6	Gempa X	124063,346	-	-	-	-	-	-
5	Gempa X	157121,106	126,65	126,65	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
4	Gempa X	167762,622	106,77	106,77	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa X	178368,490	106,32	109,80	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa X	212551,608	168,95	126,71	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa X	359109,182	168,95	200,67	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
6	Gempa Y	121671,733	-	-	-	-	-	-
5	Gempa Y	154453,087	126,94	126,94	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
4	Gempa Y	165213,547	106,97	106,97	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa Y	175638,862	106,89	109,89	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa Y	208875,158	118,92	126,51	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa Y	352101,811	168,57	200,01	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Berdasarkan Tabel 4.9 nilai R1 dan R2 lebih besar dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya dan 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya artinya gedung tidak didefinisikan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan.

4.2.1.6. Ketidakberaturan Torsi

Dari sub bab 4.2.1.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 1 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Berdasarkan SNI 1726:2012 ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang

dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Ketidakberaturan torsi hanya berlaku untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku. Dikarenakan diafragma yang direncanakan pada pemodelan ini menggunakan diafragma kaku, maka harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 1 tertera pada Tabel 4.10 dan Tabel 4.11.

Tabel 4.10: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 1.

Lantai	Elevasi	dx_{min}	dx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
Lantai 6	24	0,0353	0,0354	0,0030	0,0029	1,0000
Lantai 5	20	0,0322	0,0325	0,0049	0,0048	1,0000
Lantai 4	16	0,0273	0,0277	0,0067	0,0067	1,0000
Lantai 3	12	0,0206	0,0210	0,0080	0,0080	1,0000
Lantai 2	8	0,0126	0,0130	0,0080	0,0082	1,0000
Lantai 1	4	0,0046	0,0049	0,0046	0,0049	1,0000

Tabel 4.11: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 1.

Lantai	Elevasi	dx_{min}	dx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 6	24	0,0346	0,0412	0,0029	0,0037	1,0000
Lantai 5	20	0,0317	0,0375	0,0047	0,0059	1,0000
Lantai 4	16	0,0270	0,0316	0,0065	0,0080	1,0000
Lantai 3	12	0,0205	0,0237	0,0078	0,0094	1,0000
Lantai 2	8	0,0127	0,0143	0,0080	0,0092	1,0000
Lantai 1	4	0,0047	0,0051	0,0047	0,0051	1,0000

Dari Tabel 4.10 dan Tabel 4.11 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.

4.2.1.7. Ketidakberaturan Massa

Berdasarkan SNI 1726:2012, dikatakan bahwa ketidakberaturan massa didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang memiliki massa efektif lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung apakah memiliki ketidakberaturan massa atau tidak. Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 1 dapat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 1.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	351791,40	351791,40	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 2	351791,40	351791,40	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 3	351791,40	351791,40	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 4	351791,40	351791,40	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 5	351791,40	351791,40	121,17%	121,17%	Tidak	Tidak
Lt. 6	290327,40	290327,40	82,53%	82,53%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.12 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.

4.2.2. Hasil Analisis Struktur Model 2

Model 2 merupakan struktur gedung beton bertulang dengan Sistem *Flexural floor*. Pada Model 2, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode 5*, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.13.

Tabel 4.13: Data perioda *output* program ETABS v.15 Model 2.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	sec			
1	1,061	2,97E-05	0,7971	0,0060
2	1,033	0,8070	0,7972	0,0063
3	0,952	0,8071	0,8041	0,7983
4	0,330	0,8072	0,9113	0,7983
5	0,323	0, 9117	0,9113	0,7993
6	0,294	0,9130	0,9114	0,9069
7	0,179	0,9145	0,9522	0,9084
8	0,176	0,9549	0,9544	0,9094
9	0,156	0,9569	0,9563	0,9524
10	0,120	0,9709	0,9563	0,9541
11	0,120	0,9710	0,9712	0,9571
12	0,105	0,9744	0,9796	0,9587

Dapat dilihat pada Tabel 4.14 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.14: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2.

<i>Mode</i>	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	2,64%	OK	TIDAK OK
T2-T3	7,84%	OK	TIDAK OK
T3-T4	65,34%	TIDAK OK	OK
T4-T5	2,12%	OK	TIDAK OK
T5-T6	8,98%	OK	TIDAK OK
T6-T7	39,12%	TIDAK OK	OK
T7-T8	1,68%	OK	TIDAK OK
T8-T9	11,36%	OK	TIDAK OK
T9-T10	23,08%	TIDAK OK	OK
T10-T11	0,00%	OK	TIDAK OK
T11-T12	12,50%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada Tabel 4.14, analisis respon spektrum untuk model ini menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

4.2.2.1. Berat Struktur

Dari sub bab 3.4.1.8 diketahui bahwa berat struktur pada pemodelan 2 didapat menggunakan dengan metode amplop. Peneliti melakukan perhitungan manual dikarenakan program ETABS tidak bisa melakukan perhitungan untuk menghitung berat struktur secara otomatis.

Tabel 4.15 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamik respon spektrum dengan menggunakan program ETABS v.15.

Untuk perhitungan Massa tertera pada Lampiran.

Tabel 4.15: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 2.

<i>Story</i>	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
<i>Story01</i>	191923,7	191923,7	12,853	12,183	13,369	11,467
<i>Story02</i>	191923,7	191923,7	12,853	12,183	12,883	11,880
<i>Story03</i>	191923,7	191923,7	12,853	12,183	12,630	12,085
<i>Story04</i>	191923,7	191923,7	12,853	12,183	12,482	12,203
<i>Story05</i>	191923,7	191923,7	12,853	12,183	12,378	12,284
<i>Story06</i>	163064,4	163064,4	12,745	12,275	12,260	12,378
Jumlah	1122682,8	1122682,8				

Dari Tabel 4.15 dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan pada Model 2 memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi sesuai dengan SNI 1726:2012.

4.2.2.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub bab 2.9.8, 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 ekivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen dan respon spektrum tertera pada Tabel 4.16 dan Tabel 4.17.

Tabel 4.16: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen Model 2.

Arah Gempa	V_1 (KN)
Gempa X	1133,291
Gempa Y	1134,392

Untuk perhitungan V_1 tertera pada Lampiran.

Tabel 4.17: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 2 *output* program ETABS v.15.

<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>	1699,31	505,96
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	509,89	1686,19

Periksa:

- Arah X

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

1699,31 KN < 0,85. 1133,291 KN

1699,31 KN > 963,30 KN (tidak gunakan faktor skala)

- Arah Y

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

1686,19 KN < 0,85. 1134,392 KN

1686,19 KN > 964,23 KN (tidak gunakan faktor skala)

Dari perhitungan di atas diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam (V_t) lebih besar dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur

gaya lateral ekivalen (V_1) untuk masing-masing arah, sehingga tidak perlu dikalikan dengan faktor skala.

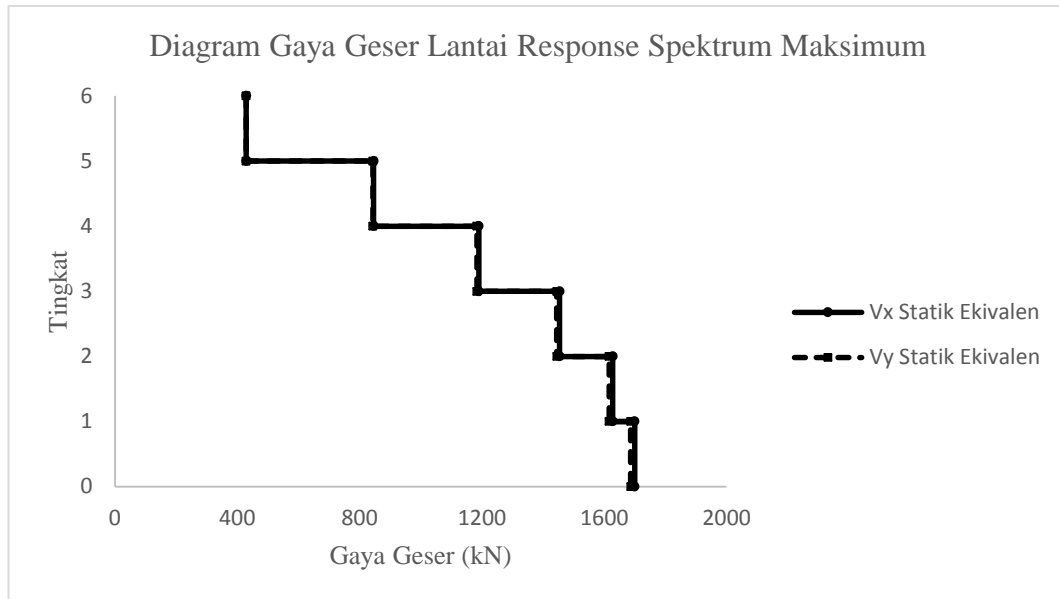
4.2.2.3. Gaya Geser Lantai

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 ETABS v.15 dapat dilihat pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 2.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
6	24	Top	429,175	428,902
		Bottom	429,175	428,902
5	20	Top	845,912	843,068
		Bottom	845,912	843,068
4	16	Top	1189,679	1183,723
		Bottom	1189,679	1183,723
3	12	Top	1453,963	1444,853
		Bottom	1453,963	1444,853
2	8	Top	1627,677	1615,947
		Bottom	1627,677	1615,947
1	4	Top	1699,309	1686,189
		Bottom	1699,309	1686,189
0	0	Top	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

Berdasarkan nilai-nilai yang didapat dari perhitungan ETABS v.15 yang ditunjukkan pada Tabel 4.18, maka grafik perbandingan nilai gaya geser arah X dan arah Y disajikan pada Gambar 4.6.



Gambar 4.6: Diagram nilai gaya geser lantai respon spektrum maksimal Model 2.

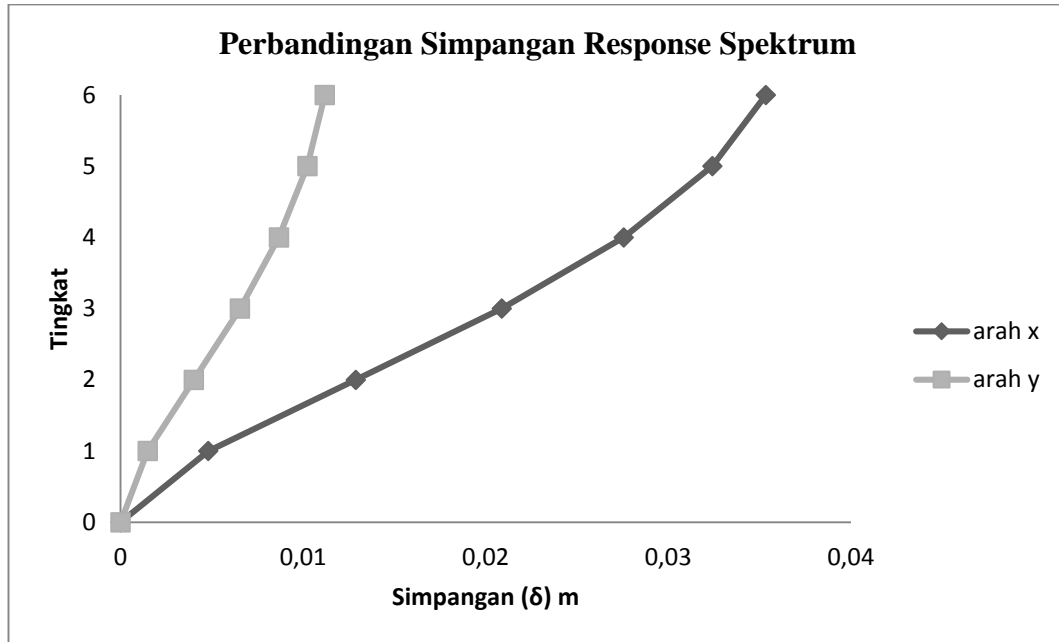
4.2.2.4. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.13 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Tabel 4.19 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 2.

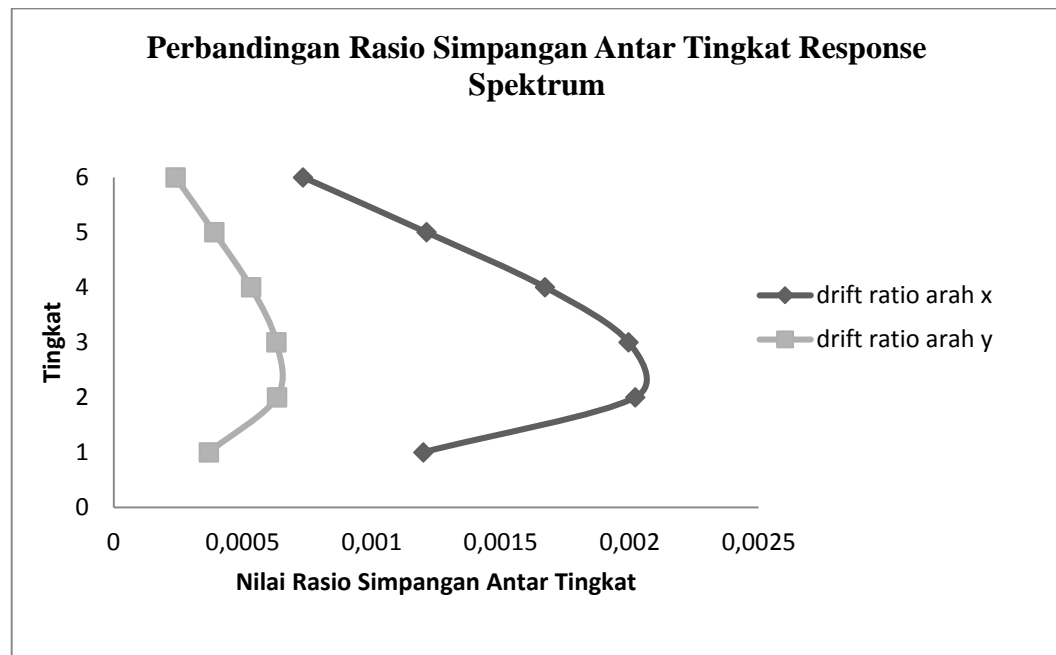
Tabel 4.19: Nilai simpangan antar lantai pada gempa x Model 2.

Lt	h (m)	Perpindahan elastis (δ_e) t		Simpangan Antar Tingkat		Perpindahan Total ($\delta_i \cdot C_d$)/Ie		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
6	4	35,349	11,186	2,936	0,960	16,148	5,280	80	OK	OK
5	4	32,413	10,226	4,849	1,560	26,670	8,580	80	OK	OK
4	4	27,564	8,666	6,690	2,131	36,795	11,721	80	OK	OK
3	4	20,874	6,535	7,985	2,525	43,918	13,888	80	OK	OK
2	4	12,889	4,010	8,088	2,532	44,484	13,926	80	OK	OK
1	4	4,801	1,478	4,801	1,478	26,406	8,129	80	OK	OK
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Berdasarkan nilai simpangan yang ditunjukkan pada Tabel 4.19, maka grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* pada gempa Y disajikan pada Gambar 4.7. dan Gambar 4.8.



Gambar 4.7: Perbandingan simpangan respon spektrum Model 2.

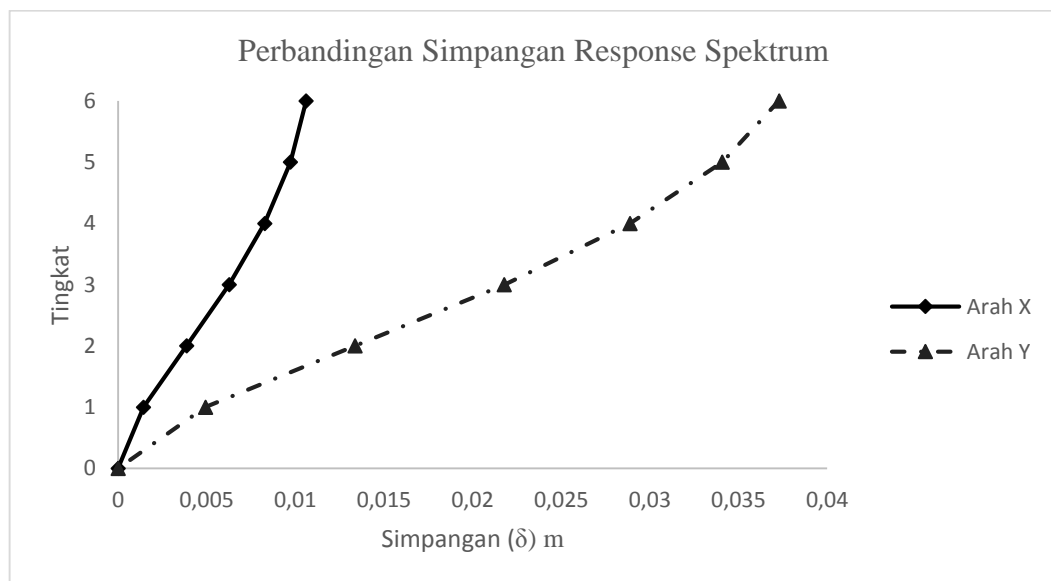


Gambar 4.8: Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 2.

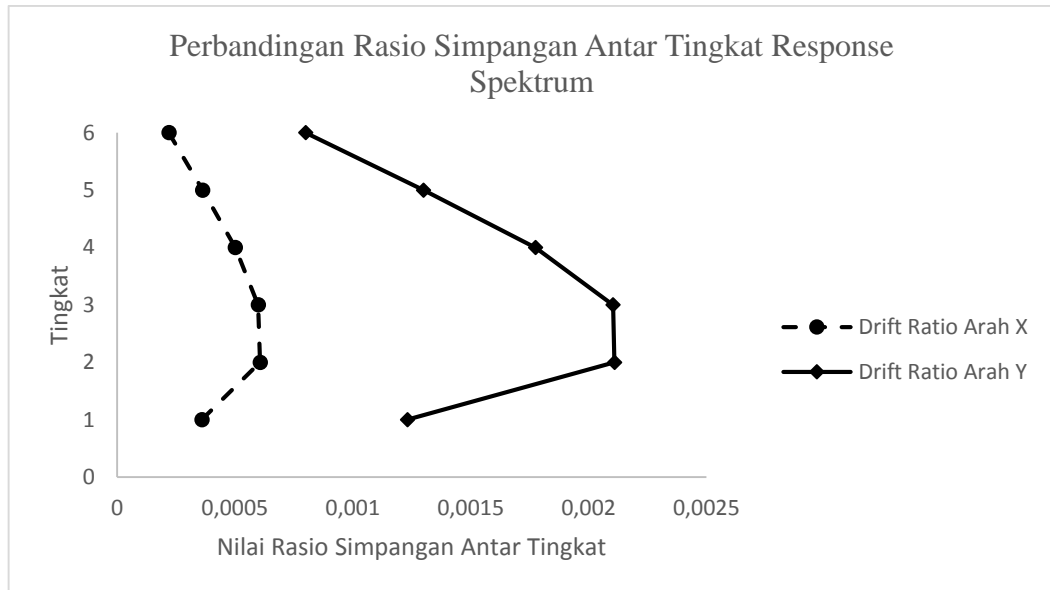
Tabel 4.20: Nilai simpangan antar lantai pada gempa y Model 2.

Lt	h (m)	Perpindahan elastis (δ_e) t		Simpangan Antar Tingkat		Perpindahan Total ($\delta_i * C_d$)/Ie		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	0,02* hsx/ ρ (mm)	X	Y
6	4	10,605	37,285	0,881	3,201	4,846	17,606	80	OK	OK
5	4	9,724	34,084	1,454	5,200	7,997	28,600	80	OK	OK
4	4	8,270	28,884	2,007	7,102	11,039	39,061	80	OK	OK
3	4	6,263	21,782	2,396	8,416	13,178	46,288	80	OK	OK
2	4	3,867	13,366	2,427	8,440	13,349	46,420	80	OK	OK
1	4	1,440	4,926	1,440	4,926	7,920	27,093	80	OK	OK
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Berdasarkan nilai simpangan yang ditunjukkan pada Tabel 4.19, maka grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* pada gempa Y disajikan pada Gambar 4.9. dan Gambar 4.10.



Gambar 4.9: Perbandingan simpangan respon spektrum Model 2.



Gambar 4.10: Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 2.

4.2.2.5. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan (*Soft and extreme soft story*)

Struktur gedung Model 2 harus diperiksa terhadap ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*). Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan pada arah x dan y untuk Model 2 tertera pada Tabel 4.21.

Tabel 4.21: Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 2.

S	Load Case	Stiffness	R1	R2	Soft Story		Extreme Soft Story	
		kN/m	(%)	(%)	R1 < 70 %	R2 < 80 %	R1 < 60 %	R2 < 70 %
6	Gempa X	124249,385	-	-	-	-	-	-
5	Gempa X	157097,114	126,44	126,44	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
4	Gempa X	167820,203	106,83	106,83	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa X	178667,251	106,46	109,98	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa X	212035,651	118,68	126,32	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa X	361013,180	170,26	201,79	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
6	Gempa Y	121849,917	-	-	-	-	-	-
5	Gempa Y	154211,958	126,56	126,56	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
4	Gempa Y	165206,090	107,13	107,13	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Tabel 4.21: *Lanjutan.*

S	Load Case	Stiffness	R1	R2	Soft Story		Extreme Soft Story	
		kN/m	(%)	(%)	R1 < 70 %	R2 < 80 %	R1 < 60 %	R2 < 70 %
3	Gempa Y	175514,781	106,24	109,90	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa Y	208136,222	118,59	126,16	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa Y	351451,008	168,86	199,95	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Berdasarkan Tabel 4.21 nilai R1 dan R2 lebih besar dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya dan 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya artinya gedung tidak didefinisikan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan.

4.2.2.6. Ketidakberaturan Torsi

Dari sub bab 4.2.2.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 2 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 2 tertera pada Tabel 4.22 dan Tabel 4.23.

Tabel 4.22: 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 6	24	0,035	0,035	0,003	0,003	1,000
Lantai 5	20	0,032	0,033	0,005	0,005	1,000
Lantai 4	16	0,027	0,028	0,007	0,007	1,000
Lantai 3	12	0,021	0,021	0,008	0,008	1,000
Lantai 2	8	0,013	0,013	0,008	0,008	1,000
Lantai 1	4	0,005	0,005	0,005	0,005	1,000

Tabel 4.23: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 2.

Lantai	Elevasi	$d_{x_{min}}$	$d_{x_{max}}$	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 6	24	0,035	0,041	0,003	0,004	1,000
Lantai 5	20	0,032	0,037	0,005	0,006	1,000
Lantai 4	16	0,027	0,032	0,007	0,008	1,000
Lantai 3	12	0,020	0,024	0,008	0,009	1,000
Lantai 2	8	0,013	0,014	0,008	0,009	1,000
Lantai 1	4	0,005	0,005	0,005	0,005	1,000

Dari Tabel 4.22 dan 4.23 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.

4.2.2.7. Ketidakberaturan Massa

Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 2 dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24: 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	191923,7	191923,7	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 2	191923,7	191923,7	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 3	191923,7	191923,7	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 4	191923,7	191923,7	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 5	191923,7	191923,7	117,70%	117,70%	Tidak	Tidak
Lt. 6	163064,4	163064,4	84,96%	84,96%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.24 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.

4.2.3. Hasil Analisis Struktur Model 3

Model 3 merupakan struktur gedung beton bertulang menggunakan sistem dinding geser dengan sistem *flexural floor*. Pada Model 3 dilakukan pemeriksaan kombinasi ragam modal partisipasi massa dimana perpindahan harus mencapai 90 persen pada kedua sumbu arah (*Sum Ux dan Sum Uy*), sehingga dapat dikatakan partisipasi massa telah memenuhi syarat. Pemeriksaan ini juga menentukan metode pendekatan yang akan digunakan pada analisis respon spektrum. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25: Data perioda *output* program ETABS Model 3.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	sec			
1	0,831	0,134	0,236	0,390
2	0,544	0,665	0,236	0,580
3	0,420	0,726	0,724	0,735
4	0,245	0,750	0,768	0,814
5	0,144	0,857	0,776	0,855
6	0,137	0,913	0,788	0,859
7	0,117	0,915	0,829	0,889
8	0,112	0,921	0,833	0,892
9	0,095	0,923	0,930	0,926
10	0,092	0,929	0,933	0,944
11	0,085	0,929	0,933	0,945
12	0,077	0,934	0,934	0,946

Dapat dilihat pada Tabel 4.26 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.26: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3.

<i>Mode</i>	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	34,54%	TIDAK OK	OK
T2-T3	22,79%	TIDAK OK	OK
T3-T4	41,67%	TIDAK OK	OK
T4-T5	41,22%	TIDAK OK	OK
T5-T6	4,86%	OK	TIDAK OK

Tabel 4.26: *Lanjutan.*

<i>Mode</i>	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T6-T7	14,60%	OK	TIDAK OK
T7-T8	4,27%	OK	TIDAK OK
T8-T9	15,18%	TIDAK OK	OK
T9-T10	3,16%	OK	TIDAK OK
T10-T11	7,61%	OK	TIDAK OK
T11-T12	9,41%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada Tabel 4.26, 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

Dari sub bab 3.4.1.8 diketahui bahwa berat struktur pada pemodelan 2 didapat menggunakan dengan metode amplop. Peneliti melakukan perhitungan manual dikarenakan program ETABS tidak bisa melakukan perhitungan untuk menghitung berat struktur secara otomatis.

Tabel 4.15 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamik respon spektrum dengan menggunakan program ETABS v.15.

Untuk perhitungan Massa tertera pada Lampiran.

Tabel 4.27: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 2.

<i>Story</i>	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
<i>Story01</i>	401874,1	401874,1	12,688	12,057	13,369	11,467
<i>Story02</i>	401874,1	401874,1	12,688	12,057	12,883	11,880
<i>Story03</i>	401874,1	401874,1	12,688	12,057	12,630	12,085
<i>Story04</i>	401874,1	401874,1	12,688	12,057	12,482	12,203

Tabel 4.27: *Lanjutan.*

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
Story05	401874,1	401874,1	12,688	12,057	12,378	12,284
Story06	163064,4	163064,4	12,650	12,192	12,260	12,378
Jumlah	2172434,8	2172434,8				

Dari Tabel 4.15 dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan pada Model 1 memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi sesuai dengan SNI 1726:2012.

4.2.3.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub subbab 2.8.8, 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 4.28 dan Tabel 4.29.

Tabel 4.28: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 3.

Arah Gempa	V_1 (KN)
Gempa X	2192,962
Gempa Y	2195,093

Untuk perhitungan V_1 tertera pada Lampiran.

Tabel 4.29: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 3 *output* program ETABS v.15.

<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>	1336,65	682,48
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	691,97	1281,33

Periksa:

- Arah X

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

$1336,65 \text{ KN} < 0,85 \cdot 2192,962 \text{ KN}$

$1336,65 \text{ KN} < 1864,018 \text{ KN}$ (gunakan faktor skala)

- Arah Y

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

$1281,33 \text{ KN} < 0,85 \cdot 2195,093 \text{ KN}$

$1281,33 \text{ KN} < 1865,829 \text{ KN}$ (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 masing-masing arah, sehingga gaya gempa rencana yang diinput pada program ETABS v.15 harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi 1,00 sesuai arahnya. Berikut ini merupakan nilai faktor skala yang akan dikalikan dengan gaya gempa rencana.

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

$$\begin{aligned} \text{Gempa X} & : 0,85 \frac{2192,962}{1336,65} > 1 \\ & 1,395 > 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa Y} & : 0,85 \frac{2195,093}{1281,33} > 1 \\ & 1,456 > 1 \end{aligned}$$

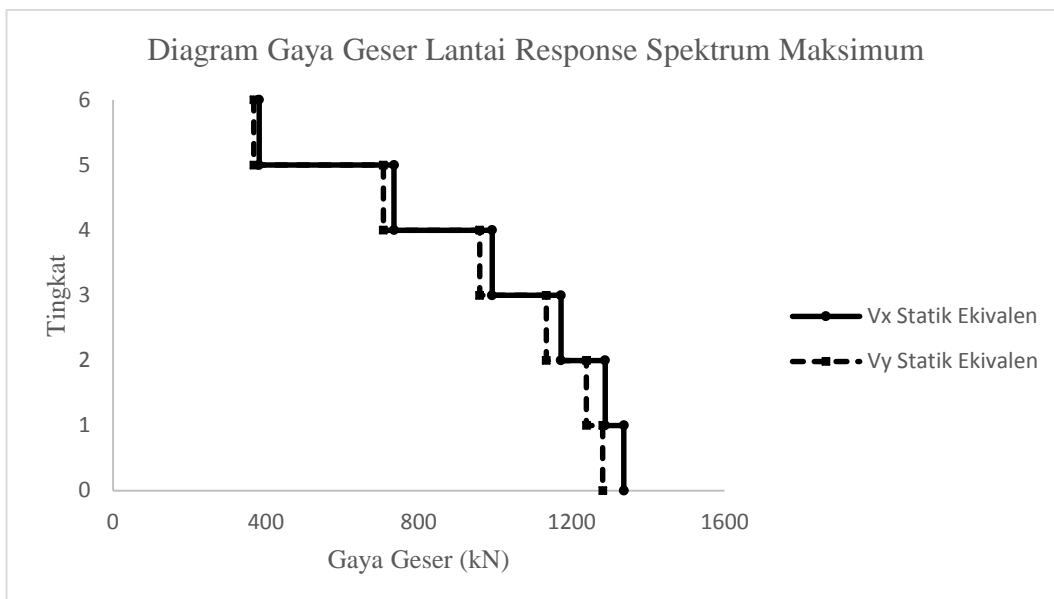
4.2.3.3. Gaya Geser Lantai

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 ETABS v.15 dapat dilihat pada Tabel 4.30.

Tabel 4.30: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 3.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
6	24	Top	382,206	368,792
		Bottom	382,206	368,792
5	20	Top	735,514	707,262
		Bottom	735,514	707,262
4	16	Top	991,888	959,493
		Bottom	991,888	959,493
3	12	Top	1171,853	1133,594
		Bottom	1171,853	1133,594
2	8	Top	1287,600	1238,454
		Bottom	1287,600	1238,454
1	4	Top	1336,652	1281,335
		Bottom	1336,652	1281,335
0	0	Top	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

Berdasarkan nilai-nilai yang didapat dari perhitungan ETABS v.15 yang ditunjukkan pada Tabel 4.30, maka grafik perbandingan nilai gaya geser arah X dan arah Y disajikan pada Gambar 4.11.



Gambar 4.11: Diagram nilai gaya geser lantai respon spektrum maksimal Model 3.

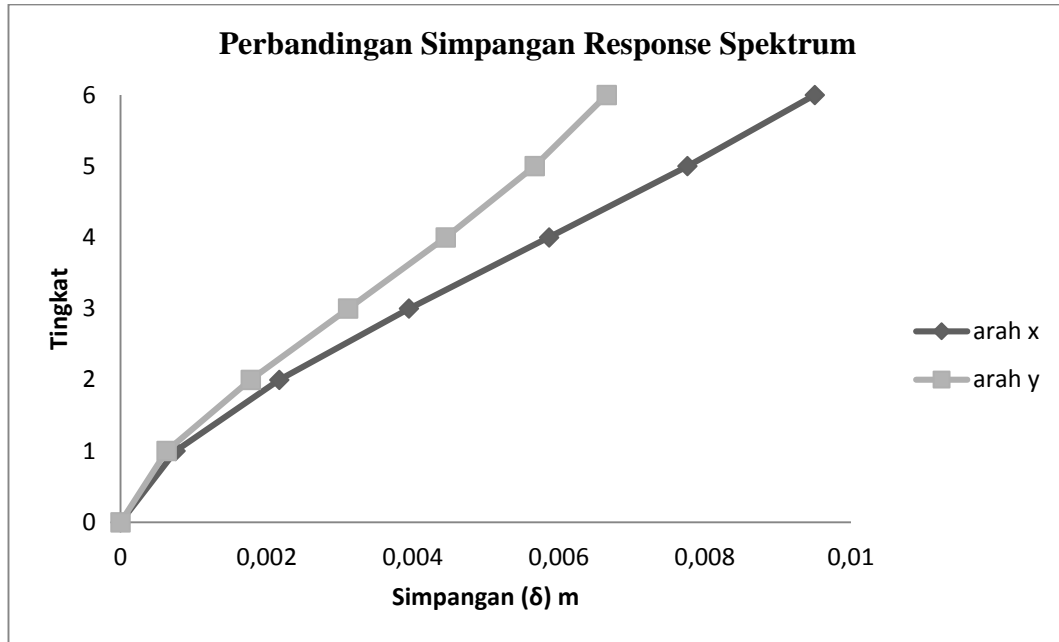
4.2.3.4. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.13 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Tabel 4.31 dan Tabel 4.32 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 3.

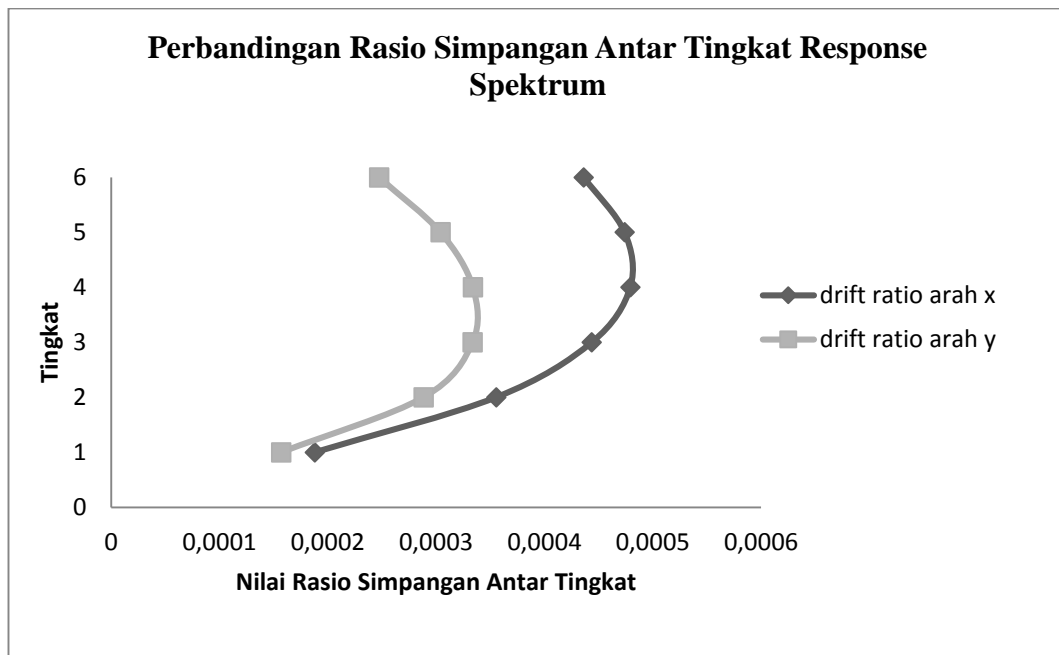
Tabel 4.31: Nilai simpangan antar lantai pada gempa x Model 3.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Perpindahan Total Perpindahan Total ($\delta_i \cdot C_d$)/ I_e		Syarat	Cek	Cek
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)			
6	4	0,010	0,007	0,002	0,001	0,010	0,005	0,080	OKE	OKE
5	4	0,008	0,006	0,002	0,001	0,010	0,007	0,080	OKE	OKE
4	4	0,006	0,004	0,002	0,001	0,011	0,007	0,080	OKE	OKE
3	4	0,004	0,003	0,002	0,001	0,010	0,007	0,080	OKE	OKE
2	4	0,002	0,002	0,001	0,001	0,008	0,006	0,080	OKE	OKE
1	4	0,001	0,001	0,001	0,001	0,004	0,003	0,080	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Berdasarkan nilai simpangan yang ditunjukkan pada Tabel 4.31, maka grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* pada gempa Y disajikan pada Gambar 4.12. dan Gambar 4.13.



Gambar 4.12: Perbandingan simpangan respon spektrum Model 3.

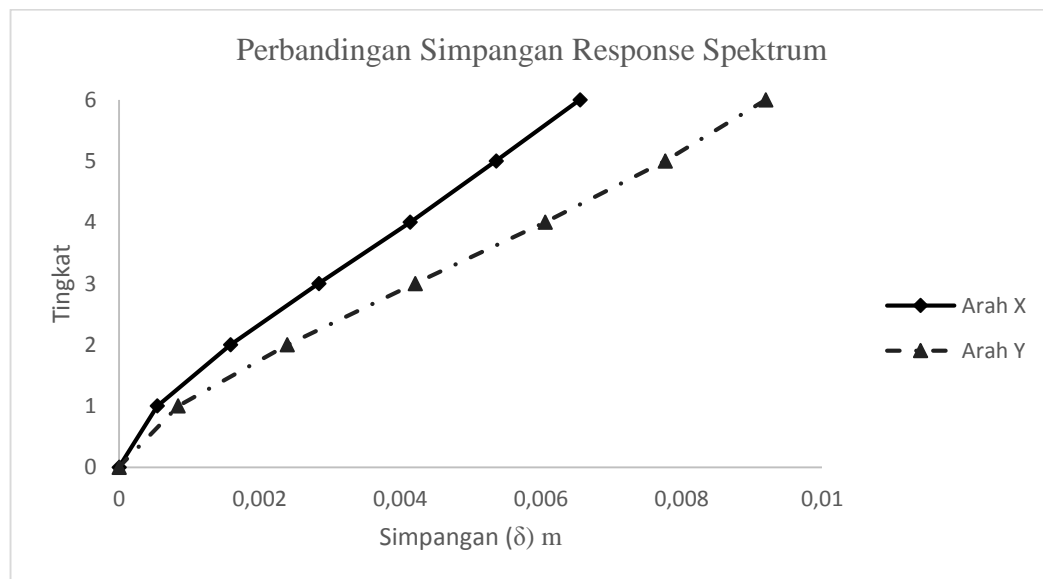


Gambar 4.13: Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 3.

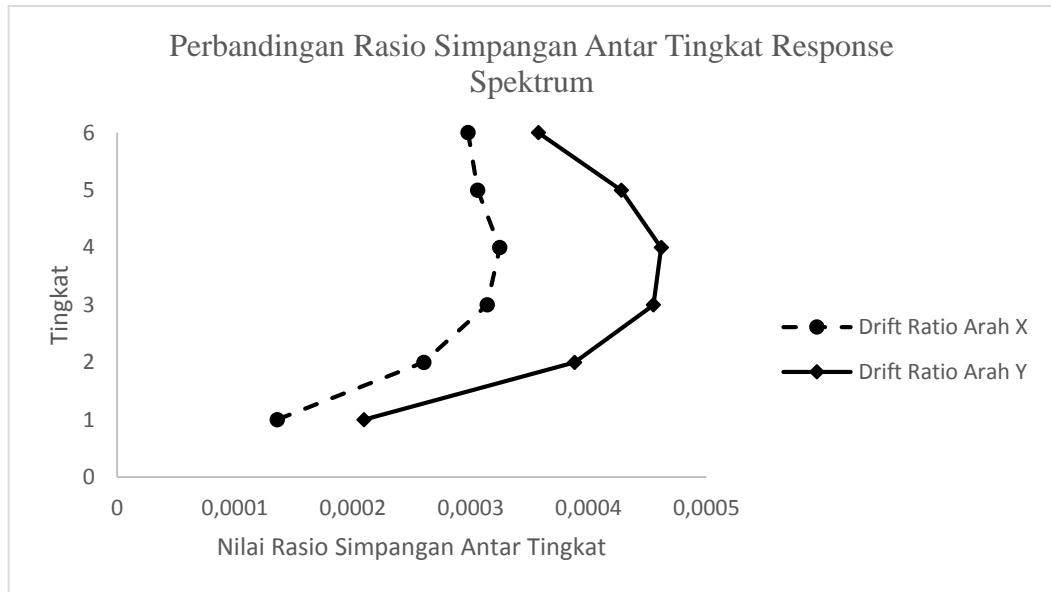
Tabel 4.32: Nilai simpangan antar lantai pada gempa y Model 2.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Perpindahan Total Perpindahan Total ($\delta_i \cdot C_d$)/Ie		Syarat	Cek	Cek
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)			
6	4	0,007	0,009	0,001	0,001	0,007	0,008	0,080	OKE	OKE
5	4	0,005	0,008	0,001	0,002	0,007	0,009	0,080	OKE	OKE
4	4	0,004	0,006	0,001	0,002	0,007	0,010	0,080	OKE	OKE
3	4	0,003	0,004	0,001	0,002	0,007	0,010	0,080	OKE	OKE
2	4	0,002	0,002	0,001	0,002	0,006	0,009	0,080	OKE	OKE
1	4	0,001	0,001	0,001	0,001	0,003	0,005	0,080	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Berdasarkan nilai simpangan yang ditunjukkan pada Tabel 4.32, maka grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* pada gempa Y disajikan pada Gambar 4.14. dan Gambar 4.15.



Gambar 4.14: Perbandingan simpangan respon spektrum Model 3.



Gambar 4.15: Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 3.

4.2.3.5. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan (*Soft and extreme soft story*)

Struktur gedung Model 2 harus diperiksa terhadap ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*). Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan pada arah x dan y untuk Model 2 tertera pada Tabel 4.33.

Tabel 4.33: Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 2.

S	Load Case	Stiffness	R1	R2	Soft Story		Extreme Soft Story	
		kN/m	(%)	(%)	R1 < 70 %	R2 < 80 %	R1 < 60 %	R2 < 70 %
6	Gempa X	187763,49	-	-	-	-	-	-
5	Gempa X	319477,33	170,15	170,15	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
4	Gempa X	435403,19	136,29	136,29	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa X	580893,59	133,42	153,90	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa X	854266,85	147,06	191,86	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa X	1453614,64	170,16	265,50	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
6	Gempa Y	132945,60	-	-	-	-	-	-
5	Gempa Y	225674,70	169,75	169,75	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
4	Gempa Y	305145,65	135,21	135,21	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Tabel 4.33: *Lanjutan.*

S	Load Case	Stiffness	R1	R2	Soft Story		Extreme Soft Story	
		kN/m	(%)	(%)	R1 < 70 %	R2 < 80 %	R1 < 60 %	R2 < 70 %
3	Gempa Y	376034,08	123,23	141,68	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa Y	492539,72	130,98	162,94	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa Y	922190,60	187,23	263,60	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Berdasarkan Tabel 4.33 nilai R1 dan R2 lebih besar dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya dan 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya artinya gedung tidak didefinisikan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan.

4.2.3.6. Ketidakberaturan Torsi

Dari sub bab 4.2.5.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 3 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 3 tertera pada Tabel 4.34 dan 4.35.

Tabel 4.34: 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 6	24	0,0116	0,0135	0,0018	0,0024	1,000
Lantai 5	20	0,0098	0,0111	0,0022	0,0027	1,000
Lantai 4	16	0,0077	0,0084	0,0024	0,0027	1,000
Lantai 3	12	0,0053	0,0057	0,0023	0,0025	1,000
Lantai 2	8	0,0030	0,0032	0,0020	0,0021	1,000
Lantai 1	4	0,0010	0,0011	0,0010	0,0011	1,000

Tabel 4.35: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 3.

Lantai	Elevasi	$d_{x_{min}}$	$d_{x_{max}}$	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 6	24	0,0082	0,0082	0,0017	0,0016	1,000
Lantai 5	20	0,0065	0,0066	0,0017	0,0017	1,000
Lantai 4	16	0,0048	0,0049	0,0016	0,0017	1,000
Lantai 3	12	0,0032	0,0032	0,0015	0,0015	1,000
Lantai 2	8	0,0017	0,0017	0,0011	0,0012	1,000
Lantai 1	4	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	1,000

Dari Tabel 4.34 dan Tabel 4.35 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.

4.2.3.7. Ketidakberaturan Massa

Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 3 dapat dilihat pada Tabel 4.36.

Tabel 4.36: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 3.

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	401874,1	401874,1	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 2	401874,1	401874,1	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 3	401874,1	401874,1	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 4	401874,1	401874,1	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 5	401874,1	401874,1	246,45%	246,45%	Ada	Ada
Lt. 6	163064,42	163064,42	40,58%	40,58%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.36 dapat dilihat bahwa terdapat persentase massa efektif yang melebihi 150% pada lantai lima. Akan tetapi, nilai persentase tersebut disebabkan

oleh lantai di atasnya yang merupakan atap gedung. Berdasarkan SNI 1726:2012, dikatakan bahwa untuk ketidakberaturan berat (massa) untuk atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.

4.2.3.8. Kontrol SRPMK Dengan 25 Persen Gaya Lateral

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

Tabel 4.37: *Output Joint reaction* ETABS Dinding Geser Model 2 Akibat Gempa X dan Gempa Y.

<i>Frame 3 sistem ganda (Gempa X)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
3	gempa x	6,8782	5,5036
8	gempa x	10,0187	2,7963
13	gempa x	197,8375	124,4811
16	gempa x	258,2023	8,2356
19	gempa x	9,4926	10,7764
22	gempa x	8,6150	13,8639
25	gempa x	15,4871	39,2724
		506,5314	204,9293
TOTAL		711,4607	
<i>Frame A sistem ganda (Gempa Y)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
1	gempa y	13,0042	10,8642
2	gempa y	2,6933	6,4080
3	gempa y	3,6211	6,9664

Tabel 4.37: *Lanjutan.*

<i>Frame A sistem ganda (Gempa Y)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
4	gempa y	5,2498	156,4481
5	gempa y	11,3398	156,2249
		35,9382	336,9116
TOTAL		372,8498	
<i>Frame C sistem ganda (Gempa Y)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
11	gempa y	13,0221	14,4690
12	gempa y	3,8110	212,1830
13	gempa y	106,7099	173,7616
14	gempa y	9,5751	8,4716
15	gempa y	14,0736	5,8128
		147,192	414,698
TOTAL		561,8897	

Tabel 4.38: *Output Joint reaction ETABS SRPMK Model 2 Akibat Gempa X dan Gempa Y.*

<i>Frame 1 SRPMK (Gempa X)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
1	gempa x	22,9718	7,9233
6	gempa x	13,1401	1,9675
11	gempa x	23,1927	10,3117
		59,3046	2025
TOTAL		79,5071	

Tabel 4.38: Lanjutan.

<i>Frame 2 SRPMK (Gempa X)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
2	gempa x	7,8763	4,9938
7	gempa x	11,2584	2,7284
12	gempa x	8,5625	160,9186
		27,6972	167,9186
TOTAL		195,6158	
<i>Frame 4 SRPMK (Gempa X)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
4	gempa x	6,9800	125,4122
9	gempa x	10,1467	2,7129
14	gempa x	9,9064	5,9700
17	gempa x	9,8994	10,2091
20	gempa x	10,1323	14,7700
23	gempa x	10,1635	19,3609
26	gempa x	7,3887	22,6723
		64,6170	201,1074
TOTAL		265,7244	
<i>Frame 5 SRPMK (Gempa X)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
5	gempa x	9,1796	127,7222
10	gempa x	11,6774	1,9065
15	gempa x	11,9215	4,0973
18	gempa x	11,9068	7,3896
21	gempa x	11,8572	10,7747
24	gempa x	12,7783	13,8887
27	gempa x	20,3261	38,9633
		89,3261	204,7423
TOTAL		294,0684	

Tabel 4.38: Lanjutan.

<i>Frame B SRPMK (Gempa Y)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
6	gempa y	7,3031	3,7342
7	gempa y	4,1410	5,0379
8	gempa y	5,3674	5,0006
9	gempa y	9,2899	4,9303
10	gempa y	13,9715	3,4694
		40,0729	22,1724
TOTAL		62,2453	
<i>Frame D SRPMK (Gempa Y)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
16	gempa y	127,7078	10,0022
17	gempa y	9,5260	12,8666
18	gempa y	14,0449	9,4478
		151,297	32,3166
TOTAL		183,5953	
<i>Frame E SRPMK (Gempa Y)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
19	gempa y	4,7543	13,3127
20	gempa y	9,6591	18,3127
21	gempa y	13,9712	13,3241
		28,3846	44,8847
TOTAL		73,2693	
<i>Frame F SRPMK (Gempa Y)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
22	gempa y	4,4668	16,8796
23	gempa y	9,7596	23,5978
24	gempa y	14,1212	16,9268
		28,3476	57,4042
TOTAL		85,7518	

Tabel 4.38: *Lanjutan.*

<i>Frame G SRPMK (Gempa Y)</i>			
<i>joint</i>	<i>Load cases</i>	Fx (KN)	Fy (KN)
25	gempa y	8,6771	47,5387
26	gempa y	7,0419	27,3855
27	gempa y	23,9147	46,9377
		39,6337	121,862
TOTAL		161,4956	

Dapat dilihat pada Tabel 4.37 dan Tabel 4.38 data dari hasil output Model 3 yang dianalisis dengan program ETABS v.15 dan didapatkan hasil persentase penahan gaya gempa untuk SRPMK dan sistem ganda.

Tabel 4.39: Persentase penahan gaya gempa Model 3.

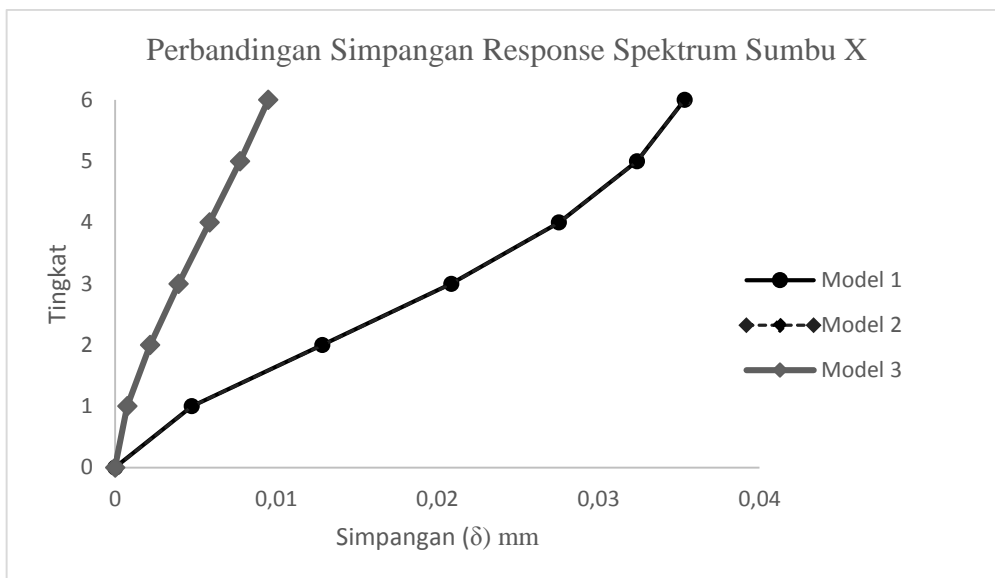
Arah	Gaya Yang Diterima (KN)		Persentase Penahan Gaya Gempa (%)	
	SRPMK	Sistem Ganda	SRPMK	Sistem Ganda
Gempa X	1220,003	2303,926	34,62	65,38
Gempa Y	830,864	2622,040	24,06	75,94

Dapat dilihat pada Tabel 4.39 bahwa persentase penahan gaya gempa yang dipikul oleh SRPMK lebih dari 25 persen pada gempa x dan gempa 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 paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan.

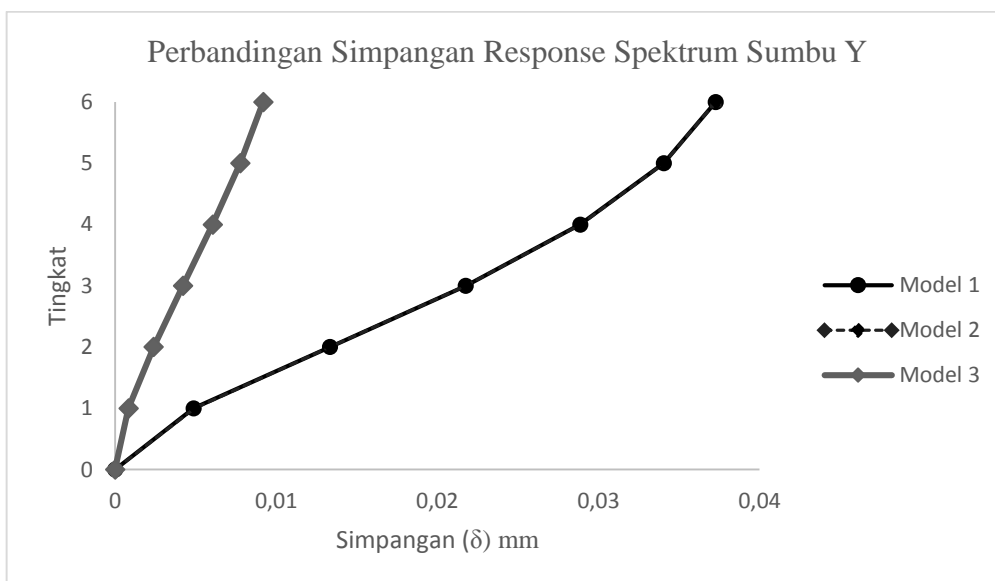
4.3. Rangkuman Grafik Perbandingan

4.3.1. Perbandingan Grafik Simpangan Antar Lantai

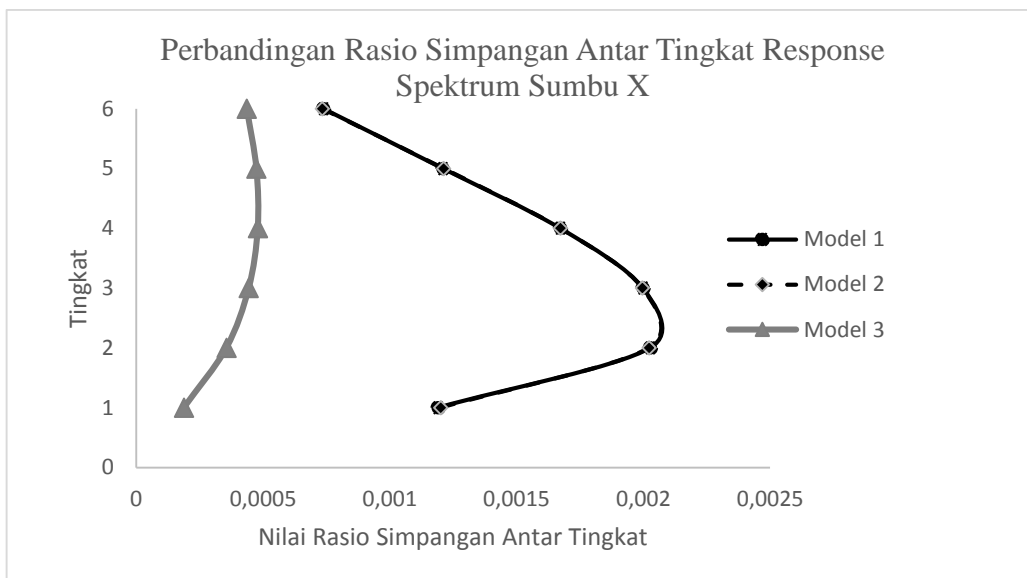
Berikut ini disajikan perbandingan grafik simpangan terhadap ketinggian lantai gedung antara Model 1, Model 2, dan Model 3 serta disajikan simpangan antar lantai.



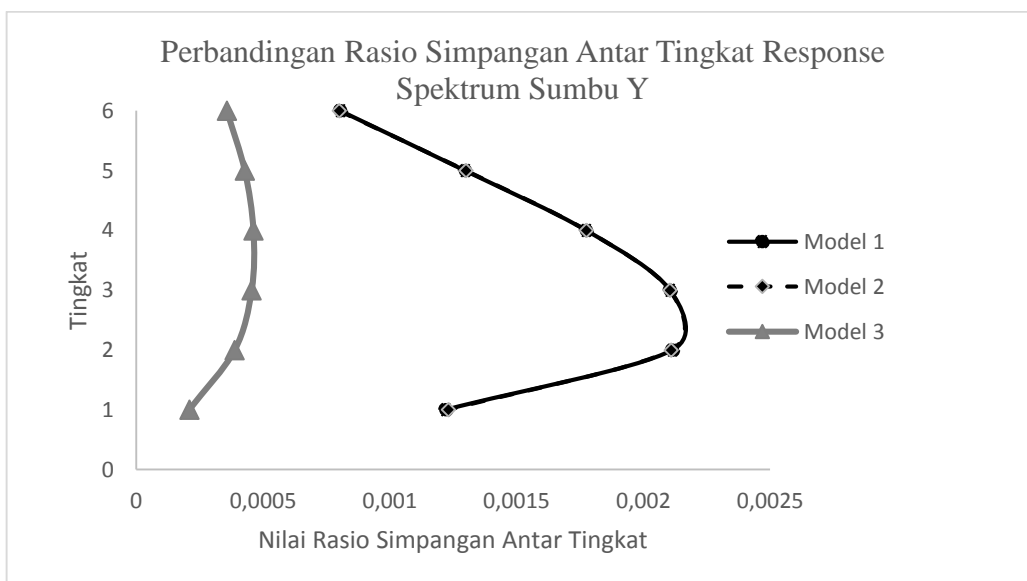
Gambar 4.16: Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x antara Model 1, Model 2 dan Model 3.



Gambar 4.17: Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y antara Model 1, Model 2 dan Model 3.



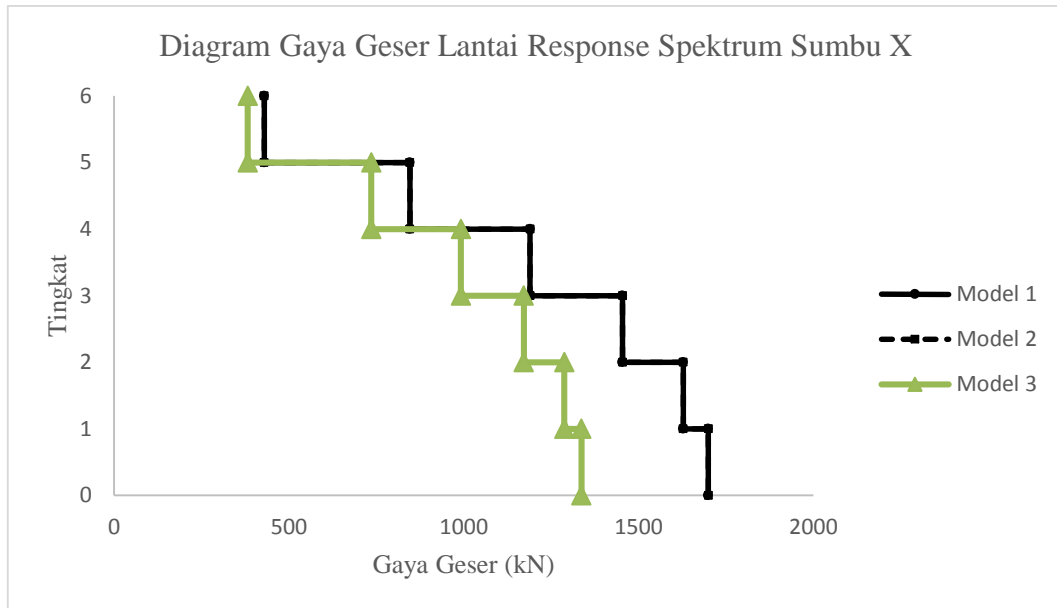
Gambar 4.18: Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu x antara Model 1, Model 2 dan Model 3.



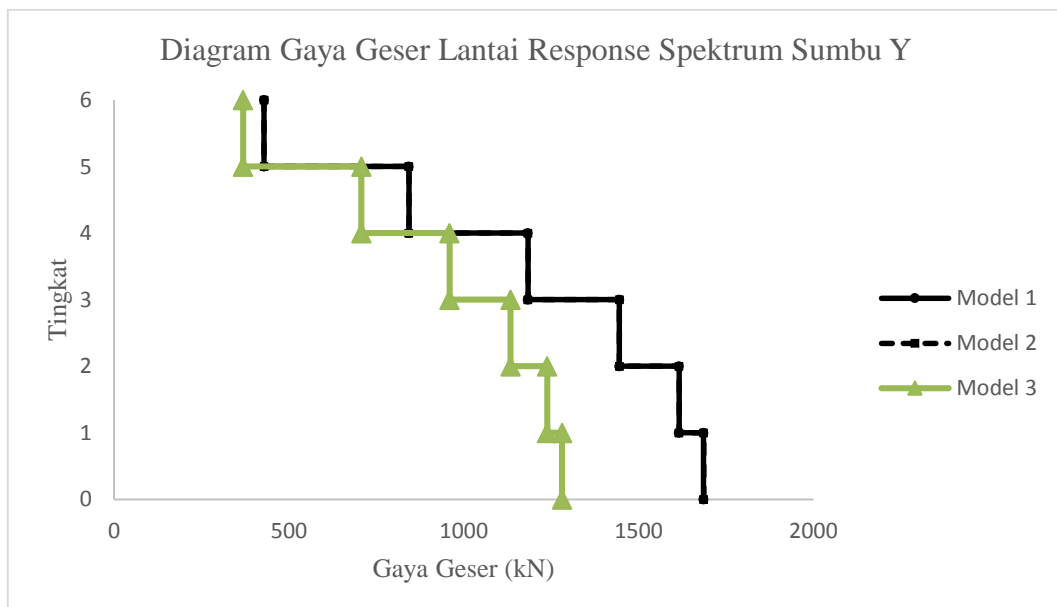
Gambar 4.19: Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu y antara Model 1, Model 2 dan Model 3.

4.3.2. Perbandingan Grafik Gaya Geser Lantai

Berikut ini disajikan perbandingan grafik gaya geser lantai terhadap ketinggian lantai gedung antara Model 1, Model 2, dan Model 3



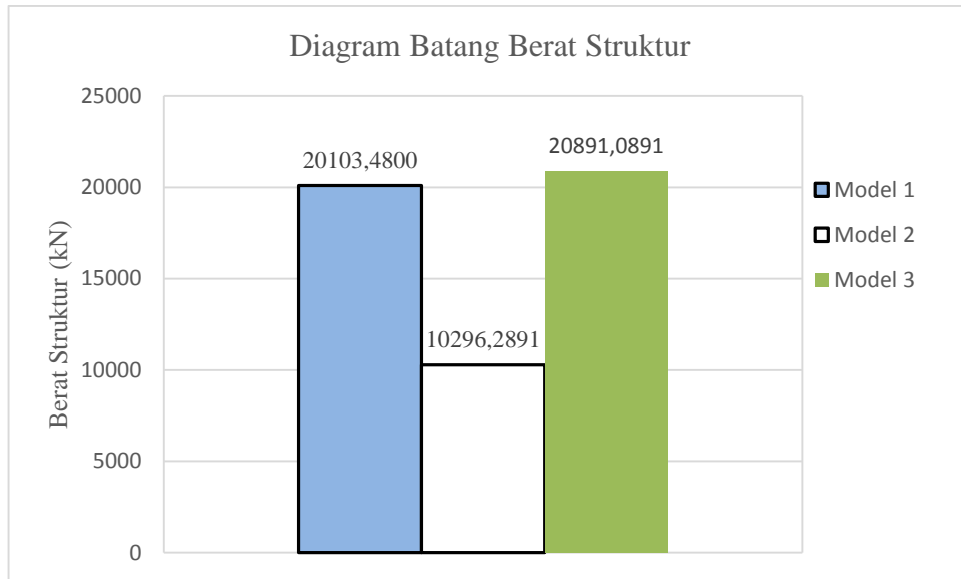
Gambar 4.14: Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu x antara Model 1, Model 2 dan Model 3.



Gambar 4.15: Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu y antara Model 1, Model 2 dan Model 3.

4.3.3. Perbandingan Grafik Berat Struktur Bangunan

Berikut ini disajikan perbandingan berat struktur bangunan antara Model 1, Model 2 dan Model 3.



Gambar 4.20: Perbandingan berat struktur antara Model 1, Model 2 dan Model 3.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisa dan pembahasan mengenai perilaku struktur dari model-model yang dibahas pada bab 4, dapat disimpulkan sebagai berikut:

- Akibat pemodelan yang berbeda maka perioda getar bangunan berbeda pula. Nilai perioda getar struktur dari ketiga model adalah sebagai berikut :
 1. Perioda getar struktur model 1 (sistem *rigid floor*) adalah 1,061 detik untuk arah X dan 1,032 detik untuk arah Y.
 2. Perioda getar struktur model 2 (sistem *flexural floor*) adalah 1,061 detik untuk arah X dan 1,033 detik untuk arah Y.
 3. Perioda getar struktur model 3 (sistem dinding geser dengan sistem *flexural floor*) adalah 0,831 detik untuk arah X dan 0,544 detik untuk arah Y.
- Untuk simpangan gedung model 1, 2, dan 3 memiliki simpangan yang dalam kondisi batas keamanan.
 1. Simpangan model 1 (sistem *rigid floor*) adalah 0,1338 m untuk arah X dan 0,1402 m untuk arah Y.
 2. Simpangan model 2 (sistem *flexural floor*) adalah 0,1340 m untuk arah X dan 0,1400 m untuk arah Y.
 3. Simpangan model 3 (sistem dinding geser dengan sistem *flexural floor*) adalah 0,0300 m untuk arah X dan 0,0300 m untuk arah Y.
- Gaya geser yang terbesar yang dihasilkan dari ketiga pemodelan struktur adalah sebagai berikut :
 1. Gaya geser model 1 (sistem *rigid floor*) adalah 1448980 Kg untuk arah X dan 1440497 Kg untuk arah Y.
 2. Gaya geser model 2 (sistem *flexural floor*) adalah 1449143 Kg untuk arah X dan 1440536 Kg untuk arah Y.
 3. Gaya geser model 3 (sistem dinding geser dengan sistem *flexural floor*) adalah 1181142 Kg untuk arah X dan 1137786 Kg untuk arah Y.

5.2. Saran

Dalam penulisan skripsi ini, penulis hanya dapat memberikan beberapa saran sebagai berikut:

1. Pada tugas akhir ini, penulis meninjau zona gempa wilayah Bengkulu. Penulis menyarankan untuk studi selanjutnya dapat membandingkan dengan wilayah zona gempa yang tinggi lainnya. Sehingga dapat diketahui perbedaan gaya gempa yang mempengaruhi simpangan, gaya geser, momen, bahkan dimensi dinding geser, kolom dan balok yang digunakan.
2. Peneliti menyarankan agar dilakukan peninjauan lebih dalam lagi sampai batas plastis menggunakan analisis *push over* (analisis non-linear). Sehingga pada analisis *push over* maka didapat batas leleh maksimum yang terjadi pada struktur.
3. Analisis yang digunakan pada tugas akhir ini dengan analisis respon spektrum, oleh karena itu penulis menyarankan agar dapat membandingkan metode analisis dengan metode-metode yang lain, seperti analisis *time history* misalnya.

DAFTAR PUSTAKA

- Afrida R. (2015) *Perencanaan Struktur Baja Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Struktur Baja Bresing Konsentrik Khusus tipe-X*. Laporan Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. Medan. UMSU
- 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 (2002) *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2002*, Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa dengan Menggunakan SNI 1726-2002 dan SNI 1726:2012*. Bandung: ITB.
- Dipohusodo, dan Istimawan (1999) *Struktur Beton Bertulang*. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.
- Faisal, A. (2013) *Catatan Kuliah M.K Vibrasi dan Teori Gempa*. Medan: UMSU.
- Faisal, A. (2014) *Torsi Aktual pada SRPM Simetris*. Medan: Seminar Nasional HAKI Komda Sumut.
- Hasan A dan Astira IF, (2013) *Analisis Perbandingan Simpangan Lateral Bangunan Tinggi dengan Variasi Bentuk dan Posisi Dinding Geser. Studi Kasus: Proyek Apartemen The Royale Springhill*, Palembang: Universitas Sriwijaya.
- Hidayat, F (2016) *Analisa Perbandingan Simpangan Struktur Gedung Set Back Tanpa Dinding Geser Dan Pemodelan Letak Dinding Geser Di Zona Gempa Tinggi*
- Imran, I. dan Hendrik, F. (2009) *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Berdasarkan SNI 2847-2002*. Bandung: ITB.
- Jack, C. dan Cormac Mc. (2004) *Desain Beton Bertulang Jilid 1*. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.
- Kementrian Pekerjaan Umum. (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Murty, C. V. R. dkk. (2009) *Perilaku Bangunan Struktur Rangka Beton Bertulang dengan Dinding Pengisi dari Bata terhadap Gempa*. Jakarta: Universitas Trisakti.

Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.

Suprayetno. (2015) *Analisa Perbandingan Simpangan Struktur Rangka Pemikul Momen Dengan Dinding Geser Berdasarkan Pemodelan Struktur Yang Berbeda*. Laporan Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. Medan. UMSU

Yuliari, E. dan Suhelda. 2008, *Evaluasi Perbandingan Konsep Desain Dinding Geser Tahan Gempa Berdasarkan SNI Beton*. Laporan Tugas Akhir. Bandung: Program Studi Teknik Sipil, ITB.

LAMPIRAN

LAMPIRAN

A. Perencanaan Struktur

A.1. 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 :

- $1/25 * 5000 = 200$ mm
- $1/25 * 4000 = 160$ mm

Maka dipilih tebal dinding geser adalah 250 mm.

B. Perhitungan Berat Tambahan Beban Mati

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

B.1. Beban Tambahan Pelat Lantai

Berikut ini merupakan perhitungan beban tambahan pada pelat lantai yang dibedakan menjadi pelat lantai untuk lantai 1 – 5 dan pelat atap untuk lantai 10 (atap).

a. Beban Mati Tambahan pada Lantai 1-5

- Spesi Lantai Keramik (t = 2 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 6

- Plafon + penggantung	=	18 kg/m ²	=	0,18 kN/m ²
- waterproof	=	4 kg/m ²	=	0,04 kN/m ²
- plester	=	42 kg/m ²	=	0,42 kN/m ²
- M & E	=	40 kg/m ²	=	0,4 kN/m ²
Total beban mati	=	104 kg/m ²	=	1,04 kN/m ²

B.2. Beban Dinding

Berikut ini merupakan perhitungan beban dinding yang dibedakan menjadi beban dinding untuk lantai 1, lantai 2 – 9 dan lantai 10 (atap).

a. Dinding Lt 1 – 5

- Dinding Batako 15 cm	=	300 kg/m ²		
Beban garis	=	300*1/2(4+4)		
	=	1200 kg/m	=	12 kN/m

b. Dinding Lt 6

- Dinding Batako 15 cm	=	300 kg/m ²		
Beban garis	=	300*1/2(4)		
	=	600 kg/m	=	6 kN/m

B.3. Beban Tangga

Berikut ini merupakan perhitungan beban tangga yang dibedakan menjadi beban tangga dari base ke lantai 6 (atap).

Tabel B1: Data perencanaan tangga dari base ke lantai 6:

Data Perencanaan	Panjang (cm)	
Tinggi antar lantai ke bodres	2	m
Lebar tangga	1,8	m
Panjang tangga	3,5	m
Kemiringan (α)	29,745	
Panjang bordes	3,8	m
<i>Optrade</i>	0,16	m
<i>Antrade</i>	0,3	m

Tabel B1: *Lanjutan.*

Data Perencanaan	Panjang (cm)	
Lebar bordes	1,5	m
Tinggi antar lantai ke bodres	1,9	m

a) Perhitungan Struktur Tangga

- Tebal pelat tangga base ke lantai 6:

$$\begin{aligned}
 H_{\min} &= \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27} \\
 &= \frac{2 / \sin 29,745}{27} \\
 &= 0,149 \text{ m} \quad , \text{ diambil } h = 0,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Tebal pelat bordes diambil $h = 0,13 \text{ m}$ (diambil berdasarkan range pelat lantai).

b) Perhitungan Beban 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 6:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat anak tangga} &= 0,069 \times 2400 = 166,703 \text{ kg/m}^2 = 1,667 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Adukan semen (t = 2cm)} &= 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Penutup lantai} &= \underline{24} = 0,240 \text{ KN/m}^2 \\
 &= 191,123 \text{ kg/m}^2 = 1,911 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Beban pelat bordes:

$$\begin{aligned}
 \text{Adukan semen (t = 2cm)} &= 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Penutup lantai} &= \underline{24} = 0,240 \text{ KN/m}^2 \\
 &= 24,42 \text{ kg/m}^2 = 0,244 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

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

- Beban tangga base ke lantai 6:
Pelat tangga = $1,8 \times 191,123 = 344,021 \text{ kg/m} = 3,440 \text{ KN/m}$
- Beban pelat bordes:
Pelat bordes = $1,9 \times 24,42 = 46,398 \text{ kg/m} = 0,464 \text{ KN/m}$

Tabel B4: Rekapitulasi Beban Mati Pada Tangga.

REKAPITULASI BEBAN MATI PADA TANGGA			
BEBAN MATI PELAT TANGGA LT BASE KE LT 6			
Berat Sendiri	=	648 Kg/m	6,48 kN/m
Beban Tambahan	=	344,021 Kg/m	3,440 kN/m
		TOTAL	992,021 Kg/m
			9,92 kN/m
BEBAN MATI PELAT BORDES			
Berat Sendiri	=	592,8 Kg/m	5,928 kN/m
Beban Tambahan	=	46,40 Kg/m	0,4640 kN/m
		TOTAL	639,198 Kg/m
			6,39 kN/m

C. Perhitungan Beban Hidup

Beban hidup dibagi menjadi dua, yaitu beban hidup seragam dan beban hidup tidak seragam. Untuk nilai beban hidup sudah ditabelkan pada Tabel 2.16. Hanya saja perlu dihitung faktor reduksi beban hidup.

C.1. Faktor Reduksi Beban Hidup

Komponen struktur yang memiliki nilai K_{LLA_T} adalah 400 ft^2 ($37,16 \text{ m}^2$) atau lebih diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi. Reduksi beban hidup untuk setiap jenis beban di setiap lantai menggunakan faktor reduksi terbesar (beban dengan reduksi terkecil). Maka A_{TT} diambil yang terkecil sebagai perwakilan untuk setiap jenis beban.

Data-data:

- $K_{LL} = 1$
- $A_T = 368,5 \text{ m}^2$

- $$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot AT}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 368,5}} \\ &= 0,49 > 0,4 \quad (\text{OKE}) \end{aligned}$$

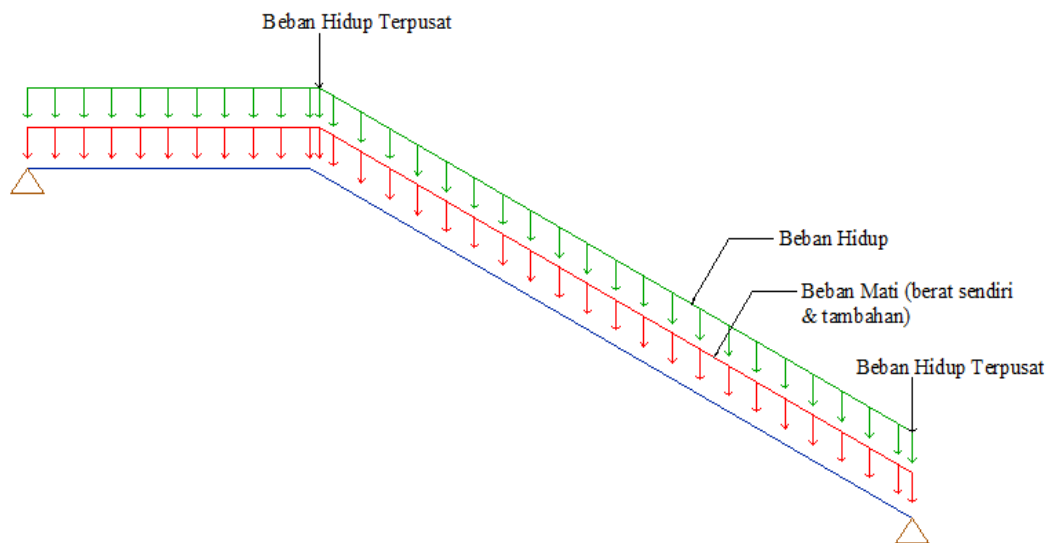
C.2. Beban Hidup Tangga

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 = $1,8 \times 479 = 862,2 \text{ kg/m} = 8,622 \text{ KN/m}$
 - Pelat bordes = $1,9 \times 479 = 910,1 \text{ kg/m} = 9,101 \text{ KN/m}$
- Beban pada susuran tangga dan sistem pagar pengaman:
 - $P = 0,89 \text{ KN}$
 - (Beban ini diletakkan pada setiap titik pegangan tangga atau di titik atas tangga)

Beban mati tangga dan beban hidup tangga didistribusikan ke sepanjang pelat tangga dan bordes sebagai beban yang akan diinput ke program SAP2000 v.14 untuk mendapatkan reaksi yang akan di input ke program ETABS v.15. Skema pembebanan untuk input ke program SAP2000 dapat dilihat pada Gambar B3.



Gambar C1: Skema pembebanan tangga.

D. Perhitungan Analisa

D.1. Gaya Lateral Statik Ekivalen

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

D.1.1. Statik Ekivalen Model 1

Geser dasar seismik, V_1 , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.27. Akan tetapi diperlukan data-data agar dapat menghitung V_1 , berikut perhitungannya.

Data-data:

- | | |
|---------------------|-----------------------------|
| - $S_{DS} = 0,8232$ | - $I_e = 1$ |
| - $S_{D1} = 0,9072$ | - $T_x = 1,061 \text{ det}$ |
| - $R = 8$ | - $T_y = 1,032 \text{ det}$ |

Dengan menggunakan Pers. 2.38 sampai dengan Pers. 2.39 didapatkan hasil yang dirangkum dalam Tabel D1.

Tabel D1: Perhitungan nilai C_s .

PERHITUNGAN NILAI C_s					
Arah	$C_s = \frac{SDS}{(R/I)}$	$C_s = \frac{SD1}{(T*(R/I))}$	$C_s \text{ Min} = 0.044*SDs*I$	$C_s \text{ Min} = \frac{(0.5*S1)}{(R/I)}$	C_s Yg digunakan
T1(Arah X)	0,103	0,107	0,036	0,035	0,103
T2 (Arah Y)	0,103	0,110	0,036	0,035	0,103

Dengan didapatnya C_s yang digunakan di atas, dapat dihitung V_1 dengan beban total yang didapat dari Tabel 4.4.

- $V_x = C_s \cdot W$
 $= 0,103 \cdot 2049284,4$
 $= 210871,4 \text{ kg}$
 $= 2068,648 \text{ KN}$
- $V_y = C_s \cdot W$
 $= 0,103 \cdot 2049284,4$
 $= 211076,3 \text{ kg}$
 $= 2070,658 \text{ KN}$

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:

- $V_x = 2068,648$ KN - $T_x = 1,061$ det

- $V_y = 2070,658$ KN - $T_y = 1,032$ det

- w = Berat per lantai (Tabel 4.3)

- k_x dan k_y : (interpolasi)

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,061 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,032 - 0,5) \\
 &= 1,2805 & &= 1,266
 \end{aligned}$$

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 6	24	2848,112	166693,063	0,278	574,922	574,922
Lt 5	20	3451,074	159927,495	0,267	551,588	1126,510
Lt 4	16	3451,074	120179,354	0,200	414,497	1541,007
Lt 3	12	3451,074	83146,852	0,139	286,772	1827,779
Lt 2	8	3451,074	49472,169	0,082	170,629	1998,408
Lt 1	4	3451,074	20365,358	0,034	70,240	2068,648
Total		20103,480	599784,291	1,000	2068,648	

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 6	24	2848,112	159185,851	0,276	572,330	572,330

Tabel B1: Lanjutan.

Lantai	Tingkat (h _i) (m)	Berat (w _i) (kN)	w _i h _i ^k	C _{vy}	F _y (kN)	V _y (Kn)
Lt 5	20	3451,074	153129,266	0,266	550,554	1122,884
Lt 4	16	3451,074	115443,670	0,200	415,061	1537,945
Lt 3	12	3451,074	80204,306	0,139	288,363	1826,308
Lt 2	8	3451,074	48002,753	0,083	172,587	1998,895
Lt 1	4	3451,074	19960,075	0,035	71,764	2070,658
Total		20103,480	575925,921	1,000		

D.1.2. Statik Ekuivalen Model 2

Geser dasar seismik, V₁, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.27. Akan tetapi diperlukan data-data agar dapat menghitung V₁, berikut perhitungannya.

Data-data:

- S_{DS} = 0,8232
- S_{D1} = 0,9072
- R = 8
- I_e = 1
- T_x = 1,061 det
- T_y = 1,033 det

Dengan menggunakan Pers. 2.38 sampai dengan Pers. 2.39 didapatkan hasil yang dirangkum dalam Tabel D1.

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*SDs*I	C _s Min = (0.5*S1) / (R/I)	C _s Yg digunakan
T1(Arah X)	0,103	0,107	0,036	0,035	0,103
T2(Arah Y)	0,103	0,110	0,036	0,035	0,103

Dengan didapatnya C_s yang digunakan di atas, dapat dihitung V₁ dengan beban total yang didapat dari Tabel 4.16.

- V_x = C_s . W
= 0,103 . 1122682,8

$$= 115524,1 \text{ kg}$$

$$= 1133,291 \text{ KN}$$

$$- V_y = C_s \cdot W$$

$$= 0,103 \cdot 1122682,8$$

$$= 115636,3 \text{ kg}$$

$$= 1134,392 \text{ KN}$$

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:

- $V_x = 1133,291 \text{ KN}$ - $T_x = 1,061 \text{ det}$
- $V_y = 1134,392 \text{ KN}$ - $T_y = 1,033 \text{ det}$
- w = Berat per lantai (Tabel 4.3)
- k_x dan k_y : (interpolasi)

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,061 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,033 - 0,5) \\
 &= 1,2805 & &= 1,267
 \end{aligned}$$

Tabel D5: Distribusi gaya gempa arah x.

Lantai	Tingkat (h _i) (m)	Berat (w _i) (kN)	w _i h _i ^k	C _{v_x}	F _x (kN)	V _x (kN)
Lt 6	24	1599,662	93624,326	0,284	321,622	321,622
Lt 5	20	1882,771	87250,204	0,264	299,725	621,347
Lt 4	16	1882,771	65565,168	0,199	225,232	846,578
Lt 3	12	1882,771	45361,679	0,138	155,828	1002,406
Lt 2	8	1882,771	26990,086	0,082	92,717	1095,124
Lt 1	4	1882,771	11110,545	0,034	38,167	1133,291
Total		11013,518	329902,008	1,000	1133,291	

Tabel D6: Distribusi gaya gempa arah y.

Lantai	Tingkat (h _i) (m)	Berat (w _i) (kN)	w _i h _i ^k	C _{v_x}	F _x (kN)	V _x (kN)
Lt 6	24	1599,662	89550,032	0,282	320,246	320,246
Lt 5	20	1882,771	83666,582	0,264	299,206	619,452
Lt 4	16	1882,771	63068,935	0,199	225,545	844,997
Lt 3	12	1882,771	43810,740	0,138	156,675	1001,671
Lt 2	8	1882,771	26215,673	0,083	93,752	1095,423
Lt 1	4	1882,771	10896,989	0,034	38,969	1134,392
Total		11013,518	317208,951	1,000	1134,392	

D.1.3. Statik Ekuivalen Model 3

Geser dasar seismik, V₁, dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.27. Akan tetapi diperlukan data-data agar dapat menghitung V₁, berikut perhitungannya.

Data-data:

- S_{DS} = 0,8232

- I_e = 1

- $S_{D1} = 0,9072$
- $R = 8$
- $T_x = 0,878 \text{ det}$
- $T_y = 0,878 \text{ det}$

Dengan menggunakan Pers. 2.38 sampai dengan Pers. 2.39 didapatkan hasil yang dirangkum dalam Tabel D1.

Tabel D7: Perhitungan nilai C_s .

PERHITUNGAN NILAI C_s					
Arah	$C_s = \frac{SDS}{(R/I)}$	$C_s = \frac{SD1}{(T*(R/I))}$	$C_s \text{ Min} = 0.044*SDs*I$	$C_s \text{ Min} = \frac{(0.5*S1)}{(R/I)}$	$C_s \text{ Yg digunakan}$
T1(Arah X)	0,103	0,107	0,036	0,035	0,103
T2 (Arah Y)	0,103	0,110	0,036	0,035	0,103

Dengan didapatnya C_s yang digunakan di atas, dapat dihitung V_1 dengan beban total yang didapat dari Tabel 4.28.

- $V_x = C_s \cdot W$
 $= 0,103 \cdot 2172434,8$
 $= 223543,5 \text{ kg}$
 $= 2192,962 \text{ KN}$
- $V_y = C_s \cdot W$
 $= 0,103 \cdot 2172434,8$
 $= 223760,8 \text{ kg}$
 $= 2195,093 \text{ KN}$

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:

- $V_x = 2192,962$ KN - $T_x = 0,878$ det

- $V_y = 2195,093$ KN - $T_y = 0,878$ det

- w = Berat per lantai (Tabel 4.3)

- k_x dan k_y : (interpolasi)

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(0,878 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(0,878 - 0,5) \\
 &= 1,1892 & &= 1,189
 \end{aligned}$$

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 6	24	1599,662	70044,722	0,153	334,978	334,978
Lt 5	20	3942,385	138977,297	0,303	664,638	999,616
Lt 4	16	3942,385	106585,585	0,232	509,729	1509,345
Lt 3	12	3942,385	75704,436	0,165	362,045	1871,390
Lt 2	8	3942,385	46742,679	0,102	223,540	2094,930
Lt 1	4	3942,385	20498,814	0,045	98,032	2192,962
Total		21311,585	458553,532	1,000	2192,962	

Tabel D9: Distribusi gaya gempa arah y.

Lantai	Tingkat (h _i) (m)	Berat (w _i) (kN)	w _i h _i ^k	C _{vx}	F _x (kN)	V _x (kN)
Lt 6	24	1599,662	70044,722	0,153	335,304	335,304
Lt 5	20	3942,385	138977,297	0,303	665,284	1000,587
Lt 4	16	3942,385	106585,585	0,232	510,225	1510,812
Lt 3	12	3942,385	75704,436	0,165	362,397	1873,209
Lt 2	8	3942,385	46742,679	0,102	223,757	2096,966
Lt 1	4	3942,385	20498,814	0,045	98,128	2195,093
Total		21311,585	458553,532	1,000	2195,093	

C. Metode Amplop

C.1. Metode Amplop Model 2

Untuk beban merata trapesium:

- Beban mati lantai 1 – 5:

$$qeq = 3 \cdot q + \frac{q \cdot L_1^2}{3 \cdot L_2^2}$$

$$qeq = 3 \cdot 4,6 + \frac{4,6 \cdot 2,5^2}{3 \cdot 5^2} = 14,18 \text{ KN/m} = 1418,33 \text{ Kg}$$

- Beban mati atap:

$$qeq = 3 \cdot q + \frac{q \cdot L_1^2}{3 \cdot L_2^2}$$

$$qeq = 3 \cdot 3,93 + \frac{3,93 \cdot 2,5^2}{3 \cdot 5^2} = 12,12 \text{ KN/m} = 1211,75 \text{ Kg}$$

- Beban hidup lantai 1 – 5:

$$qeq = 3 \cdot q + \frac{q \cdot L_1^2}{3 \cdot L_2^2}$$

$$qeq = 3 \cdot 2,4 + \frac{2,4 \cdot 2,5^2}{3 \cdot 5^2} = 7,4 \text{ KN/m} = 740 \text{ Kg}$$

- Beban hidup atap:

$$qeq = 3 \cdot q + \frac{q \cdot L_1^2}{3 \cdot L_2^2}$$

$$q_{eq} = 3 \cdot 1 + \frac{1 \cdot 2,5^2}{3 \cdot 5^2} = 3,08 \text{ KN/m} = 308,33 \text{ Kg}$$

Untuk beban merata segitiga:

- Beban mati lantai 1 – 5:

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot q$$

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot 4,6 = 3,07 \cdot 2 = 6,13 \text{ KN/m} = 613,33 \text{ Kg}$$

- Beban mati atap:

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot q$$

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot 3,93 = 2,62 \cdot 2 = 5,24 \text{ KN/m} = 524 \text{ Kg}$$

- Beban hidup lantai 1 – 5:

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot q$$

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot 2,4 = 1,6 \cdot 2 = 3,2 \text{ KN/m} = 320 \text{ Kg}$$

- Beban hidup atap:

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot q$$

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot 1 = 0,67 \cdot 2 = 1,33 \text{ KN/m} = 133,33 \text{ Kg}$$

Perhitungan massa struktur Model 2:

a. Massa struktur pada Lantai 1-5

- Beban mati balok (trapesium)	=	37 x 1418,33	=	52478,33	kg
- Beban mati balok (segitiga)	=	19 x 613,33	=	11653,33	kg
- Beban hidup balok (trapesium)	=	37 x 740	=	27380	kg
- Beban hidup balok (segitiga)	=	19 x 320	=	6080	kg
- Balok 55x45	=	2970 x 2	=	5940	kg
- Kolom 55x55	=	2904 x 23	=	66792	kg

- Kolom 75x75	=	$\frac{5400 \times 4}{\text{Total Massa}}$	=	21600 kg
				191923,7 kg

b. Massa struktur pada Lantai 6

- Beban mati balok (trapesium)	=	37 x 1211,75	=	44834,75 kg
- Beban mati balok (segitiga)	=	19 x 524	=	9956 kg
- Beban hidup balok (trapesium)	=	37 x 308,33	=	11408,33 kg
- Beban hidup balok (segitiga)	=	19 x 133,33	=	2533,33 kg
- Balok 55x45	=	2970 x 2	=	5940 kg
- Kolom 55x55	=	2904 x 22	=	66792 kg
- Kolom 75x75	=	$\frac{5400 \times 4}{\text{Total Massa}}$	=	21600 kg
				163064,4 kg

C.2. Metode Amplop Model 3

Untuk beban merata trapesium:

- Beban mati lantai 1 – 5:

$$qeq = 3 \cdot q + \frac{q \cdot L_1^2}{3 \cdot L_2^2}$$

$$qeq = 3 \cdot 4,6 + \frac{4,6 \cdot 2,5^2}{3 \cdot 5^2} = 14,18 \text{ KN/m} = 1418,33 \text{ Kg}$$

- Beban mati atap:

$$qeq = 3 \cdot q + \frac{q \cdot L_1^2}{3 \cdot L_2^2}$$

$$qeq = 3 \cdot 3,93 + \frac{3,93 \cdot 2,5^2}{3 \cdot 5^2} = 12,12 \text{ KN/m} = 1211,75 \text{ Kg}$$

- Beban hidup lantai 1 – 5:

$$qeq = 3 \cdot q + \frac{q \cdot L_1^2}{3 \cdot L_2^2}$$

$$qeq = 3 \cdot 2,4 + \frac{2,4 \cdot 2,5^2}{3 \cdot 5^2} = 7,4 \text{ KN/m} = 740 \text{ Kg}$$

- Beban hidup atap:

$$q_{eq} = 3 \cdot q + \frac{q \cdot L_1^2}{3 \cdot L_2^2}$$

$$q_{eq} = 3 \cdot 1 + \frac{1 \cdot 2,5^2}{3 \cdot 5^2} = 3,08 \text{ KN/m} = 308,33 \text{ Kg}$$

Untuk beban merata segitiga:

- Beban mati lantai 1 – 5:

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot q$$

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot 4,6 = 3,07 \cdot 2 = 6,13 \text{ KN/m} = 613,33 \text{ Kg}$$

- Beban mati atap:

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot q$$

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot 3,93 = 2,62 \cdot 2 = 5,24 \text{ KN/m} = 524 \text{ Kg}$$

- Beban hidup lantai 1 – 5:

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot q$$

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot 2,4 = 1,6 \cdot 2 = 3,2 \text{ KN/m} = 320 \text{ Kg}$$

- Beban hidup atap:

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot q$$

$$q_{eq} = \frac{2}{3} \cdot 1 = 0,67 \cdot 2 = 1,33 \text{ KN/m} = 133,33 \text{ Kg}$$

Perhitungan massa struktur Model 2:

c. Massa struktur pada Lantai 1-5

- Beban mati balok (trapesium)	=	37 x 1418,33	=	52478,33	kg
- Beban mati balok (segitiga)	=	19 x 613,33	=	11653,33	kg
- Beban hidup balok (trapesium)	=	37 x 740	=	27380	kg
- Beban hidup balok (segitiga)	=	19 x 320	=	6080	kg

- Balok 55x45	=	2970 x 2	=	5940	kg
- Kolom 55x55	=	2904 x 23	=	66792	kg
- Kolom 75x75	=	5400 x 4	=	21600	kg
- Dinding geser	=	72000	=	216000	kg
		<hr/>		Total Massa	= 401874,1 kg

d. Massa struktur pada Lantai 6

- Beban mati balok (trapesium)	=	37 x 1211,75	=	44834,75	kg
- Beban mati balok (segitiga)	=	19 x 524	=	9956	kg
- Beban hidup balok (trapesium)	=	37 x 308,33	=	11408,33	kg
- Beban hidup balok (segitiga)	=	19 x 133,33	=	2533,33	kg
- Balok 55x45	=	2970 x 2	=	5940	kg
- Kolom 55x55	=	2904 x 22	=	66792	kg
- Kolom 75x75	=	5400 x 4	=	21600	kg
		<hr/>		Total Massa	= 163064,4 kg

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Muhammad Dicky Pratama Putra
Panggilan : Dicky
Tempat, Tanggal Lahir : Saentis, 10 Agustus 1995
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Dusun XVI/Kali Serayu, Desa Saentis
Agama : Islam

Nama Orang Tua
Ayah : Surya Eka Putra
Ibu : Herni Anita, AMK
No.HP : 085358246039
E-Mail : mhd.dickypratamaputra95@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Pokok Mahasiswa : 1307210085
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri BA. No. 3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1	SD	SDN 107403 Cinta Rakyat	2007
2	SMP	SMPN 3 Percut Sei Tuan	2010
3	SMA	SMKN 1 Percut Sei Tuan	2013
4	Melanjutkan kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2013 sampai selesai.		

