

TUGAS AKHIR

ANALISA PERBANDINGAN PELAT DIAFRAGMA DENGAN SISTEM *FLAT SLAB*, *PLATE*, *WAFFLE SLAB* PADA STRUKTUR RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) TERHADAP PENGARUH KEKAKUAN STRUKTUR

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

Disusun Oleh:

DICKY HADINATA SIDABUTAR
1407210166



UMSU
Unggul | Cerdas | Terpercaya

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2019



MAJELIS PENDIDIKAN TINGGI
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
FAKULTAS TEKNIK

Jl. Kapten Mukhtar Basri No.3 Medan 20238 Telp.(061) 6623301
Website: <http://www.umsu.ac.id> Email: rektor@umsu.ac.id

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Dicky Hadinata Sidabutar

NPM : 1407210166

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisa Perbandingan Pelat Diafragma Dengan Sistem *Flat Slab*,
Plate, *Waffle Slab* Pada Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus
(SRPMK) Terhadap Pengaruh Kekakuan Struktur.

Bidang Ilmu : Struktur.

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada
Panitia Ujian

Medan, 13 Maret 2019

Pembimbing I

Tondi Anindyan Putera P, ST, MT

Pembimbing II

Dr. Josef Hadipramana

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Dicky Hadinata Sidabutar

NPM : 1407210166

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisa Perbandingan Pelat Diafragma Dengan Sistem *Flat Slab, Plate, Waffle Slab* Pada Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Terhadap Pengaruh Kekakuan Struktur

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 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Tondi Amriyah Putera, ST, MT

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dosen Pembimbing II / Penguji

Dr. Josef Hadipramana

Dosen Pembimbing II / Penguji

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc



Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Dicky Hadinata Sidabutar

Tempat /Tanggal Lahir: Medan / 16 Juli 1995

NPM : 1407210166

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Analisa Perbandingan Pelat Diafragma Dengan Sistem *Flat Slab, Plate, Waffle Slab* Pada Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Terhadap Pengaruh Kekakuan Struktur”,

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

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

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

Medan, Maret 2017

Saya yang menyatakan,



Dicky Hadinata Sidabutar

ABSTRAK

ANALISA PERBANDINGAN PELAT DIAFRAGMA DENGAN SISTEM *FLAT SLAB*, *PLATE*, *WAFFLE SLAB* PADA STRUKTUR RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) TERHADAP PENGARUH KEKAKUAN STRUKTUR (STUDI LITERATUR)

Dicky Hadinata Sidabutar

1407210166

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Dr. Josef Hadipramana

Gempa yang sering melanda Indonesia banyak menyebabkan ribuan korban jiwa dan menimbulkan kerusakan pada bangunan. Bencana gempa menyebabkan terjadinya kerusakan struktur bangunan, saat terjadi gempa diharapkan bangunan mampu menerima gaya gempa pada level tertentu tanpa terjadi kerusakan yang signifikan pada strukturnya. Oleh karena itu untuk mengurangi resiko bencana yang terjadi diperlukan konstruksi bangunan yang tahan terhadap gempa. Struktur yang paling umum digunakan untuk menahan gaya lateral adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Selain tingkat kekuatan, tingkat keekonomisan juga penting dipikirkan dalam perencanaan struktur bangunan. Dalam penelitian terdapat tiga model yang akan ditinjau yaitu struktur dengan sistem *Flat slab* (Model 1), *Plate* (Model 2), dan *Waffle slab* (Model 3) dalam menahan gaya lateral. Analisis yang dilakukan menggunakan analisis respons spektrum untuk mempelajari perbandingan perpindahan struktur, kekakuan, dan gaya geser dasar berdasarkan SNI 1726:2012. Hasil penelitian menunjukkan bahwa Model 3 memiliki nilai perpindahan yang lebih kecil dari pada Model 1 dan Model 2. Hal ini dapat dibuktikan dengan diperolehnya nilai perioda pada Model 1 sebesar 2,824 detik untuk arah x dan 2,741detik untuk arah y. Nilai perioda pada Model 2 sebesar 2,578 detik untuk arah x dan 2,524 untuk arah y dan pada Model 3 sebesar 2,474 detik untuk arah x dan 2,510 untuk arah y.

Kata Kunci: *Flat slab*, *Plate*, *Waffle slab*, perioda, simpangan.

ABSTRACT

THE COMPARISON ANALYSIS OF DIAFRAGM PLATE WITH FLAT SLAB SYSTEM, PLATE, WAFFLE SLAB ON SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM (SRPMK) ON THE EFFECT OF STRUCTURAL STABILITY (LITERATURE STUDY)

Dicky Hadinata Sidabutar
1407210166
Tondi Amirsyah Putera, ST, MT
Dr. Josef Hadipramana

Many earthquakes that hit Indonesia caused thousands of casualties and caused damage to buildings. Earthquake disasters cause damage to building structures, when an earthquake is expected the building is able to accept earthquake forces at a certain level without significant damage to the structure. Therefore to decrease the risk of the natural disasters, it needs a construction of building which is endured toward earthquakes. The very common structure used to restrain lateral force is Special Moment Resisting Frames System. In addition to the level of strength, the level of economy is also important to think about in building structure planning. In the study there are three models to be reviewed, namely the structure with the Flat slab system (Model 1), Plate (Model 2), and Waffle slab (Model 3) in resisting lateral forces. The analysis carried out using spectrum response analysis to study the ratio of structural displacement, stiffness, and base shear force based on SNI 1726: 2012. The results show that Model 3 has a smaller displacement value than Model 1 and Model 2. This can be proven by obtaining a period value in Model 1 of 2.824 seconds for the x and the y direction to 2.741 seconds. The value of the period on the Model 2 of 2.578 seconds for the x direction and the y direction to 2.524 and on Model 3 of 2.474 seconds for the x direction and 2.510 directions y.

Keywords: Flat slab, Plate, Waffle slab, period, displacement.

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 “Analisa Perbandingan Pelat Diafragma Dengan Sistem *Flat slab*, *Plate*, *Waffle slab* Pada Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Terhadap Pengaruh Kekakuan Struktur” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

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

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera, ST, M.T., selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Josef Hadipramana selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Wakil Dekan 1 Fakultas Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Bapak Munawar Alfansyuri S.T, M.T., selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

6. Ibu Irma Dewi, S.T., M.Si selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu keteknik sipil kepada penulis.
8. Teristimewa sekali kepada Ayahanda tercinta Poltak Antonius Sidabutar dan Ibunda tercinta Nurcahaya Bulan Tambunan yang telah mengasuh dan membesarkan penulis dengan rasa cinta dan kasih sayang yang tulus.
9. Buat keluargaku Opung R br Simanjuntak, Erni Manik, Renita Katrin, Clara Natasya, Panusunan, serta saudara-saudara lainnya yang telah memberikan dukungan kepada penulis hingga selesainya Tugas Akhir ini.
10. Sahabat-sahabat penulis: M. Dicky Pratama Putra, Syarbaini Lubis, Aditya Putpan, Tri Fauzan, Dicky hadiwinata, Prabowo dan teman-teman B-3 malam 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 2019

Dicky Hadinata Sidabutar

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	xii
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR NOTASI	xvii
DAFTAR SINGKATAN	xx
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Ruang Lingkup Penelitian	2
1.4. Tujuan Penelitian	3
1.5. Manfaat Penelitian	3
1.6. Sistematika Penelitian	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Beton Bertulang	5
2.2. Pengertian Pelat	5
2.2.1. Tumpuan Pelat	6
2.2.2. Jenis Perletakan Pelat Pada Balok	7
2.2.3. Sistem Penulangan Pelat	8
2.2.3.1. Penulangan Pelat Satu Arah	8
2.2.3.2. Penulangan Pelat Dua Arah	10
2.3. Sistem Struktur	11
2.3.1. Struktur Portal	12
2.3.2. Sistem Struktur Bangunan Tinggi	13

2.3.3. Sistem Penahan Gaya Gravitasi	14
2.3.4. Sistem <i>Flat slab</i>	16
2.3.5. Sistem <i>Plate</i>	17
2.3.6. Sistem <i>Waffle slab</i>	18
2.4. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	20
2.4.1. Persyaratan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	20
2.5. Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	22
2.5.1. Teori Gempa	22
2.5.2. Mekanisme Gempa Bumi	23
2.5.3. Gempa Rencana	24
2.5.4. Arah Pembebanan Gempa	24
2.5.5. Wilayah Gempa	24
2.5.6. Konsep Perencanaan Struktur Tahan Gempa	26
2.6. Kriteria Design Perencanaan Struktur gedung Tahan Gempa	27
2.6.1. Faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Struktur Bangunan	30
2.6.2. Klasifikasi Situs Tanah Untuk Desain Seismik	33
2.6.3. Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa	35
2.6.4. Kategori Desain Seismik	38
2.6.4.1. Kategori Desain Seismik A	38
2.6.4.2. Kategori Desain Seismik B	38
2.6.4.3. Kategori Desain Seismik C	38
2.6.4.4. Kategori Desain Seismik D Sampai F	39
2.6.5. Struktur Penahan Gaya Seismik	40
2.6.6. Gaya Geser dasar Seismik	40
2.6.7. Periode Fundamental	42
2.6.8. Analisis Respon Spektrum Ragam	43
2.6.9. Design Kriteria Struktur Utama	45
2.6.9.1. Kekuatan (<i>Strength</i>)	45
2.6.9.2. Kekakuan (<i>Stiffness</i>)	46
2.6.9.3. Simpangan Antar Lantai	47

2.6.9.4. Distribusi Vertikal Gaya Gempa	49
BAB 3 METODE PENELITIAN	
3.1. Metodologi Penelitian	50
3.2. Tinjauan Umum	51
3.3. Faktor Respon (C)	51
3.4. Pemodelan dan Analisi Struktur	55
3.4.1. Pemodelan Gedung	55
3.4.2. Data Perencanaan Struktur Model 1	58
3.4.3. Data Perencanaan Struktur Model 2	61
3.4.4. Data Perencanaan Struktur Model 3	64
3.4.5. Dimensi Kolom-Balok	65
3.4.6. Tebal Pelat Lantai	65
3.4.6.1. Tebal Pelat Lantai Sistem <i>Plate</i>	65
3.4.6.2. Tebal Pelat Lantai Sistem <i>Flat slab</i>	67
3.4.6.3. Tebal Pelat Lantai Sistem <i>Waffle slab</i>	67
3.4.7. Analisis Pembebanan Struktur	68
3.4.7.1. Faktor Keutamaan Struktur (<i>Ie</i>)	73
3.4.8. Koreksi Faktor Redundansi	73
3.4.9. Kombinasi Pembebanan	75
4.5.3. Analisis Respons Spektrum	76
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN	
4.1. Tinjauan Umum	77
4.2. Hasil Analisis Model 1	77
4.2.1. Analisis Respons Spektrum Ragam	77
4.2.2. Gaya Geser Lantai	78
4.2.3. Simpangan Antar Lantai	81
4.3. Hasil Analisis Model 2	85
4.3.1. Analisis Respons Spektrum Ragam	85
4.3.2. Gaya Geser Lantai	86
4.3.3. Simpangan Antar Lantai	89
4.4. Hasil Analisis Model 3	93

4.4.1. Analisis Respons Spektrum Ragam	93
4.4.2. Gaya Geser Lantai	94
4.4.3. Simpangan Antar Lantai	97
4.5. Perbandingan Hasil Pemodelan	101
4.5.1. Perbandingan Simpangan Antar Lantai	101
4.5.2. Perbandingan Grafik Gaya Geser Dasar	104
4.5.3. Perbandingan Kekakuan Struktur	105
4.5.4. Perbandingan Berat Struktur	107
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1. Kesimpulan	108
5.2. Saran	109
DAFTAR PUSTAKA	110
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Ketidakteraturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	27
Tabel 2.2	Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	28
Tabel 2.3	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	30
Tabel 2.4	Faktor keutamaan (I_e) berdasarkan SNI 1726:2012	33
Tabel 2.5	Klasifikasi situs didasarkan atas korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium berdasarkan SNI Gempa 1726:2012	34
Tabel 2.6	Koefisien periode pendek, F_a berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.7	Koefisien periode 1.0 detik, F_v berdasarkan SNI 1726:2012	36
Tabel 2.8	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012	39
Tabel 2.9	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012	39
Tabel 2.10	Faktor koefisien modifikasi respons, faktor kuat lebih sistem, faktor pembesaran defleksi, dan batasan tinggi sistem struktur berdasarkan SNI Gempa 1726-2012	40
Tabel 2.11	Nilai parameter periode pendekatan C_b , dan x berdasarkan SNI Gempa 1726:2012	43
Tabel 2.12	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	43
Tabel 3.1	Respon Spektrum SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan jenis tanah keras	53
Tabel 3.2	Konfigurasi dan dimensi kolom-balok	65
Tabel 3.3	Berat material struktur gedung	68
Tabel 3.4	Berat tambahan komponen struktur gedung	68
Tabel 3.5	Beban dinding bata pada balok	69
Tabel 3.6	Beban hidup pada lantai struktur	70

Tabel 3.7	Beban tangga akibat reaksi perletakan di balok lintel dan balok induk	71
Tabel 3.8	Koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> redundansi 1 Model 1	73
Tabel 3.9	Koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> redundansi 1 Model 2	74
Tabel 3.10	Koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> redundansi 1 Model 3	74
Tabel 3.11	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,417$	75
Tabel 4.1	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 1	77
Tabel 4.2	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 1	78
Tabel 4.3	Nilai gaya geser pada setiap lantai yang telah dikalikan faktor skala	80
Tabel 4.4	Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012	81
Tabel 4.5	Nilai simpangan antar lantai yang telah dikalikan faktor skala berdasarkan SNI 1726:2012	83
Tabel 4.6	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 2	85
Tabel 4.7	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 2	86
Tabel 4.8	Nilai gaya geser pada setiap lantai yang telah dikalikan faktor skala	88
Tabel 4.9	Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012	89
Tabel 4.10	Nilai simpangan antar lantai yang telah dikalikan faktor skala berdasarkan SNI 1726:2012	91
Tabel 4.11	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 3	93
Tabel 4.12	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 3	94
Tabel 4.13	Nilai gaya geser pada setiap lantai yang telah dikalikan faktor skala	96
Tabel 4.14	Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012	97
Tabel 4.15	Nilai simpangan antar lantai yang telah dikalikan faktor skala berdasarkan SNI 1726:2012	99
Tabel 4.16	Hasil kekakuan struktur pada setiap Model	106

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Tumpuan Pelat (Sangga P, 2009)	7
Gambar 2.2	Jenis perletakan pelat pada balok (Asroni A, 2010)	8
Gambar 2.3	a) Tampak depan pelat kantilever (Sangga P, 2009)	9
	b) Tampak atas pelat kantilever (Sangga P, 2010)	9
	c) Tampak depan pelat dengan 2 tumpuan sejajar (Sangga P, 2009)	10
	d) Tampak atas pelat dengan 2 tumpuan sejajar (Sangga P, 2009)	10
Gambar 2.4	a) Tampak depan pelat tulangan pokok 2 arah (Sangga P, 2009)	11
	b) Tampak atas pelat tulangan pokok 2 arah (Sangga P, 2009)	11
Gambar 2.5	Perilaku portal yang terkekang (Pawirodikromo 2012)	13
Gambar 2.6	Jenis pelat penahan gaya gravitasi (Marques, 2014)	15
Gambar 2.7	konstruksi <i>slab</i> datar dengan panel drop dan kepala kolom (Paul, 2014)	16
Gambar 2.8	Berbagai sistem <i>Flat slab</i> (Paul, 2014)	17
Gambar 2.9	Sistem pelat dan balok (Fahmi, 2011)	18
Gambar 2.10	Konstruksi <i>Waffle Slab</i> (Paul, 2014)	19
Gambar 2.11	Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan <i>divergen</i> ; b) pertemuan <i>konvergen</i> ; c) pertemuan saling bergeser horizontal (Faisal, 2013)	23
Gambar 2.12	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%). Kementrian PU tahun 2017	25
Gambar 2.13	Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) Kementrian PU tahun 2017	25
Gambar 2.14	Bentuk tipikal respon spektra desain di permukaan tanah (SNI Gempa: 1726:2012)	37

Gambar 2.15	Simpangan antar tingkat (Pawirodikromo, 2012)	47
Gambar 3.1	Diagram alir penelitian	50
Gambar 3.2	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah keras	55
Gambar 3.3	Denah struktur bangunan dengan sistem <i>Flat Slab</i>	56
Gambar 3.4	Tampak samping portal struktur bangunan sistem <i>Flat slab</i>	57
Gambar 3.5	Bentuk tipikal struktur portal model 1 dengan sistem <i>Flat slab</i>	58
Gambar 3.6	Denah struktur bangunan dengan sistem <i>Plate</i>	59
Gambar 3.7	Tampak samping portal struktur bangunan sistem <i>Plate</i>	60
Gambar 3.8	Bentuk tipikal struktur portal model 2 dengan sistem <i>Plate</i>	61
Gambar 3.9	Denah struktur bangunan dengan sistem <i>Waffle slab</i>	62
Gambar 3.10	Tampak samping portal struktur bangunan sistem <i>Waffleslab</i>	63
Gambar 3.11	Bentuk tipikal struktur portal model 3 dengan sistem <i>Waffle slab</i>	64
Gambar 3.12	Dimensi pelat lantai	66
Gambar 3.13	Tebal minimum pelat tanpa balok interior	67
Gambar 3.14	Metode perhitungan beban dinding	69
Gambar 3.15	Denah <i>lift</i>	72
Gambar 3.16	Potongan melintang <i>lift</i>	72
Gambar 4.1	Diagram nilai gaya geser lantai respon spektrum Model 1	79
Gambar 4.2	Diagram nilai gaya geser lantai respon spektrum yang telah dikalikan faktor skala Model 1	81
Gambar 4.3	Perbandingan simpangan respon spektrum Model 1	82
Gambar 4.4	Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 1	83
Gambar 4.5	Perbandingan simpangan respon spektrum yang telah dikalikan faktor skala Model 1	84
Gambar 4.6	Nilai rasio simpangan antar tingkat yang telah dikalikan faktor skala Model 1	85
Gambar 4.7	Diagram nilai gaya geser lantai respon spektrum Model 2	87

Gambar 4.8	Diagram nilai gaya geser lantai respon spektrum yang telah dikalikan faktor skala Model 2	89
Gambar 4.9	Perbandingan simpangan respon spektrum Model 2	90
Gambar 4.10	Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 2	91
Gambar 4.11	Perbandingan simpangan respon spektrum yang telah dikalikan faktor skala Model 2	92
Gambar 4.12	Nilai rasio simpangan antar tingkat yang telah dikalikan faktor skala Model 2	93
Gambar 4.13	Diagram nilai gaya geser lantai response spektrum Model 3	95
Gambar 4.14	Diagram nilai gaya geser lantai respon spektrum yang telah dikalikan faktor skala Model 3	97
Gambar 4.15	Perbandingan simpangan respon spektrum Model 3	98
Gambar 4.16	Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 3	99
Gambar 4.17	Perbandingan simpangan respon spektrum yang telah dikalikan faktor skala Model 3	100
Gambar 4.18	Nilai rasio simpangan antar tingkat yang telah dikalikan faktor skala Model 3	101
Gambar 4.19	Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu x antara Model 1, Model 2 dan Model 3	102
Gambar 4.20	Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu y antara Model 1, Model 2, dan Model 3	102
Gambar 4.21	Perbandingan rasio simpangan antar lantai respons spektrum sumbu x antara Model 1, Model 2, dan Model 3	103
Gambar 4.22	Perbandingan rasio simpangan antar lantai respons spektrum sumbu y antara Model 1, Model 2, dan Model 3	103
Gambar 4.23	Perbandingan gaya geser dasar respons spektrum sumbu x antara Model 1, Model 2, dan Model 3	104
Gambar 4.24	Perbandingan gaya geser dasar respons spektrum sumbu y antara Model 1, Model 2, dan Model 3	105
Gambar 4.25	Perbandingan berat struktur pada gedung Model 1, Model 2, dan Model 3	107

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 periode pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_I	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa periode 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 periode pendek
S_{DI}	=	Respon spektrum percepatan desain untuk periode 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
$T_{a\ minimum}$	=	Nilai batas bawah periode bangunan
$T_{a\ maksimum}$	=	Nilai batas atas periode 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_I	=	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	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRPMM	= Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah
SRPMB	= Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Beton merupakan salah satu material yang paling banyak digunakan dalam dunia konstruksi. Di Indonesia, hampir 60% material yang digunakan dalam pekerjaan konstruksi adalah beton (*concrete*), yang pada umumnya dipadu dengan baja (*composite*) atau jenis lainnya (Mulyono, 2004).

Di sisi lain, penggunaan material beton sebagai salah satu unsur penting dalam sebuah proyek ternyata berpengaruh signifikan terhadap total biaya proyek. Berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh (Nugraha dkk, 1985), lebih dari separuh total biaya proyek diserap oleh material yang digunakan. Penelitian yang dilakukan oleh Nugraha ini juga tidak jauh berbeda dengan apa yang dipaparkan oleh (Intan dkk, 2005) yang mengatakan bahwa material memiliki kontribusi sebesar 40-60 % dalam biaya proyek. Hal ini menyebabkan efisiensi material sangat diperlukan untuk menurunkan total biaya konstruksi. Dengan efisiensi biaya material, maka penghematan terbesar telah dilakukan.

Menurut (Liyana, 2014), Pelat lantai (Diafragma) merupakan salah satu komponen struktur konstruksi pada suatu bangunan, baik itu gedung perkantoran maupun rumah tinggal biasa dan juga menjadi struktur konstruksi pada jembatan. Umumnya, pelat lantai dibangun dengan konstruksi beton bertulang sebagai dasar utamanya. Pelat lantai adalah struktur yang pertama kali menerima beban, baik itu beban mati maupun beban hidup yang kemudian menyalurkannya ke sistem struktur rangka yang lain.

Struktur yang paling umum untuk menahan gaya lateral adalah Sistem Rangka Pemikul Momen. Sistem Rangka Pemikul Momen terbagi menjadi 3 sistem, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB). Dalam studi ini akan membahas mengenai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus pada pelat diafragma, sistem ini adalah jenis struktur rangka yang didesain untuk berkerja secara inelastis penuh, oleh karena itu, bagian yang akan

mengalami sendi-plastis perlu disiapkan secara khusus. Sistem ini cocok dipakai untuk perencanaan gedung tinggi yang masih memungkinkan dengan sistem portal. Pada umumnya bangunan yang ada di Indonesia telah dibangun dengan acuan pedoman SNI 1726-1989-F dan SNI 03-1726-2002, seiring berkembangnya pengetahuan maka penulis akan menggunakan peraturan SNI 03-1726-2002 dan SNI 2847-2013 Untuk Beton.

Dengan demikian studi ini akan melakukan analisa perbandingan pelat Diafragma dengan beberapa sistem, yaitu sistem *Flat Slab*, sistem *Plate*, dan sistem *Joist* atau *Waffle Slab*. Dalam perbandingan ini, akan diketahui efek dari sistem diafragma terhadap kemampuan gaya lateral pada struktur rangka pemikul momen.

1.2. Rumusan Masalah

Tugas akhir ini akan membahas tiga perbandingan pelat diafragma yang direncanakan menggunakan sistem *Flat slab*, *Plate*, dan *Waffle slab* dalam menahan gaya lateral, yaitu:

1. Bagaimana perbandingan deformasi struktur pada pelat diafragma terhadap pengaruh ketiga sistem tersebut?
2. Bagaimana perbandingan kekakuan struktur pada pelat diafragma terhadap pengaruh ketiga sistem tersebut?
3. Bagaimana besarnya Base Shear terhadap tipe-tipe diafragma tersebut?

1.3. Ruang Lingkup Penelitian

Agar pembahasan penulisan tugas akhir ini tidak meluas maka penulis membatasi ruang lingkup pembahasan yang akan dibahas dalam penelitian ini:

1. Sistem struktur yang direncanakan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan jumlah 12 lantai.
2. Luas gedung yang ditinjau untuk bangunan perkantoran adalah 1080 m². Tinggi tingkat pertama adalah 5 m dan tinggi tingkat selanjutnya adalah 4 m, maka tinggi bangunan keseluruhan adalah 49 m.
3. Bangunan gedung diasumsikan sebagai bangunan perkantoran di kota Medan.

4. Bangunan gedung diasumsikan berada pada tanah keras.
5. Struktur gedung yang yang direncanakan menggunakan material Beton.
6. Setiap balok dan kolom memiliki dimensi yang sama.
7. Penelitian tidak memperhitungkan struktur bawah.
8. Penelitian tidak memperhitungkan desain sambungan pada *beam column joint*.
9. Modelisasi dan analisis menggunakan *software* ETABS.
10. Analisa perbandingan Pelat Diafragma dibuat untuk 3 model berdasarkan sistem *Flat Slab*, *Plate*, dan *Waffle Slab*.
11. Struktur gedung yang dianalisis merupakan struktur beton bertulang serta peraturan-peraturan yang digunakan dalam analisis adalah:
 - SNI 2847-2013: Persyaratan Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung.
 - SNI 1726-2012: Standar Perencanaan Tahan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung.
 - SNI 1727-2013: Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

1.4. Tujuan Penelitian

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah:

1. Untuk membandingkan deformasi struktur dengan ketiga sistem Diafragma, yaitu sistem *Flat slab*, *Plate*, dan *Waffle slab*.
2. Untuk membandingkan kekakuan struktur terhadap pengaruh ketiga sistem Diafragma.
3. Untuk membandingkan besar *Base Shear* terhadap pengaruh tipe Diafragma.

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat dari penulisan Tugas Akhir ini adalah untuk mengetahui perbandingan sistem *Flat Slab*, *Plate*, dan *Waffle Slab* pada Pelat Diafragma

dengan Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus yang mampu menahan terhadap beban Gempa yang cukup baik apabila dilaksanakan pada kondisi tanah keras.

1.6. Sistematika Penulisan

Skripsi ini terdiri dari lima bab yang direncanakan dan diharapkan dapat menjelaskan perihal topik bahasan, yaitu:

BAB 1 PENDAHULUAN

Bab ini menguraikan mengenai latar belakang masalah, rumusan masalah, ruang lingkup penelitian, tujuan dilakukannya penulisan, manfaat penulisan, dan sistematika penulisan, metodologi penulisan.

BAB 2 TINJAUAN PUSATAKA

Bab ini menguraikan hal-hal berupa teori yang berhubungan dengan judul akhir, dan metode-metode perhitungan yang digunakan.

BAB 3 METODE PENELITIAN

Bab ini akan membahas bagaimana memodelkan struktur dengan ETABS (*Extended 3D analysis building system*).

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini akan menguraikan hasil yang diperoleh dan akan disajikan dalam bentuk gambar, grafik, atau tabel serta pembahasannya.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini membahas mengenai hasil dari tugas akhir yang berupa kesimpulan dan saran yang diperlukan.

BAB 2

TINJAUAN 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 (Jack dan 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 dan Charles, 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. Pengertian Pelat

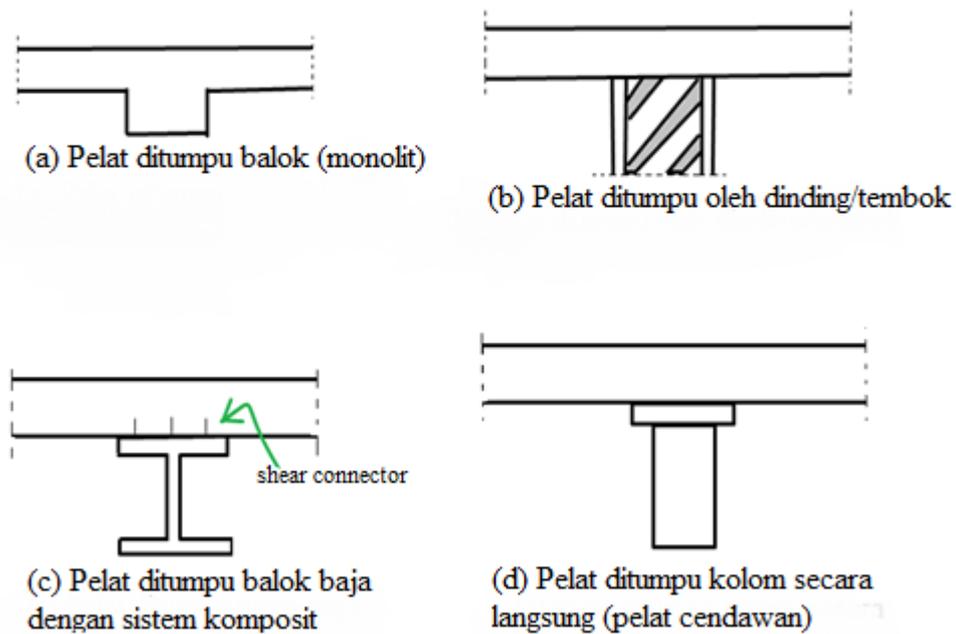
Yang dimaksud dengan pelat beton bertulang yaitu struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya horizontal, dan beban yang bekerja tegak lurus pada struktur tersebut. Ketebalan bidang pelat ini relatif sangat kecil apabila dibandingkan dengan bentang panjang/lebar bidangnya. Pelat beton ini sangat kaku dan arahnya horisontal, sehingga pada bangunan gedung, pelat ini berfungsi sebagai diafragma/unsur pengaku horizontal yang sangat bermanfaat

untuk mendukung ketegaran balok portal. Pelat beton bertulang banyak digunakan pada bangunan sipil, baik sebagai lantai bangunan, lantai atap dari suatu gedung, lantai jembatan maupun lantai pada dermaga. Beban yang bekerja pada pelat umumnya diperhitungkan terhadap beban gravitasi (beban mati dan/atau beban hidup). Beban tersebut mengakibatkan terjadi momen lentur (seperti pada kasus balok).

2.2.1. Tumpuan Pelat

Untuk merencanakan pelat beton bertulang yang perlu dipertimbangkan tidak hanya pembebanan saja, tetapi juga jenis perletakan dan jenis penghubung di tempat tumpuan. Kekakuan hubungan antara pelat dan tumpuan akan menentukan besar momen lentur yang terjadi pada pelat. Dalam penerapannya di lapangan, suatu pelat persegi memiliki beberapa kemungkinan bentuk tumpuan. Dalam Peraturan Beton Bertulang Indonesia Tahun 1971 dijelaskan beberapa macam bentuk tumpuan pada pelat lantai. Masing-masing bentuk tumpuan tersebut akan memberikan pengaruh pada besaran momen yang mungkin terjadi pada pelat tersebut baik di area lapangan maupun di area tumpuan itu sendiri.

Untuk bangunan gedung, umumnya pelat tersebut ditumpu oleh balok-balok secara monolit seperti yang tampak pada Gambar 2.1. yaitu pelat dan balok dicor bersama-sama sehingga menjadi satu-kesatuan, seperti pada Gambar 2.1.(a) atau ditumpu oleh dinding-dinding bangunan seperti pada Gambar 2.1.(b). Kemungkinan lainnya, yaitu pelat didukung oleh balok-balok baja dengan sistem komposit seperti pada Gambar 2.1.(c), atau didukung oleh kolom secara langsung tanpa balok, yang dikenal dengan pelat cendawan, seperti Gambar 2.1.(d).



Gambar 2.1: Tumpuan Pelat (Sangga P, 2009).

2.2.2. Jenis Perletakan Pelat Pada Balok

Kekakuan hubungan antara pelat dan konstruksi pendukungnya (balok) menjadi satu bagian dari perencanaan pelat. Ada 3 jenis perletakan pelat pada balok seperti pada Gambar 2.2, yaitu sbb :

1) Terletak bebas

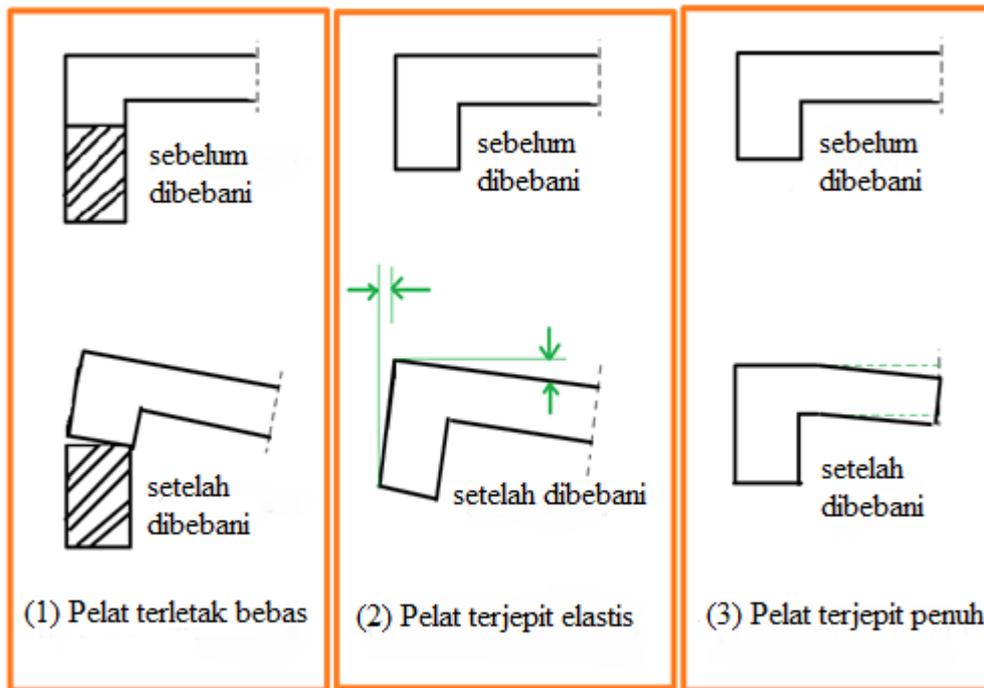
Keadaan ini terjadi jika pelat diletakkan begitu saja di atas balok, atau antara pelat dan balok tidak dicor bersama-sama, sehingga pelat dapat berotasi bebas pada tumpuan tersebut, lihat Gambar 2.2 (1). Pelat yang ditumpu oleh tembok juga termasuk dalam kategori terletak bebas.

2) Terjepit elastis

Keadaan ini terjadi jika pelat dan balok dicor bersama-sama secara monolit, tetapi ukuran balok cukup kecil, sehingga balok tidak cukup kuat untuk mencegah terjadinya rotasi pelat. (lihat gambar 2.2 (2))

3) Terjepit penuh

Kadaan ini terjadi jika pelat dan balok dicor bersama-sama secara monolit, dan ukuran balok cukup besar, sehingga mampu untuk mencegah terjadinya rotasi pelat (lihat gambar 2.2 (3)).



Gambar 2.2: Jenis perletakan pelat pada balok (Asroni A, 2010).

2.2.3 Sistem Penulangan Pelat

Sistem perencanaan tulangan pada dasarnya dibagi menjadi 2 macam yaitu :

1. Sistem perencanaan pelat dengan tulangan pokok satu arah (selanjutnya disebut : pelat satu arah/*one way slab*).
2. Sistem perencanaan pelat dengan tulangan pokok dua arah (disebut pelat dua arah/*two way slab*).

2.2.3.1 Penulangan Pelat Satu Arah

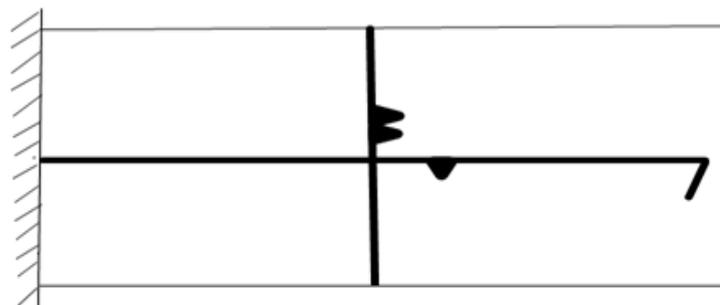
Konstruksi pelat satu arah. Pelat dengan tulangan pokok satu arah ini akan dijumpai jika pelat beton lebih dominan menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang satu arah saja. Contoh pelat satu arah adalah pelat kantilever

(luifel) dan pelat yang ditumpu oleh 2 tumpuan. Karena momen lentur hanya bekerja pada 1 arah saja, yaitu searah bentang L seperti pada Gambar 2.3 (a), maka tulangan pokok juga dipasang 1 arah yang searah bentang L tersebut. Untuk menjaga agar kedudukan tulangan pokok (pada saat pengecoran beton) tidak berubah dari tempat semula maka dipasang pula tulangan tambahan yang arahnya tegak lurus tulangan pokok. Tulangan tambahan ini lazim disebut : tulangan bagi. (seperti pada Gambar 2.3 (a)).

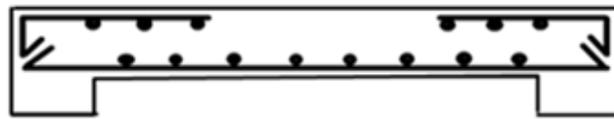
Kedudukan tulangan pokok dan tulangan bagi selalu bersilangan tegak lurus, tulangan pokok dipasang dekat dengan tepi luar beton, sedangkan tulangan bagi dipasang di bagian dalamnya dan menempel pada tulangan pokok. Tepat pada lokasi persilangan tersebut, kedua tulangan diikat kuat dengan kawat binnedraad. Fungsi tulangan bagi, selain memperkuat kedudukan tulangan pokok, juga sebagai tulangan untuk menahan retak beton akibat susut dan perbedaan suhu beton seperti yang tampak pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3 (a): Tampak depan pelat kantilever (Sangga P, 2009).

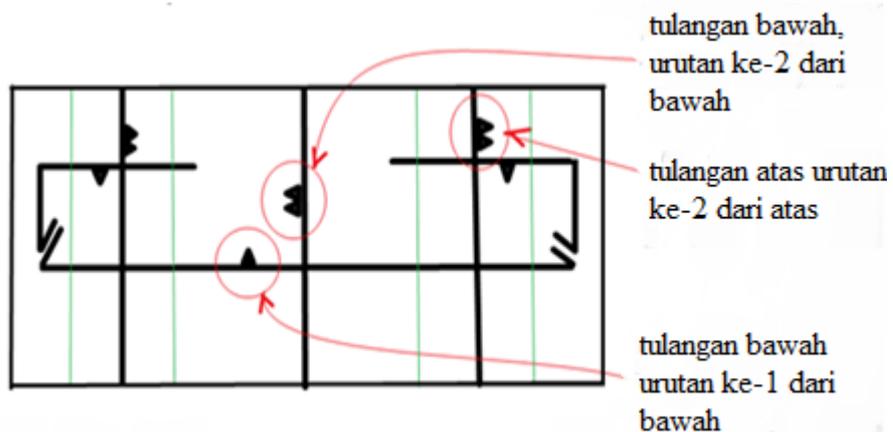


Gambar 2.3 (b): Tampak atas pelat kantilever (Sangga P, 2009).



NB: daerah tumpuan diambil $1/4L$

Gambar 2.3 (c): Tampak depan pelat dengan 2 tumpuan sejajar (Sangga P, 2009).



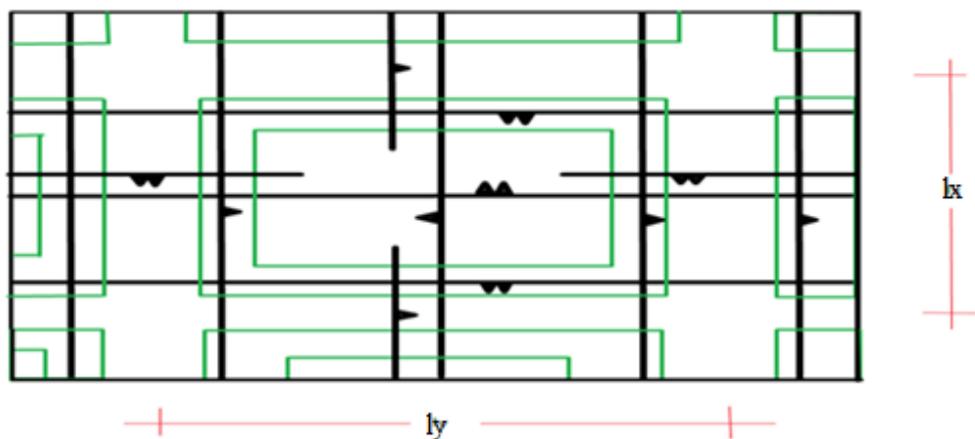
Gambar 2.3 (d): Tampak atas pelat dengan 2 tumpuan sejajar (Sangga P, 2009).

2.2.3.2 Penulangan Pelat Dua Arah

Konstruksi pelat dua arah adalah Pelat dengan tulangan pokok 2 arah ini akan dijumpai jika pelat beton menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang 2 arah. Contoh pelat dua arah adalah pelat yang ditumpu oleh 4 sisi yang saling sejajar. Karena momen lentur bekerja pada 2 arah, yaitu searah dengan bentang (l_x) dan bentang (l_y), maka tulangan pokok juga dipasang pada 2 arah yang saling tegak lurus (bersilangan), sehingga tidak perlu tulangan lagi. Tetapi pada pelat di daerah tumpuan hanya bekerja momen lentur 1 arah saja, sehingga untuk daerah tumpuan ini tetap dipasang tulangan pokok dan bagi, seperti terlihat pada gambar dibawah. Bentang (l_y) selalu dipilih $>$ atau $=$ (l_x), tetapi momennya M_{ly} selalu $<$ atau $=$ M_{lx} , sehingga tulangan arah (l_x) (momen yang besar) seperti pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 (a): Tampak depan pelat tulangan pokok 2 arah (Sangga P, 2009).



Gambar 2.4 (b): Tampak atas pelat tulangan pokok 2 arah (Sangga P, 2009).

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

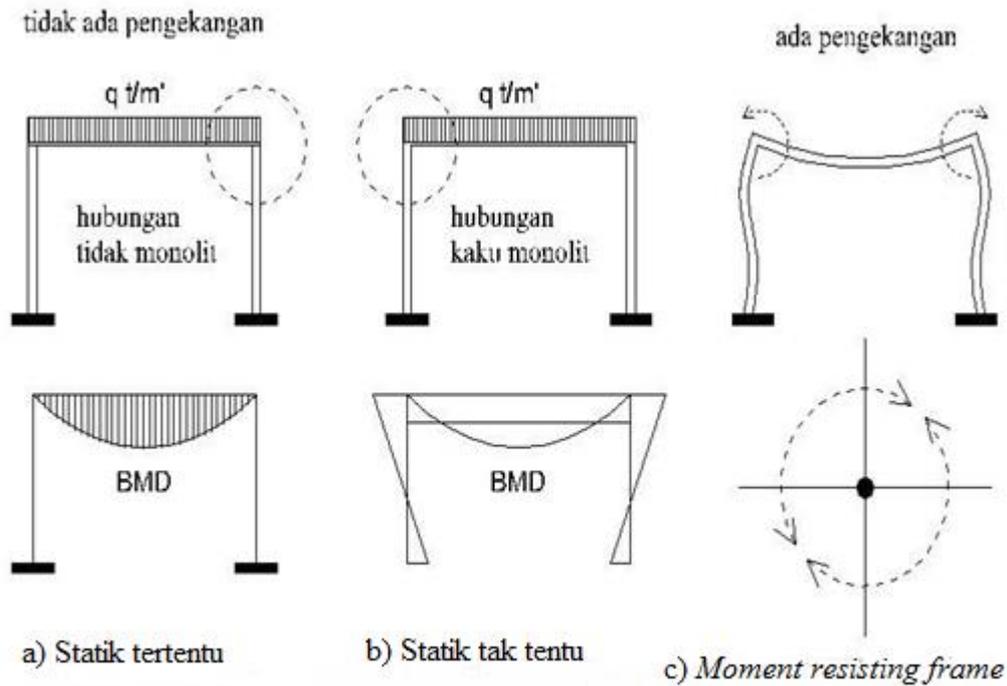
struktur utama bangunan kadang-kadang juga disebut sistem struktur penahan beban horizontal atau *lateral load resisting system*. Untuk bangunan–bangunan yang tinggi sudah banyak menggunakan sistem tabung/tube. Sebagaimana diketahui bahwa sistem struktur ini ingin meniru perilaku tabung yang sangat kuat 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 2.5. 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 2.5.



Gambar 2.5: 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. 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.

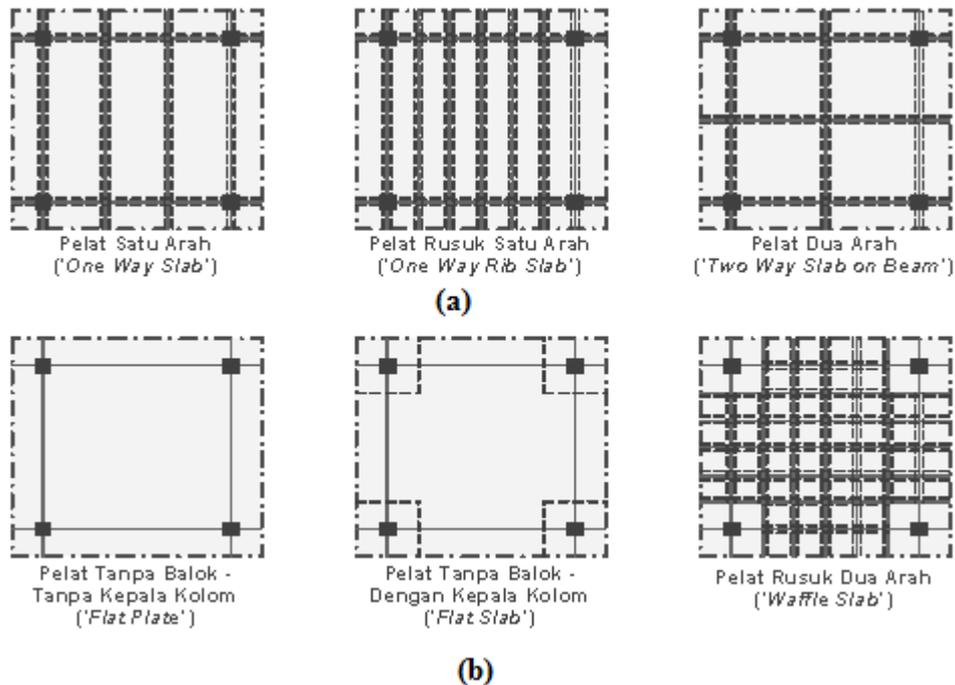
Sistem struktur dalam proses perancangannya selalu dihadapi oleh beberapa kendala, diantaranya: persyaratan arsitektural, sistem mekanikal dan elektrikal, metode konstruksi dan aspek ekonomi. Dalam berbagai sistem struktur baik menggunakan bahan beton bertulang, baja maupun komposit, selalu ada komponen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

2.3.3. 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 seperti pada Gambar 2.6:



Gambar 2.6: Jenis pelat penahan gaya gravitasi (Marques, 2014).

Gambar 2.6 (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.

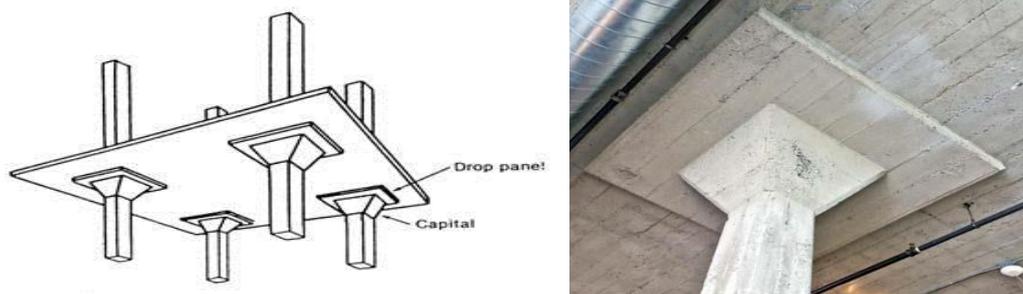
Gambar 2.6 (b): Pelat dua arah yang tidak ditumpu oleh balok, tetapi langsung oleh kolom. Jenis pertama, pelat lantai ditumpu langsung oleh kolom tanpa penebalan di sekeliling kolom (*drop panel*) dan/atau kepala kolom (*column capita*), sehingga beban vertikal langsung dipikul oleh kolom dari segala 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).

2.3.4. Sistem *Flat Slab*

Flat slab merupakan salah satu metode konstruksi yang hanya menggunakan kolom dan *slab* sebagai media pemikul beban dari bangunan. *Flat slab* yang digunakan pada pemodelan tugas akhir ini adalah *flat slab* dua arah karena mendistribusikan beban yang diterimanya ke dalam dua arah. *Slab* dua arah merupakan suatu bentuk konstruksi yang unik untuk memperkuat beton. Selain itu, *slab* dua arah juga merupakan sistem struktur yang efisien, ekonomis, dan sudah meluas pemakaiannya.

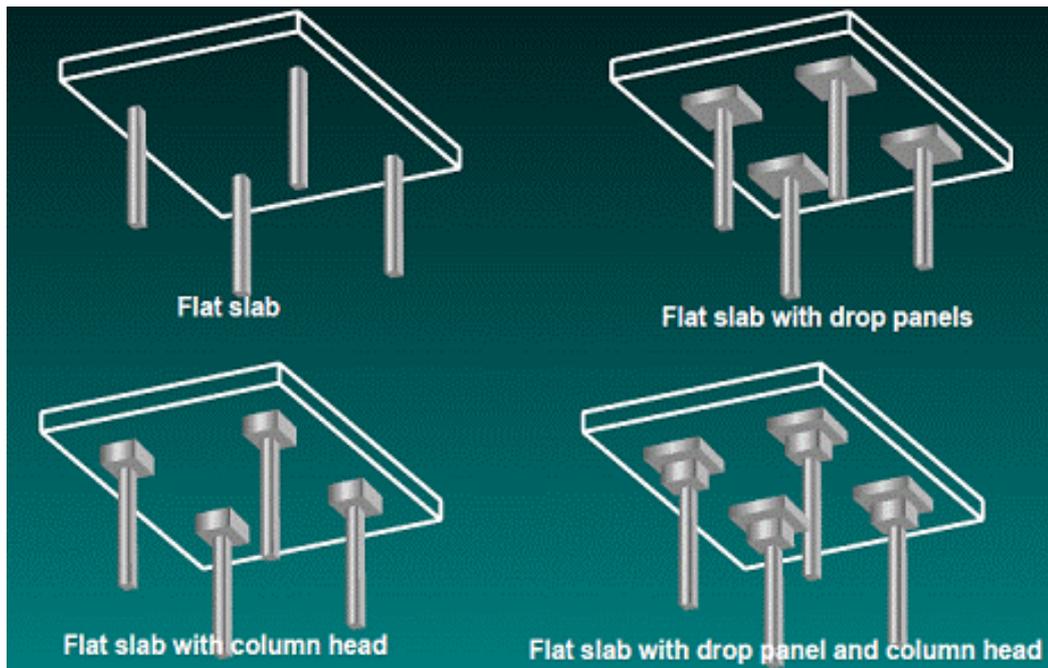
Slab datar adalah sistem satu arah atau dua arah dengan penebalan pada pelat di kolom dan dinding bantalan beban yang disebut '*drop panel*'. Gambar 2.7 Panel tetes bertindak sebagai T-balok di atas penyangganya. Mereka meningkatkan kapasitas geser dan kekakuan sistem lantai di bawah beban vertikal, sehingga meningkatkan rentang rentang ekonomis seperti yang tampak pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7: konstruksi *slab* datar dengan panel drop dan kepala kolom (Paul, 2014).

Bentuk konstruksi ini telah menjadi kurang populer dalam beberapa tahun terakhir karena batas pada rentang ekonomis sekitar 9,5 m untuk pelat bertulang dan sekitar 12 m untuk lempengan pratekan. Lembaran bertulang yang diperkuat mungkin harus secara bijaksana pra-melengkung (tidak berlebihan) untuk mengontrol defleksi. Dimensi rencana panel jatuh minimal 1/3 dari rentang dalam arah yang dipertimbangkan, biasanya dibulatkan ke 100 mm terdekat. Kedalaman keseluruhan drop panel biasanya diambil sebagai 1,75 hingga 2 kali kedalaman

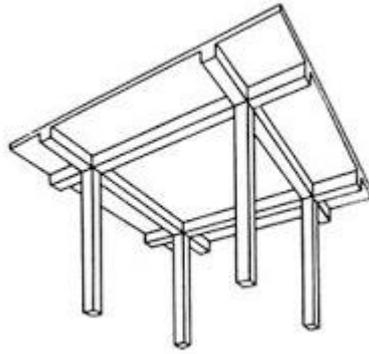
lempengan, lagi-lagi dibulatkan agar sesuai dengan ukuran kayu atau 25 mm terdekat. Fitur utama dari lantai slab datar adalah soffit datar, bekisting sederhana dan konstruksi mudah. Bentang ekonomis 'L' dari pelat datar beton bertulang kira-kira $D \times 28$ untuk hanya didukung, $D \times 32$ untuk rentang akhir dan $D \times 36$ untuk rentang interior. Prestasi slab meningkatkan rentang ekonomis ke $D \times 35$, $D \times 40$ dan $D \times 45$ masing-masing, di mana D adalah kedalaman slab tidak termasuk panel drop seperti yang tampak pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8: Berbagai sistem *Flat slab* (Paul, 2014).

2.3.5. Sistem *Plate*

Sistem *Plate* ini terdiri dari lantai (*slab*) menerus yang ditumpu oleh balok-balok monolit, yang umumnya ditempatkan pada jarak 3 m hingga 6 m. Sistem ini banyak dipakai, kokoh dan sering dipakai untuk menunjang sistem pelat lantai yang tidak beraturan seperti yang tampak pada Gambar 2.9.

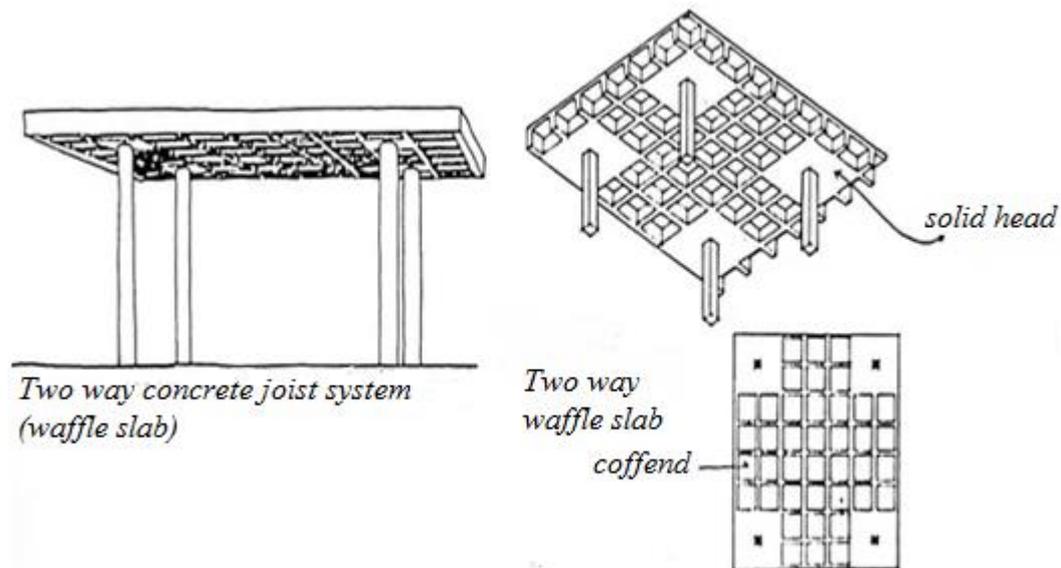


Gambar 2.9: Sistem pelat dan balok (Fahmi, 2011).

2.3.6. Sistem *Waffle Slab*

Waffle slab adalah sistem beton bertulang dua arah bertinggi konstan dan mempunyai rusuk dalam dua arah. Rusuk ini dibentuk oleh cetakan khusus yang terbuat dari baja atau *fibreglass*. Rongga yang dibentuk oleh rusuk sangat mengurangi berat sendiri struktur. Untuk situasi bentang yang besar, slab wafel sangat menguntungkan dibandingkan pelat datar. Slab wafel juga dapat diberi pasca tarik untuk digunakan pada bentang besar, disekitar kolom, slab biasanya dibiarkan tetap tebal, daerah yang kaku ini berfungsi sama dengan *drop panels* atau kepala kolom pada slab datar. Dengan demikian, kemungkinan terjadinya keruntuhan geser pons akan berkurang.

Menurut Paul (2014), Sistem *Slab Ribbed (Waffle)* Lantai berusuk yang terdiri dari tulang rusuk yang sama biasanya didukung langsung oleh kolom. Mereka adalah sistem satu arah yang dikenal sebagai slab bergaris atau sistem dua arah bergaris yang dikenal sebagai lempengan wafel. Bentuk konstruksi ini tidak terlalu umum karena biaya bekisting dan rendahnya rating api. Sebuah lempengan setebal 120 mm dengan ketebalan rib minimum 125 mm untuk rusuk kontinyu diperlukan untuk mencapai rating api 2 jam. Ketebalan juga lebih besar dari 125 mm biasanya diperlukan untuk mengakomodasi tulangan tarik dan geser. Lempengan berusuk cocok untuk beban menengah hingga berat, dapat menjangkau jarak yang masuk akal, sangat kaku dan sangat cocok di mana soffit terpapar seperti yang tampak pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10: Konstruksi *Waffle Slab* (Paul, 2014).

Kedalaman slab biasanya bervariasi dari 75 hingga 125 mm dan lebar rusuk dari 125 hingga 200 mm. Rib spasi 600 hingga 1500 mm dapat digunakan. Kedalaman keseluruhan lantai biasanya bervariasi dari 300 hingga 600 mm dengan keseluruhan bentang hingga 15 m jika diperkuat, lebih lama jika dikencangkan ulang. Penggunaan rusuk ke soffit slab mengurangi kuantitas beton dan penguatan dan juga berat lantai. Penghematan bahan akan diimbangi oleh komplikasi dalam bekisting dan penempatan penguatan. Namun, komplikasi bekisting diminimalkan dengan menggunakan bekisting standar, modular, dapat digunakan kembali, biasanya terbuat dari polypropylene atau fiberglass dan dengan sisi runcing untuk memungkinkan pengupasan.

Untuk rusuk di pusat 1200 mm (sesuai dengan bentuk standar), rentang lantai beton bertulang ekonomis 'L' kira-kira $D \times 15$ untuk rentang tunggal dan $D \times 22$ untuk multi-span, di mana D adalah keseluruhan kedalaman lantai. Rusuk satu arah biasanya dirancang sebagai T-balok, sering membentang ke arah yang panjang. Panel drop yang solid diperlukan pada kolom dan dinding pemikul beban untuk ketahanan geser dan momen.

2.4. SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)

Ini adalah struktur rangka yang didesain untuk berkerja secara inelastis penuh yaitu system rangka ruang dalam mana komponen-komponen struktur dan joint-jointnya menahan gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial, system ini pada dasarnya memiliki daktilitas penuh dan wajib digunakan di zona resiko gempa tinggi yaitu di zona 5 hingga zona 6. Struktur harus direncanakan menggunakan system penahan beban lateral yang memenuhi persyaratan *detailing* yang khusus dan mempunyai daktilitas penuh.

2.4.1. Persyaratan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Menurut SNI 03-1729-2002 SRPMK didesain mampu mengalami deformasi inelastik yang cukup besar akibat gempa rencana, melalui kelelahan balok pada rangka dan kelelahan pada ujung kolom dasar. Pada sistem ini kolom didesain lebih kuat dari pada balok yang kita kenal dengan "*strong colum weak beam*" yang mencapai *strain-hardening*

Menurut Moestopo (2012) untuk mencapai kinerja struktur baja yang baik dalam menghadapi gempa besar, maka harus dipenuhi persyaratan dalam hal:

1. Spesifikasi bahan Spesifikasi bahan harus menjamin:
 - a. Terjadinya deformasi leleh berupa regangan plastis bahan yang cukup besar tanpa mengalami fraktur.
 - b. Adanya kuat lebih bahan yang signifikan melalui kemampuan *strainhardening*.

2. Tidak terjadi kegagalan pada sambungan las. Stabilitas penampang, elemen, dan struktur Dalam memikul beban siklik akibat gempa, sebuah penampang harus mampu berdeformasi secara plastis secara stabil untuk menghasilkan jumlah penyerapan energi yang besar. Hal ini harus dijamin oleh kekompakan pelat-pelat penampang terhadap bahaya tekuk akibat bekerjanya gaya tekan yang berulang-ulang (Moestopo, 2007).

3. Daktilitas Moestopo (2012) juga mengatakan selain daktilitas bahan baja yang harus dijamin spesifikasinya, perlu juga dijamin tercapainya :
 - a. Daktilitas penampang: Momenkurvatur ideal mencapai M_p tanpa terjadi tekuk pada penampang.
 - b. Daktilitas elemen: momen defleksi/ rotasi ideal mencapai M_p tanpa terjadi tekuk torsi lateral.
 - c. Daktilitas struktur : struktur mampu mencapai kekuatan batas tanpa terjadi ketidakstabilan struktur. Untuk dijamin tercapainya ketiga persyaratan diatas maka komponen elemen lentur harus mencapai momen plastis sebelum terjadi keruntuhan. Rumusnya dapat dilihat pada persamaan berikut :

$$M_n = M_p \tag{2.1}$$

$$M_{nx} = Z_x F_y \tag{2.2}$$

$$M_{ny} = Z_y F_y \tag{2.3}$$
 dimana :
 - M_n = kuat lentur nominal.
 - M_p = momen plastis.
 - Z_x = modulus plastis penampang arah-x.
 - Z_y = modulus plastis penampang arah-y.
 - F_y = tegangan leleh baja.

4. Detailing diperlukan untuk memastikan bahwa pada saat gempa besar, struktur akan berperilaku daktail seperti yang direncanakan. Pada umumnya detailing akan menambah biaya struktur cukup signifikan untuk struktur yang didesain memiliki daktilitas tinggi. Detailing yang akan di rencanakan berupa :

- a. Sambungan yaitu sambungan di desain kuat sehingga mencegah terjadinya leleh atau fraktur.
- b. Pengaku penampang yaitu memberikan pengaku untuk mencegah terjadinya tekuk pada pelat sayap atau badan.
- c. Pengaku elemen yaitu memberikan pengaku berupa menambah balok pada daerah bentang panjang untuk mencegah tekuk torsi lateral.

2.5. Perencanaan Bangunan Tahan Gempa (1726:2012)

2.5.1. 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

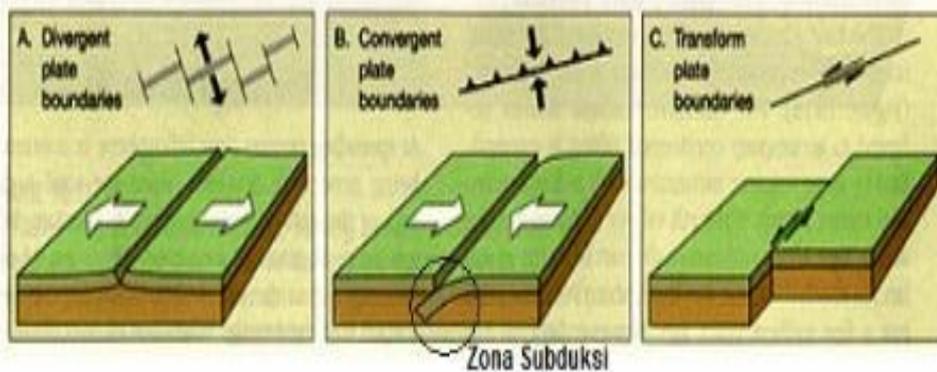
Gempa bumi yang disebabkan oleh keruntuhan baik di atas maupun di bawah permukaan tanah. Gempa ini biasanya terjadi pada daerah kapur ataupun pada daerah pertambangan. Gempa bumi ini jarang terjadi dan bersifat lokal.

4. Gempa Bumi Buatan

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

2.5.2. 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 tampak pada Gambar 2.11.



Gambar 2.11: 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.

2.5.3. Gempa Rencana

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

2.5.4. 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.

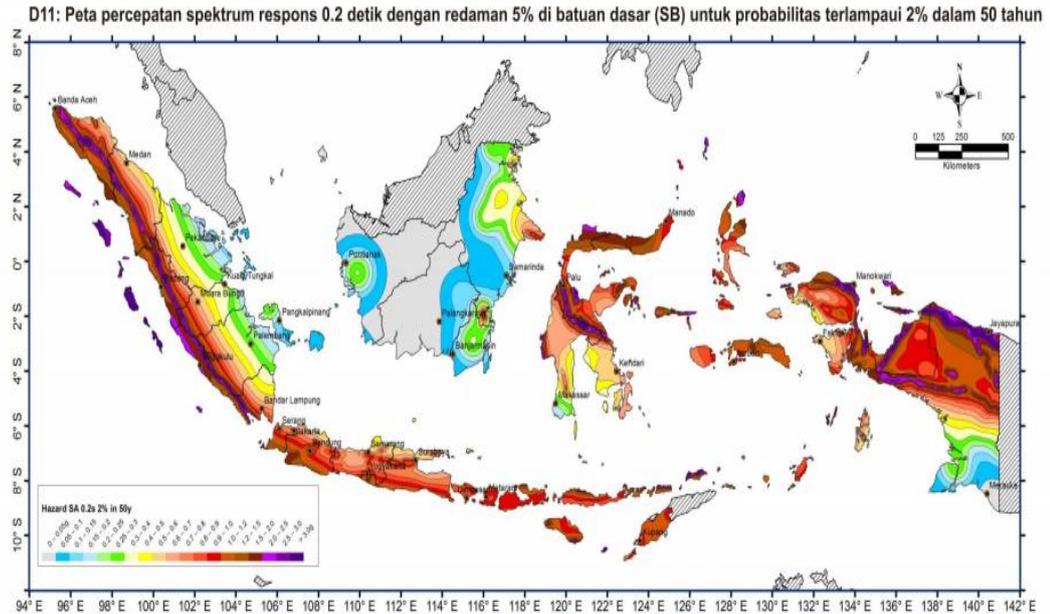
Menurut Budiono dan suprianta (2011), dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberikan pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

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%.

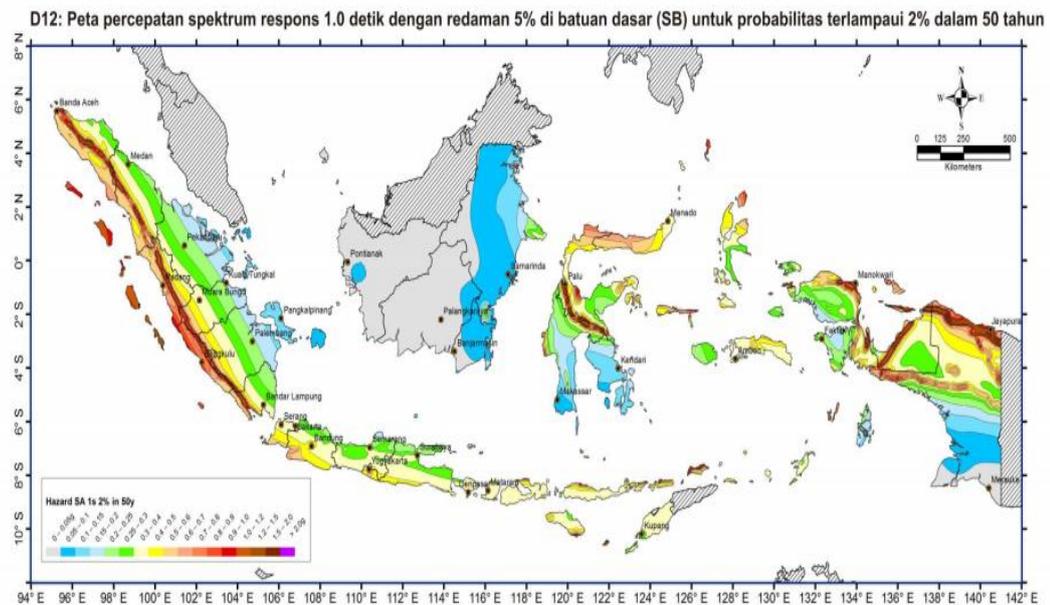
2.5.5. Wilayah Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 14, daerah gempa Indonesia ditetapkan berdasarkan parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik)

lihat pada Gambar 2.12 dan S_I (percepatan batuan tanah dasar pada periode 1 detik) lihat pada Gambar 2.13.



Gambar 2.12: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%). Kementrian PU tahun 2017.



Gambar 2.13: Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) Kementrian PU tahun 2017.

2.5.6. 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.

1. Pada saat terjadi gempa ringan, struktur bangunan dan fungsi bangunan harus dapat tetap berjalanselama 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 bangunannya, faktor kegunaan bangunannya, dan lain-lain. Seluruh elemen struktur di rencanakan dengan tahanan yang sesuai untuk menahan perpindahan yang terjadidengan 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.

2.6. 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.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakberaturan torsi di definisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b	Ketidakberaturan 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 simpangn antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diagfragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	E dan F D B, C, dan d C dan D C dan D D B, C, dan D
2	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisika ada jika kedua proyeksi denah dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
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.	7.3.3.4 Tabel13	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 geseran melintang terhadap bidang elemen vertikal	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel13 12.2.2	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5	Ketidak beraturan sistem non paralel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3 7.7.3 Tabel13 12.2.2	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Tabel 2.2: Ketidakberaturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di	Tabel 13	D, E, dan F

Tabel 2.2: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a	atasnya atau kurang dari 80% Pers.en kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 13	D, E, dan F
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.	7.3.3.1 Tabel13	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 ringgan dari lantai di bawahnya tidak perlu di tinjau.	Tabel 13	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.	Tabel 13	D, E, dan F
4	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidak beraturan elemen gaya lateral vertikal di definisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F

Tabel 2.2: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
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.	7.3.3.1 Tabel13	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.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel13	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

2.6.1. Faktor keutamaan dan kategori 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	I

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan - Fasilitas sementara - Gedung penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	<p>I</p>
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam katagori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/Mall - Bangunan industry - Pabrik 	<p>II</p>
<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 - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Penjara - Bangunan untuk orang jompo 	<p>III</p>

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

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

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<ul style="list-style-type: none"> - 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>	IV

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

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

2.6.2. Klasifikasi Situs Tanah Untuk Desain Seismik

klasifikasi ini memberikan penjelasan mengenai prosedur untuk klasifikasi suatu situs untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 2.5, berdasarkan profil tanah lapisan 30m paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat, dengan minimal mengukur secara independen dua dari tiga parameter tanah yang tercantum dalam Tabel 2.5. Dalam hal ini, kelas situs dengan kondisi yang lebih buruk harus diberlakukan. Apabila tidak tersedia

data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 m, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik yang memiliki sertifikat/ijin keahlian yang menyiapkan laporan penyelidikan tanah berdasarkan kondisi geotekniknya. Penetapan kelas situs SA dan kelas situs SB tidak diperkenankan jika terdapat lebih dari 3 m lapisan tanah antara dasar telapak atau rakit fondasi dan permukaan batuan dasar.

Tabel 2.5: Klasifikasi situs didasarkan atas korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.

Klasifikasi situs	\bar{v}_s (m/dt)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (Batuan Keras)	$\bar{v}_s > 1500$	N/A	N/A
SB (Batuan)	$750 < \bar{v}_s < 1500$	N/A	N/A
SC (Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak)	$350 < \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u \geq 100$
SD (Tanah Sedang)	$175 < \bar{v}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{s}_u < 100$
SE (Tanah Lunak)	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $> 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{s}_u < 25$ kPa 		
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 $H > 7.5$m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$m dengan $S_u < 50$ Kpa 		

2.6.3. 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) (Budionodan 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 1726:2012sesuai dengan Pers. 2.4 dan 2.5.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.4)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.5)$$

Dimana:

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

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

F_a = Koefisien perioda pendek 0,2 detik

F_v = Koefisien perioda 1.0 detik

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
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

Tabel 2.6: *Lanjutan.*

Kelas situs	Parameter respons spektral MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
Batuan (S_B)	1.0	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
Tanah Sedang (S_D)	1.6	0.8	0.8	0.8	0.8
Tanah Lunak (S_E)	2.5	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Khusus (S_F)	SS ^b				

Tabel 2.7: Koefisien periode 1.0 detik, F_v berdasarkan SNI1726:2012.

Klasifikasi <i>Site</i> (Sesuai Tabel 2.10)	Parameter respons spektral MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_I				
Klasifikasi <i>Site</i> (Sesuai Tabel 2)	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
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 perioda pendek, S_{DS} dan perioda 1.0 detik, S_{D1} dapat diperoleh melalui Pers. 2.6 dan 2.7 berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.6)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.7)$$

dimana:

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

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

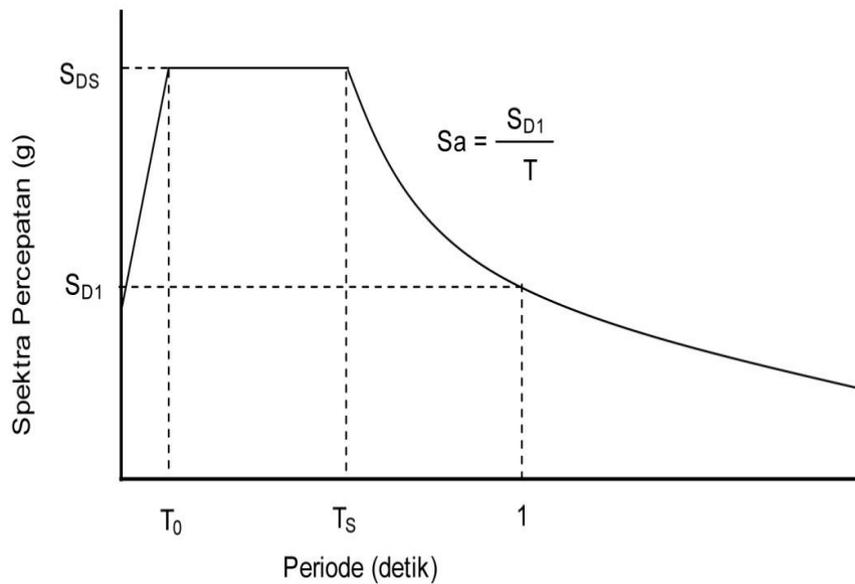
Selanjutnya respon spektra desain di permukaan tanah yang dapat ditetapkan sesuai dengan Gambar 2.16:

dimana:

1. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , respon spektra percepatan desain, S_a harus diambil dari Pers. 2.8 berikut:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.8)$$

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} .



Gambar 2.14: Bentuk tipikal respon spektra desain di permukaan tanah (SNI Gempa: 1726:2012).

3. Untuk periode lebih besar dari T_s , respon spektra percepatan, S_a didapatkan dari Pers. 2.9 berikut:

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T} \quad (2.9)$$

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.10 dan 2.11 di bawah ini:

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (2.10)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.11)$$

Keterangan:

T adalah periode getar fundamental struktur.

2.6.4. 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_1 , 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.

2.6.4.1. 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.

2.6.4.2. 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.

2.6.4.3. 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.

2.6.4.4. Kategori desain seismik D sampai F

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, dan F harus minimum sesuai dengan persyaratan kategori 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 ke semua arah (Tabel 2.9).

Tabel 2.8: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.9: 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

2.6.5. Stuktur Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012 pasal 7.2. Setiap tipe dibagi-bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Setiap sistem penahan gaya seismik yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang telah ditetapkan.

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

- Faktor koefisien modifikasi respons (R)
- Faktor kuat lebih sistem (C_d)
- Faktor pembesaran defleksi (Ω_0^g)
- Faktor batasan tinggi sistem struktur

Hal ini dapat dilihat 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 khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB

2.6.6. 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.2.12 berikut ini:

$$V = C_s \cdot W \quad (2.12)$$

dimana :

C_s = koefisien respons seismik

W = berat total gedung

Untuk nilai C_s menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, Pers. 2.13-Pers. 2.15 yang digunakan untuk menentukan koefisien C_s adalah

- Koefisien respon seismik, C_s

Untuk koefisien respon seismik C_s ditentukan berdasarkan rumus Pers. 2.13:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.13)$$

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.2.14:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.14)$$

C_s harus tidak kurang dari Pers. 2.15:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.15)$$

dimana :

S_{D1} = parameter percepatan respons spektrum desain pada periode 1 detik

T = periode getar struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

Sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g maka C_s harus tidak kurang dari Pers.2.41:

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.16)$$

2.6.7. Periode Fundamental

Periode adalah besarnya waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu getaran. Hubungan periode dengan kekakuan, frekuensi dan kecepatan sudut struktur telah dijelaskan sebelumnya pada subbab 2.6.3. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan di mana frekuensi alami pada struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan struktur.

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 5.6, periode struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum (Pers. 2.17) dan batas maksimum (Pers.2.18). Nilai-nilai tersebut adalah:

1. Periode fundamental pendekatan minimum (T_a minimum).

$$T_{a \text{ minimum}} = C_r \cdot h_n^x \quad (2.17)$$

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).

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u \cdot T_{a \text{ minimum}} \quad (2.18)$$

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 α berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.

Tipe Struktur	C_t	α
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:		
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

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

Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respons menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang telah disebutkan sebelumnya yaitu Kombinasi Lengkap Kuadratik (*Complete Quadratic Combination/ CQC*). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*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 2.19.

$$V_t \geq 0,85 V_I \quad (2.19)$$

dimana:

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

Maka, apabila nilai akhir respons dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers 2.20.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_I}{V_t} \geq 1 \quad (2.20)$$

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

2.6.9. 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)

2.6.9.1. 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.

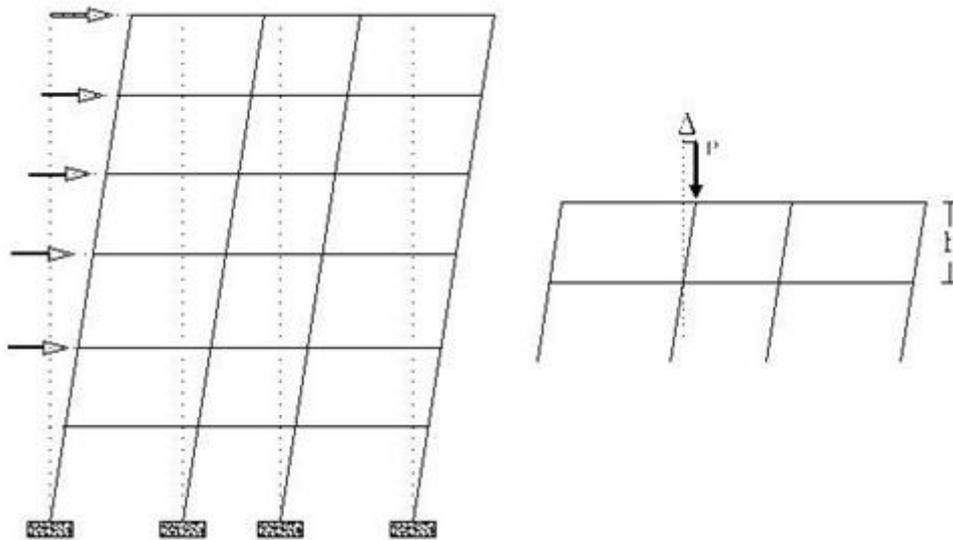
Pada level beban layan (*service loads*), tegangan yang terjadi harus masih dalam batas elastik dengan angka keamanan tertentu. Angka keamanan yang dimaksud salah satunya dapat diakomodasi melalui pemakaian faktor beban. Dengan faktor beban (nilainya > 1) maka bahan akan mencapai tegangan leleh hanya 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).

2.6.9.2. Kekakuan (*Stiffness*)

Struktur bangunan harus diberikan kekakuan secukupnya, sehingga gaya inersia ($F = m.a$) yang terjadi tidak besar dan lendutan atau simpangan (*deviasi/sway-drift*) antar tingkat bangunan/lantai bangunan masih terletak pada batas yang diizinkan seperti pada Gambar 2.15.

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. 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*).



Gambar 2.15: Simpangan antar tingkat (Pawirodikromo, 2012).

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. 2.21 di bawah ini.

$$Drift\ ratio = \frac{\Delta}{hn} \quad (2.21)$$

Yang mana Δ adalah simpangan antar tingkat dan h adalah tinggi tingkat. apabila simpangan antar tingkat (Δ) terlalu besar maka akan timbul efek $P-\Delta$. Efek $P-\Delta$ 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 (Pawirodikromo, 2012).

2.6.9.3. 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. 2.22:

$$\frac{cd \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.22)$$

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 antar lantai izin berdasarkan SNI 1726:2012.

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}^c$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
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.

2.6.9.4. 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 2.23 dan 2.24.

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (2.23)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.24)$$

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; $k = 2$

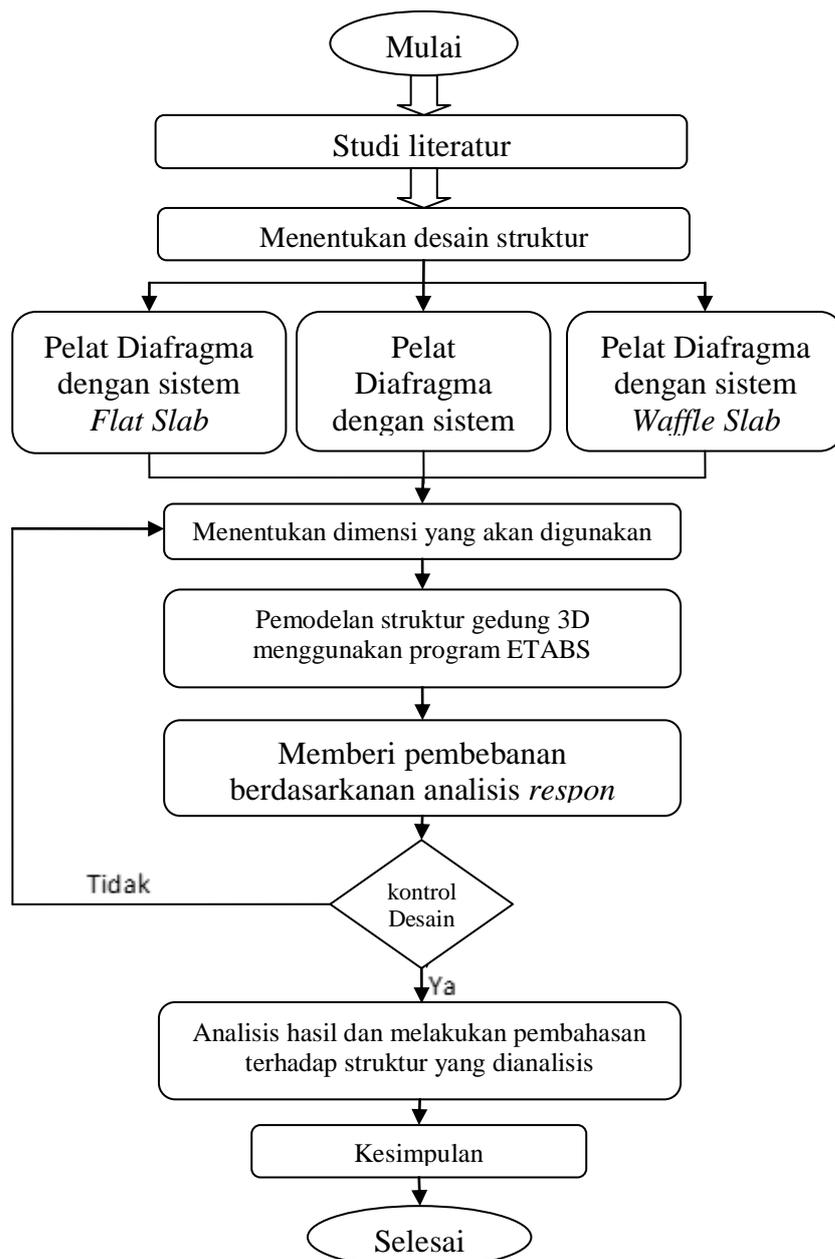
Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi

BAB 3

METODE PENELITIAN

3.1. Metodologi Penulisan

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



Gambar3.1: Diagram alir penelitian.

3.2. Tinjauan Umum

Berdasarkan pada Gambar 3.1, tugas akhir ini terdapat 3 perbandingan Pemodelan pelat diafragma suatu gedung, dimana Struktur gedung bertingkat dengan sistem *Flat Slab*, *Plate*, dan *Waffle Slab*. 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 20 lantai. Penulis meninjau perbandingan Pelat Diafragma pada struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan sistem *Flat Slab*, *Plate*, dan *Waffle Slab* terhadap pengaruh kekakuan struktur dalam menahan gaya lateral.

3.3. Faktor Respon (C)

Dalam pembahasan pemodelan tugas akhir ini akan direncanakan di kota Medan yang diketahui sebagai daerah gempa sedang di Indonesia dengan nilai p_ga (*Peak Ground Acceleration*) $S_s = 0,526$ g dan $S_1 = 0,332$ g pada tanah sedang (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 2.14 dan 2.15. 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.

$$F_a = 1,190$$

- Koefisien F_v

Koefisien F_v ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai S_1 yang terdapat pada Tabel 2.7 dan berdasarkan jenis tanah lunak. Maka diperoleh nilai F_v di bawah ini.

$$F_v = 1,468$$

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

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

$$S_{MS} = 1,160 \cdot 0,526$$

$$S_{MS} = 0,626$$

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

$$S_{MI} = 1,468 \cdot 0,332$$

$$S_{MI} = 0,487$$

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

$$\text{Nilai } \mu = 2/3$$

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

$$S_{DS} = (2/3) \cdot 0,626$$

$$S_{DS} = 0,417$$

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

$$S_{DI} = (2/3) \cdot 0,487$$

$$S_{DI} = 0,325$$

d. Penentuan nilai T_s dan T_0

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

$$T_s = \frac{0,325}{0,417}$$

$$T_s = 0,779$$

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

$$T_0 = 0,2 \cdot 0,779$$

$$T_0 = 0,156$$

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:

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

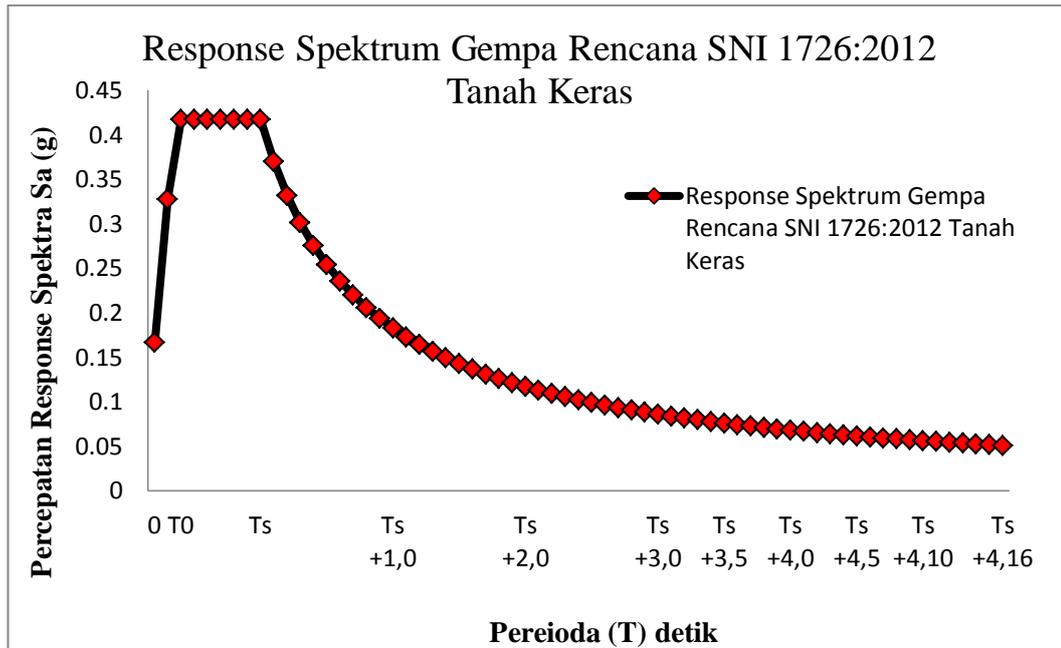
Spektrum respon percepatan disajikan dalam Tabel 3.1 dan grafik spektrum respon pada Gambar 3.2:

Tabel 3.1: Respon Spektrum SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan jenis tanah keras.

T (DETIK)	T (DETIK)	Sa (g)
0	0,000	0,167
	0,100	0,328
T ₀	0,156	0,417
	0,2	0,417
	0,3	0,417
	0,4	0,417
	0,5	0,417
	0,6	0,417
T _s	0,779	0,417
T _s +0,1	0,879	0,370
T _s +0,2	0,979	0,332
T _s +0,3	1,079	0,301
T _s +0,4	1,179	0,276
T _s +0,5	1,279	0,254
T _s +0,6	1,379	0,236
T _s +0,7	1,479	0,220
T _s +0,8	1,579	0,206
T _s +0,9	1,679	0,194
T _s +1,0	1,779	0,183
T _s +1,1	1,879	0,173
T _s +1,2	1,979	0,164
T _s +1,3	2,079	0,156
T _s +1,4	2,179	0,149
T _s +1,5	2,279	0,143

Tabel 3.1: *Lanjutan.*

T (DETIK)	T (DETIK)	Sa (g)
Ts +1,6	2,379	0,137
Ts +1,7	2,479	0,131
Ts +1,8	2,579	0,126
Ts +1,9	2,679	0,121
Ts +2,0	2,779	0,117
Ts +2,1	2,879	0,113
Ts +2,2	2,979	0,109
Ts +2,3	3,079	0,106
Ts +2,4	3,179	0,102
Ts +2,5	3,279	0,099
Ts +2,6	3,379	0,096
Ts +2,7	3,479	0,093
Ts +2,8	3,579	0,091
Ts +2,9	3,679	0,088
Ts +3,0	3,779	0,086
Ts +3,1	3,879	0,084
Ts +3,2	3,979	0,082
Ts +3,3	4,079	0,080
Ts +3,4	4,179	0,078
Ts +3,5	4,279	0,076
Ts +3,6	4,379	0,074
Ts +3,7	4,479	0,073
Ts +3,8	4,579	0,071
Ts +3,9	4,679	0,069
Ts +4,0	4,779	0,068
Ts +4,1	4,879	0,067
Ts +4,2	4,979	0,065
Ts +4,3	5,079	0,064
Ts +4,4	5,179	0,063
Ts +4,5	5,279	0,062
Ts +4,6	5,379	0,060
Ts +4,7	5,479	0,059
Ts +4,8	5,579	0,058
Ts +4,9	5,679	0,057
Ts +4,10	5,779	0,056
Ts +4,11	5,879	0,055
Ts +4,12	5,979	0,054
Ts +4,13	6,079	0,053



Gambar 3.2: Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah keras.

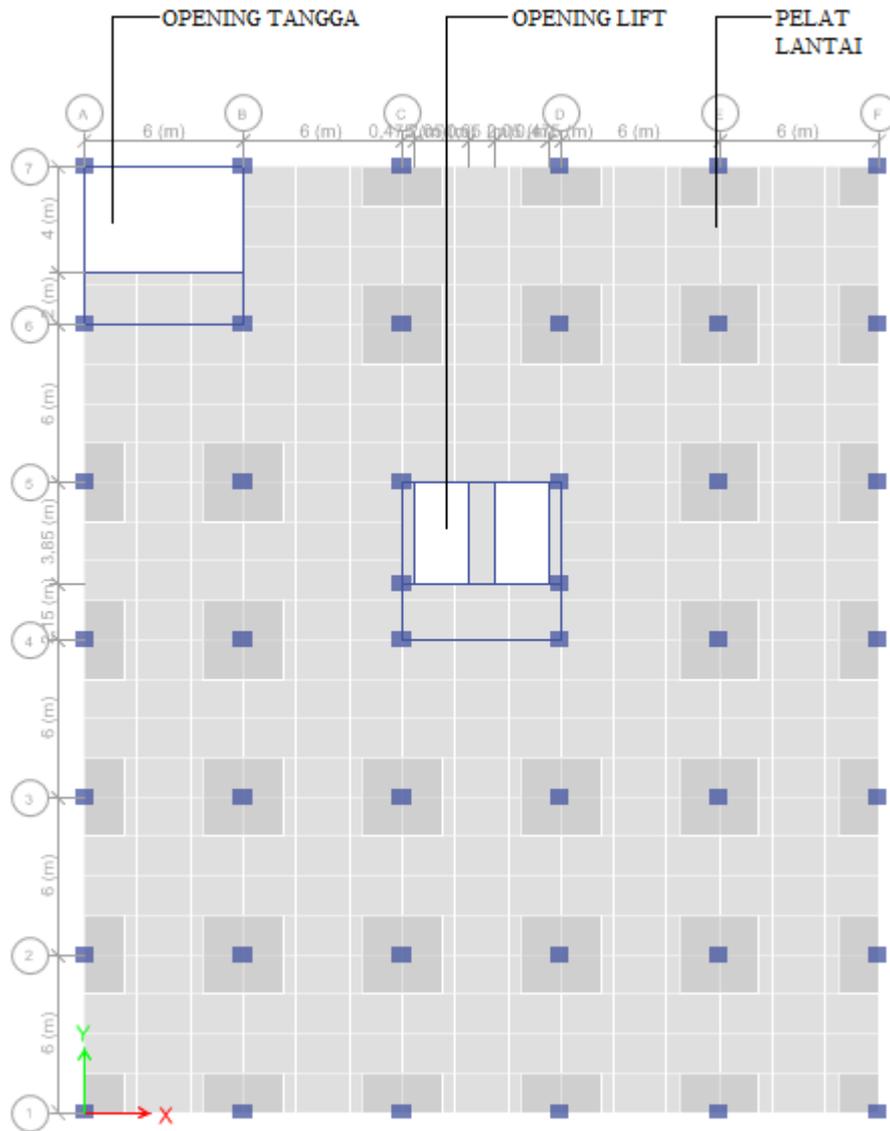
Dapat dilihat pada Tabel 3.1, bahwa respons spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar kegunaan SNI 1726:2012 mempunyai nilai 0,156detik untuk percepatan respons spektrum desain pada periode pendek, dan 0,779detik untuk parameter percepatan desain pada perioda 1 detik.

3.4. Pemodelan dan Analisis Struktur

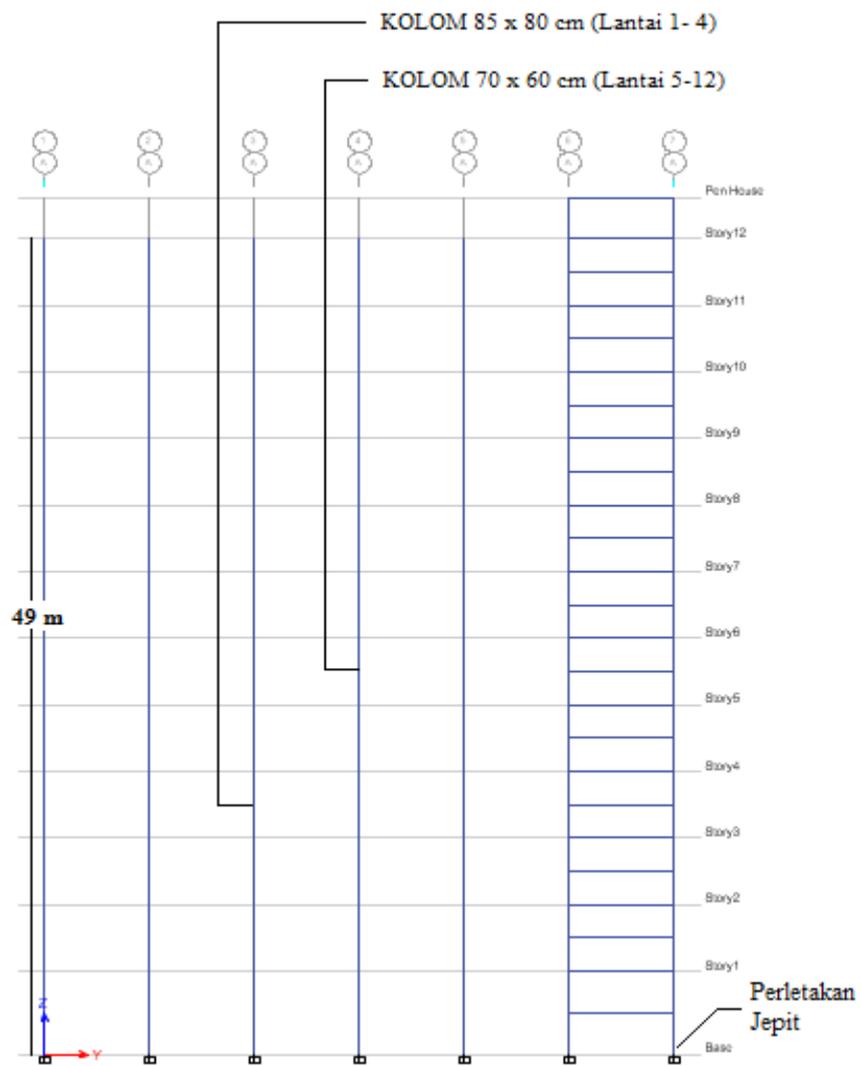
3.4.1. Pemodelan Gedung

Pada tugas akhir ini pemilihan jenis analisa yang digunakan yaitu prosedur analisis respon spektrum, dan gedung menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) terhadap pengaruh kekakuan struktur. Respon spektrum yang digunakan pada daerah Medan mengacu pada SNI 1726:2012 dengan jenis tanah keras, Bangunan dimodelkan dengan ketinggian gedung 49 meter. tinggi lantai pertama adalah 5 meter, dan tinggi lantai berikutnya yaitu lantai 2 sampai lantai 12 adalah 4 meter. Gedung yang pertama di modelkan dengan menggunakan sistem *Flat slab* seperti pada Gambar 3.3, 3.4, 3.5, gedung yang kedua dimodelkan dengan menggunakan sistem *Plate* seperti pada Gambar 3.6, 3.7, 3.8, sedangkan gedung yang ketiga dimodelkan dengan menggunakan

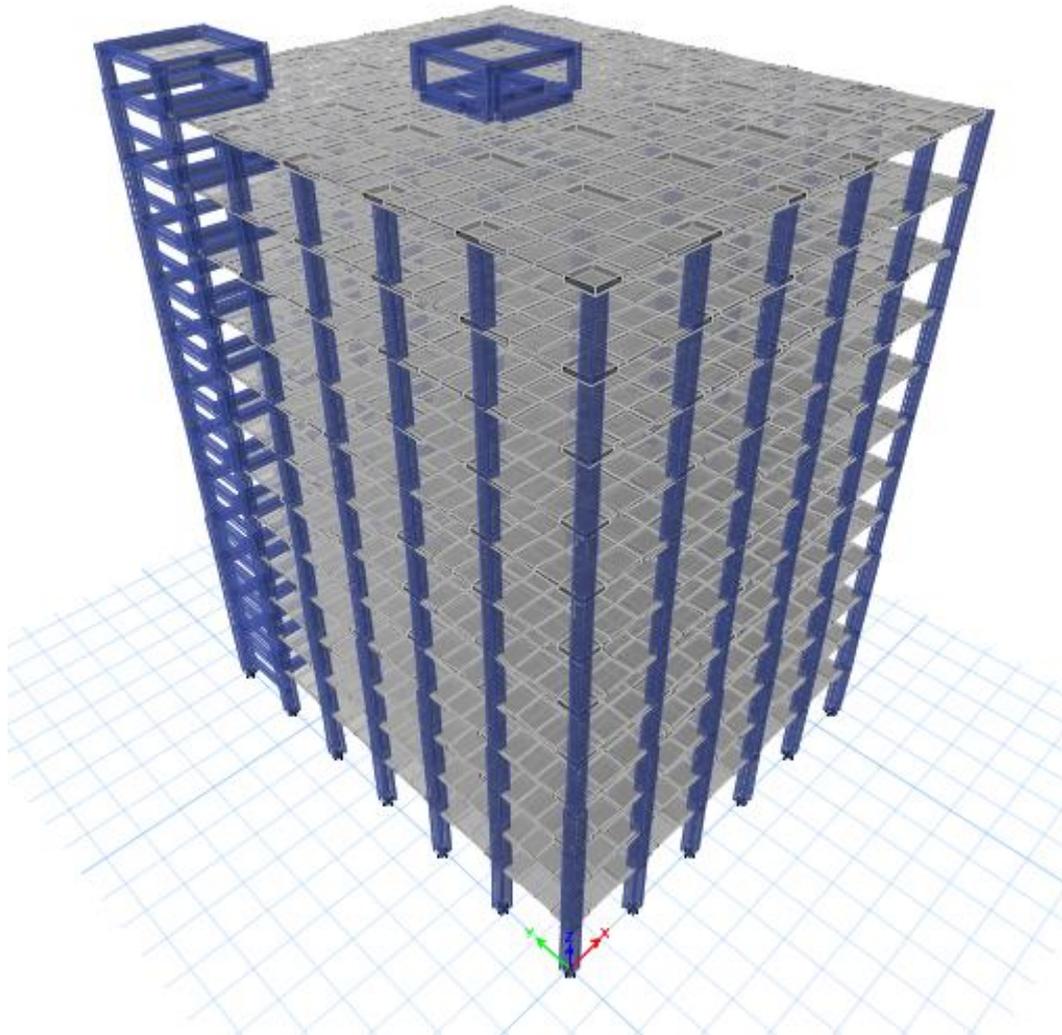
sistem *Waffle slab* seperti pada Gambar 3.9, 3.10, 3.11, ketiga model tersebut memiliki dimensi kolom dan balok yang berbeda pada lantai 1-4 dan lantai 5-12. Berdasarkan data di atas dapat dilihat ketiga Gambar pemodelan gedung tersebut:



Gambar 3.3: Denah struktur bangunan dengan sistem *Flat Slab*.



Gambar 3.4: Tampak samping portal struktur bangunan sistem *Flat slab*.

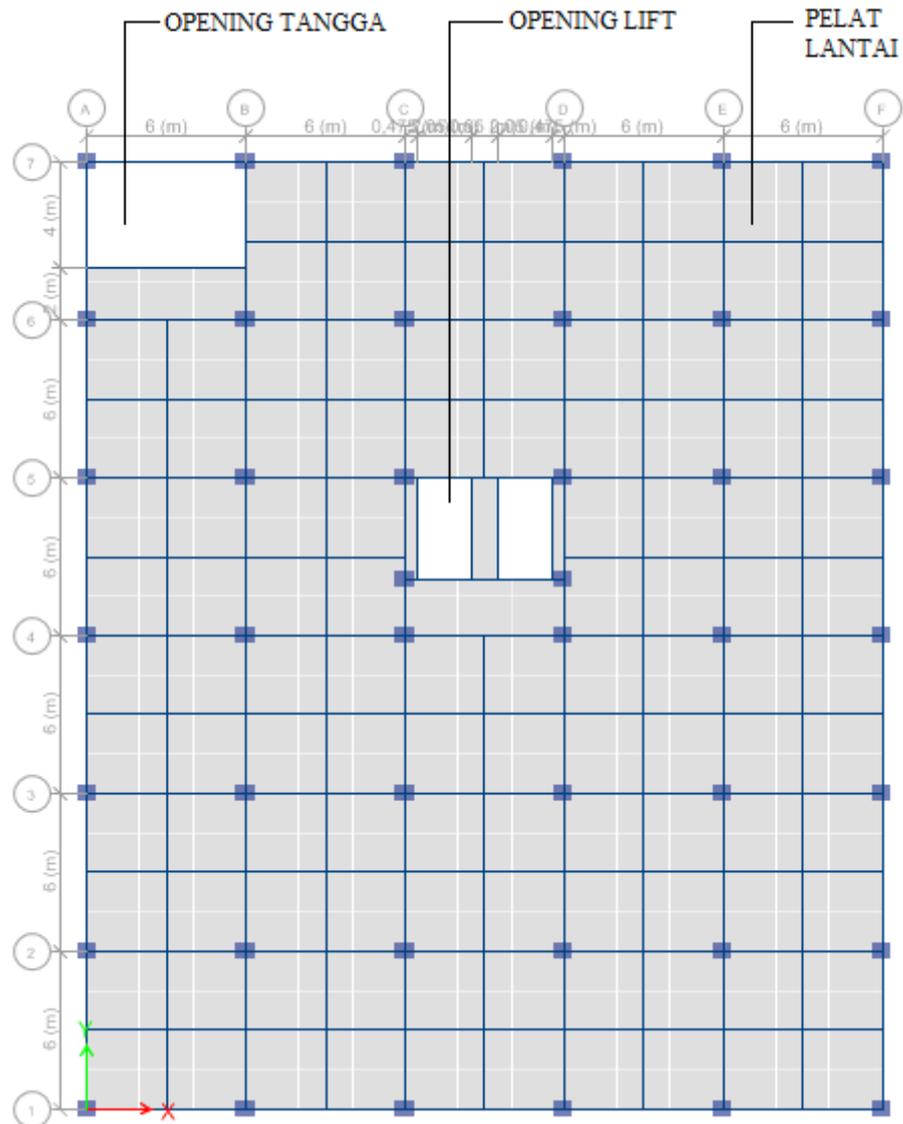


Gambar 3.5: Bentuk tipikal struktur portal model 1 dengan sistem *Flat slab*.

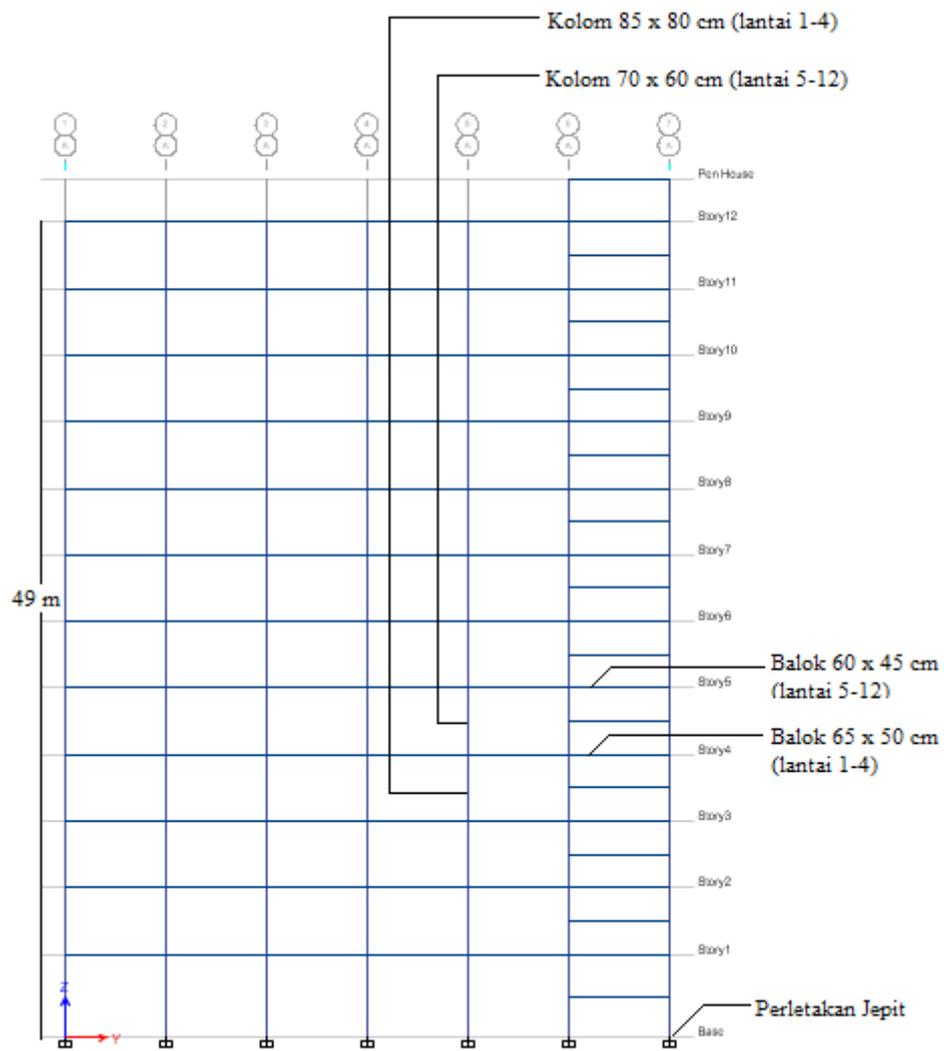
3.4.2. Data Perencanaan Struktur Model 1

1. Fungsi gedung perkantoran
2. Gedung terletak di kota Medan
3. Klasifikasi situs tanah keras (SC)
4. Gedung di kategorikan desain seismik (KDS) D
5. Jenis portal struktur gedung beton bertulang
6. Kuat tekan beton digunakan $f'_c = 40$ Mpa untuk kolom, $f'_c = 35$ Mpa untuk balok dan, $f'_c = 35$ Mpa untuk pelat lantai
7. Baja tulangan Bj.TD 40, $f'_y = 392$ Mpa

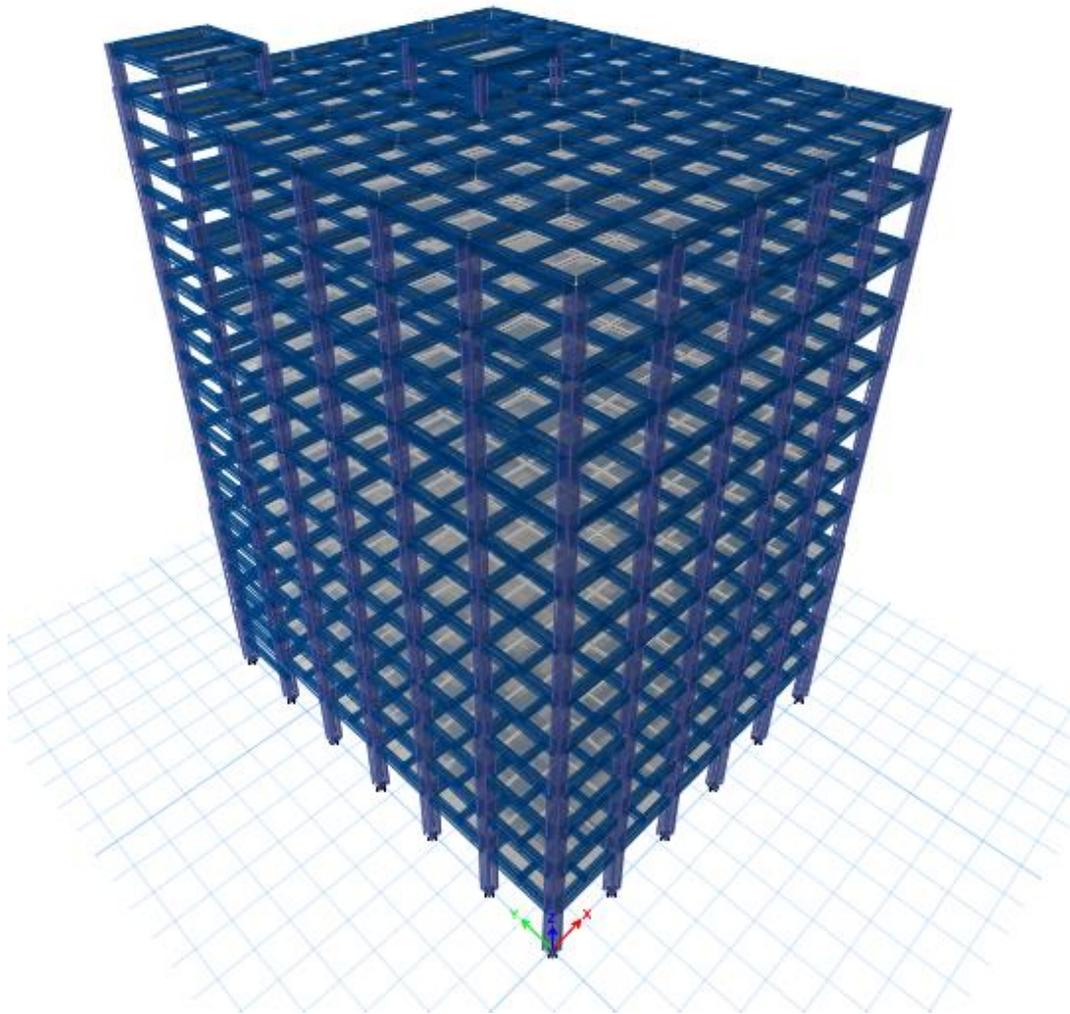
8. Gedung didesain menggunakan sistem *Flat slab*
9. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)



Gambar 3.6: Denah struktur bangunan dengan sistem *Plate*.



Gambar 3.7: Tampak samping portal struktur bangunan sistem *Plate*.

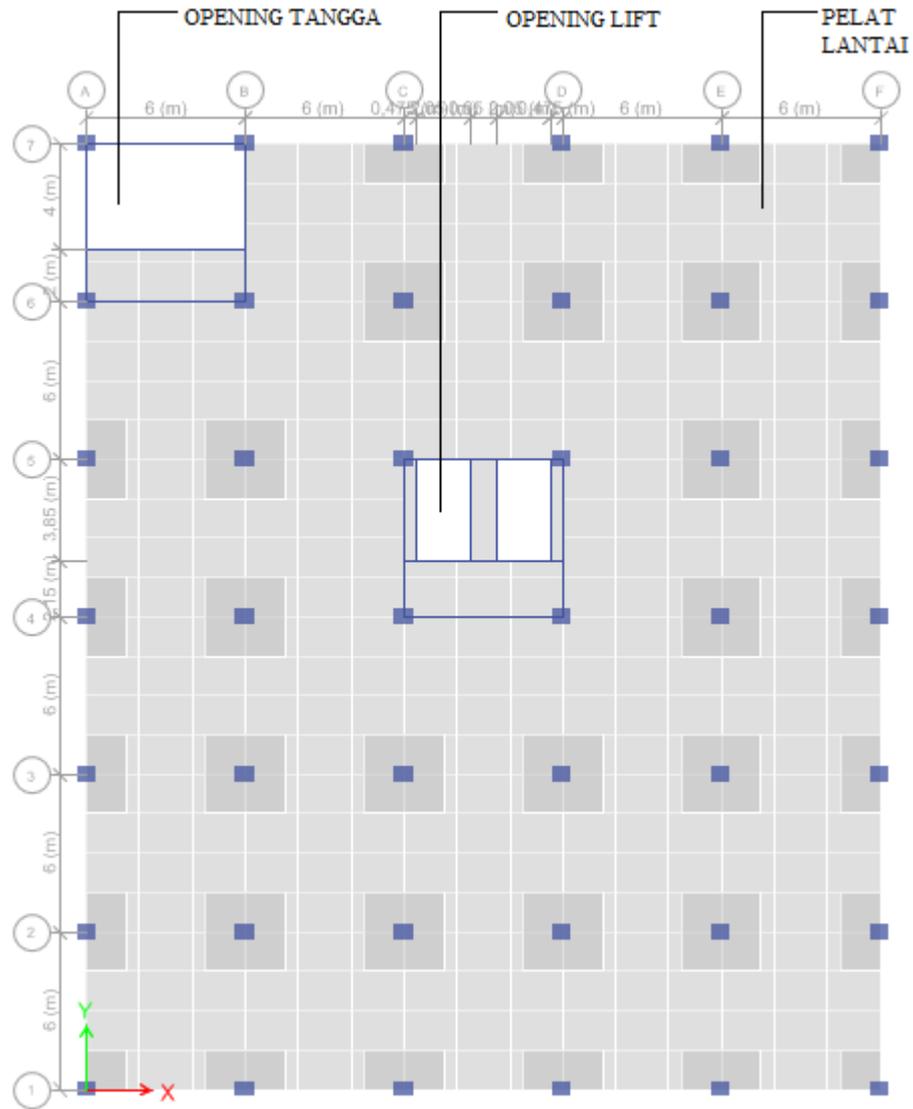


Gambar 3.8: Bentuk tipikal struktur portal model 2 dengan sistem *Plate*.

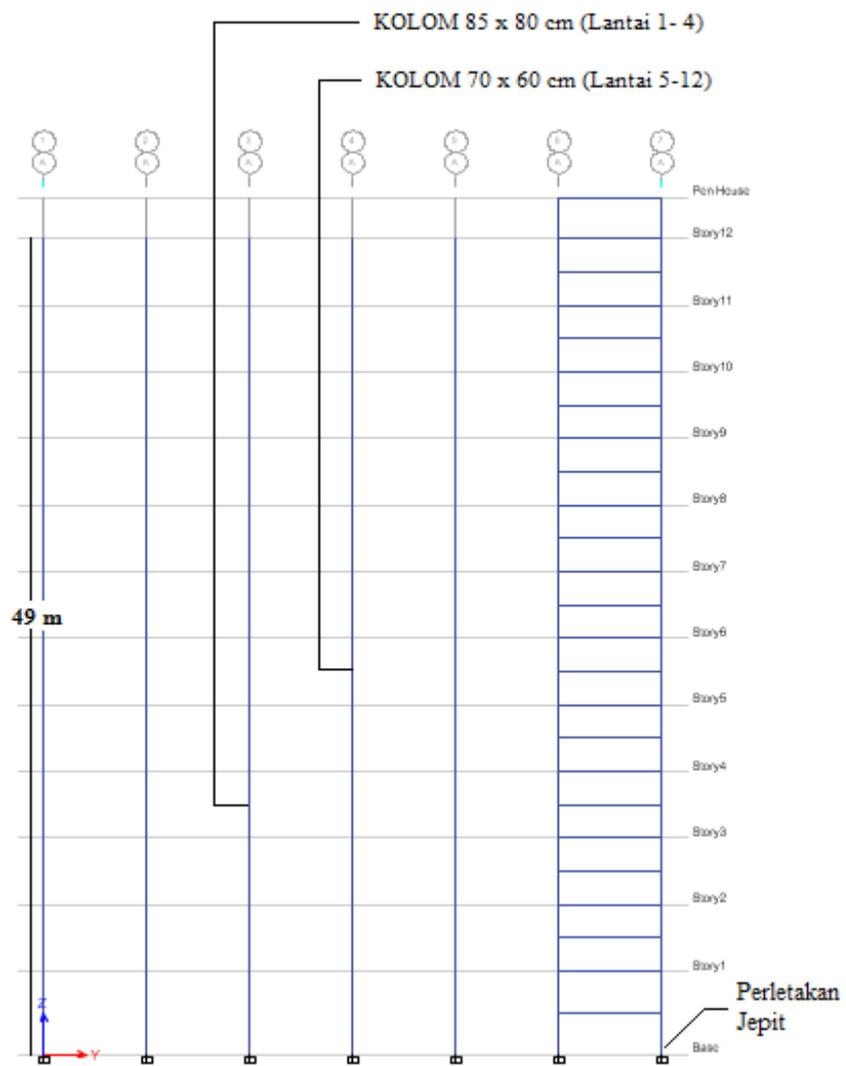
3.4.3. Data Perencanaan Struktur Model 2

1. Fungsi gedung perkantoran
2. Gedung terletak di kota Medan
3. Klasifikasi situs tanah keras (SC)
4. Gedung di kategorikan desain seismik (KDS) D
5. Jenis portal struktur gedung beton bertulang
6. Kuat tekan beton digunakan $f'_c = 40$ Mpa untuk kolom, $f'_c = 35$ Mpa untuk balok dan, $f'_c = 35$ Mpa untuk pelat lantai
7. Baja tulangan Bj.TD 40, $f'_y = 392$ Mpa

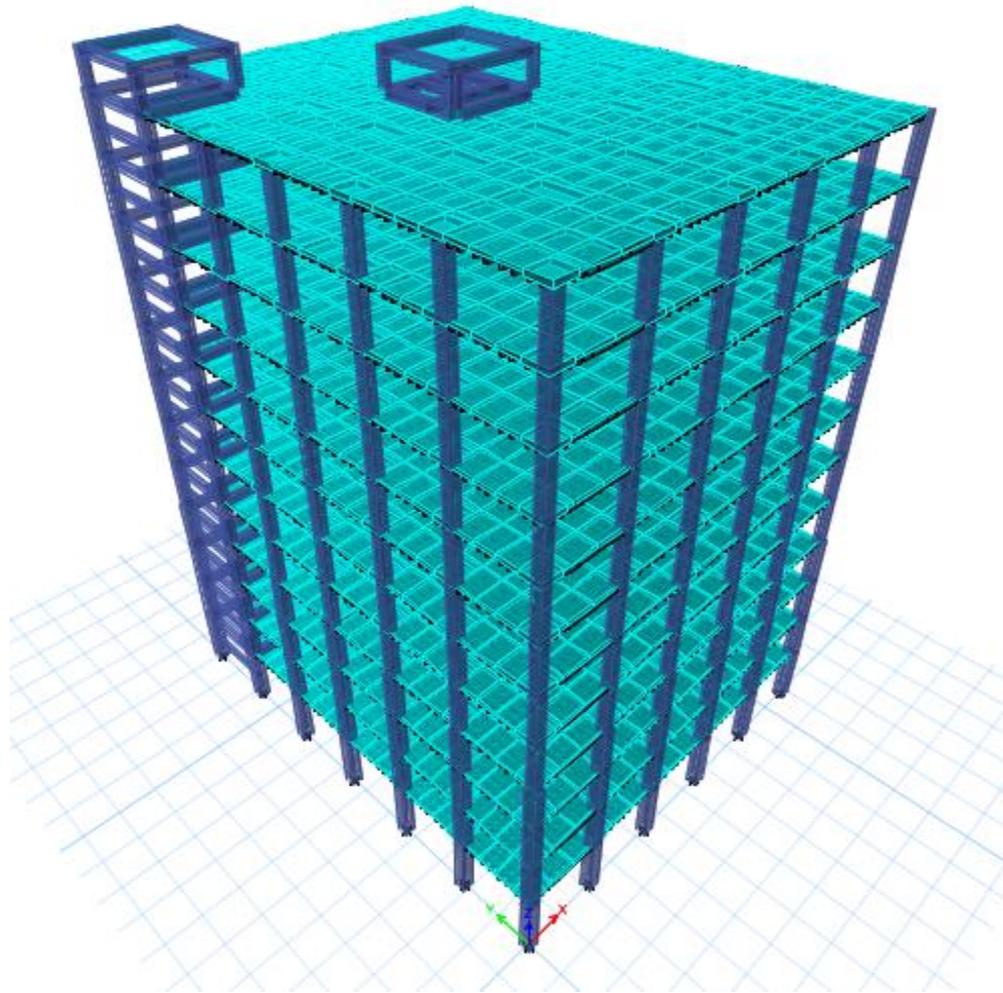
8. Gedung didesain menggunakan sistem *Plate*
9. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)



Gambar 3.9: Denah struktur bangunan dengan sistem *Waffle slab*.



Gambar 3.10: Tampak samping portal struktur bangunan sistem *Waffle slab*.



Gambar 3.11: Bentuk tipikal struktur portal model 3 dengan sistem *Waffle slab*.

3.4.4. Data Perencanaan Struktur Model 3

1. Fungsi gedung perkantoran
2. Gedung terletak di kota Medan
3. Klasifikasi situs tanah keras (SC)
4. Gedung di kategorikan desain seismik (KDS) D
5. Jenis portal struktur gedung beton bertulang
6. Kuat tekan beton digunakan $f'_c = 40$ Mpa untuk kolom, $f'_c = 35$ Mpa untuk balok dan, $f'_c = 35$ Mpa untuk pelat lantai
7. Baja tulangan Bj.TD 40, $f'_y = 392$ Mpa
8. Gedung didesain menggunakan sistem *Waffle slab*

9. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

3.4.5. Dimensi Kolom-Balok

Bangunan yang direncanakan adalah bangunan beraturan, sehingga kolom dan balok yang digunakan pada struktur bangunan adalah sama baik pada Model 1, Model 2, dan Model 3. Ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Tabel 3.2, sedangkan letak dan posisi dari masing-masing ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Gambar 3.4, 3.7, 3.10.

Tabel 3.2: Konfigurasi dan dimensi kolom-balok.

Konfigurasi Struktural	Dimensi profil	Mutu beton	Keterangan
Kolom 1	85 x 80 cm	Beton f'_c 40	Kolom 1 untuk lantai 1-4 di semua model
Kolom 2	70 x 60 cm	Beton f'_c 40	Kolom 2 untuk lantai 5-12 disemua model
Balok 1	65 x 50 cm	Beton f'_c 35	Balok 1 untuk lantai 1-4 di semua model
Balok 2	60 x 45 cm	Beton f'_c 35	Balok 2 untuk lantai 5-12 disemua model
Balok Anak	30 x 40 cm	Beton f'_c 35	Sama untuk semua model
Balok Lift	30 x 50 cm	Beton f'_c 35	Sama untuk semua model
Balok Lintel	30 x 50 cm	Beton f'_c 35	Sama untuk semua model

3.4.6. Tebal Pelat Lantai

3.4.6.1 Tebal Pelat Lantai Sistem *Plate*

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

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

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

dimana :

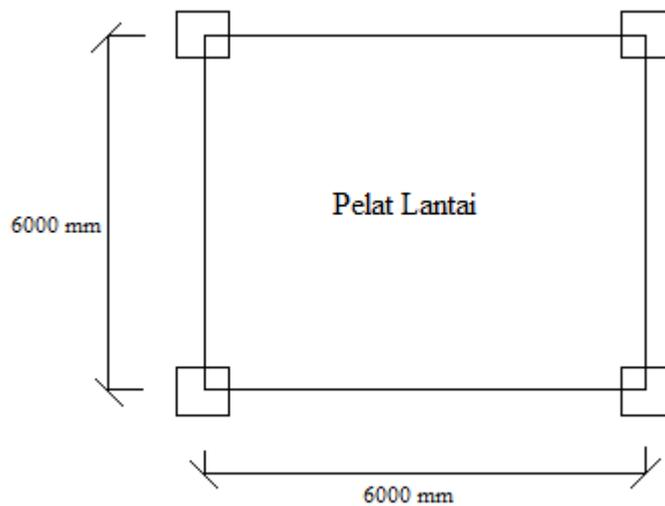
h = ketebalan pelat lantai (mm)

f_y = mutu baja (MPa)

$$ln = \frac{l_y}{l_x} (\text{mm})$$

l_y = Panjang arah sumbu y

l_x = Panjang arah sumbu x



Gambar 3.12: Dimensi pelat lantai.

$$L_y = 6000 \text{ mm}$$

$$L_x = 6000 \text{ mm}$$

$$h_{min} = \frac{6000 \times (0,8 + \frac{400}{1500})}{36 + 9 \times (\frac{6000}{6000})} = 142,22 \text{ mm}$$

$$h_{maks} = \frac{6000 \times (0,8 + \frac{400}{1500})}{36} = 177,77 \text{ mm}$$

Dikarenakan luasan pelat terlalu besar, maka pada pemodelan dipasang balok anak pada tengah bentang sehingga dimensi L_x dan L_y adalah 3000 mm, sehingga ketebalan pelat yang digunakan adalah 160 mm untuk lantai 1-4 dan ketebalan pelat untuk lantai 5-12 adalah 150 mm.

3.4.6.2 Tebal Pelat Lantai Sistem *Flat slab*

Penentuan tebal pelat lantai menggunakan rumus SNI 2847-2013 ayat 9 butir 5 sub butir 3 adalah sebagai berikut:

Tegangan leleh, f_y MPa [†]	Tanpa penebalan [‡]			Dengan penebalan [‡]		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]	
280	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 40$	$\ell_n / 40$
420	$\ell_n / 30$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$
520	$\ell_n / 28$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 34$	$\ell_n / 34$

^{*} Untuk konstruksi dua arah, ℓ_n adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasus yang lain.
[†] Untuk f_y , antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier.
[‡] Panel drop didefinisikan dalam 13.2.5.
[§] Pelat dengan balok di antara kolom-kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai α_f untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

Gambar 3.13: Tebal minimum pelat tanpa balok interior.

Untuk pelat tanpa balok interior yang membentang diantara tumpuan dan mempunyai rasio bentang panjang terhadap bentang pendek di rancang dengan penebalan panel eksterior, tanpa balok pinggir dan memiliki tegangan leleh f_y 420 MPa. Maka tebal pelat:

$$\ell_n/33 = (6000 \text{ mm})/33 = 181,8 \text{ mm}$$

3.4.6.3 Tebal Pelat Lantai Sistem *Waffle slab*

Penentuan tebal pelat lantai menggunakan peraturan SNI 2847-2013 ayat 8 butir 13 bahwa tebal slab tidak boleh kurang dari 100 mm. Oleh sebab itu struktur gedung dengan sistem Waffle slab akan dirancang dengan menggunakan tebal minimum pelat yaitu 100 mm.

3.4.7. Analisis Pembebanan Struktur

Perencanaan pembebanan pada struktur yang dihitung berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPPURG 1987) dan SNI 1721:2013. Pembebanan yang digunakan antara lain:

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 3.3: Berat material struktur gedung.

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

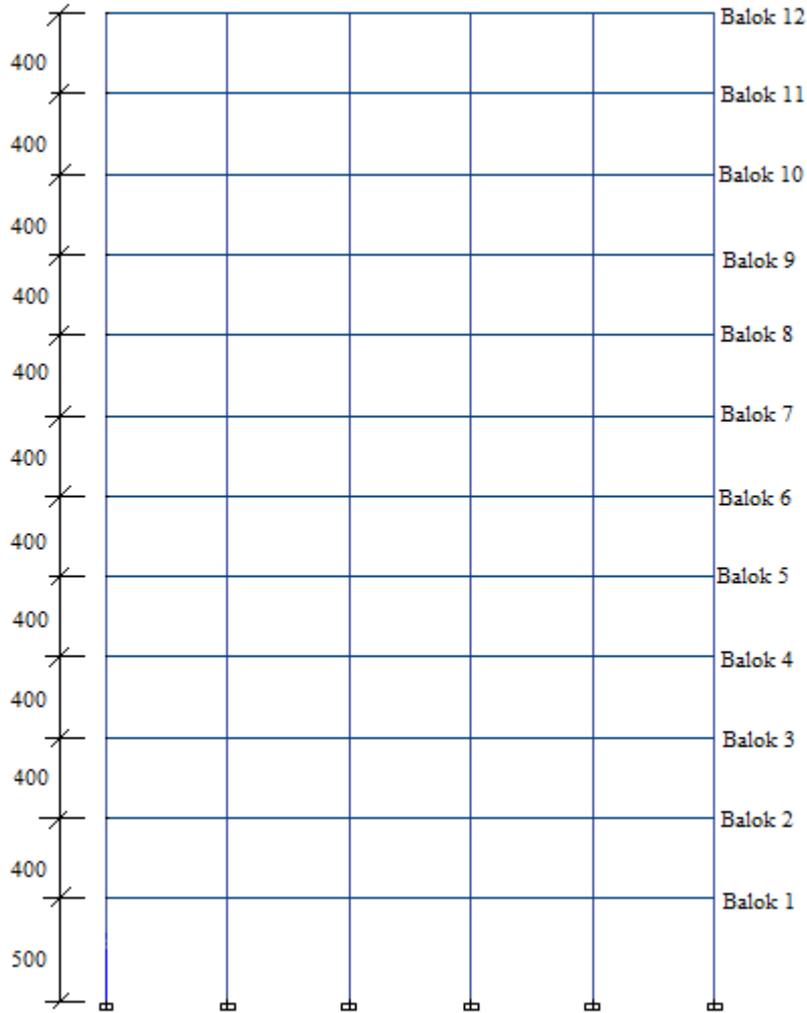
Tabel 3.4: Berat tambahan komponen struktur gedung.

Beban Mati	Besarnya
Adukan semen 2,5cm dari semen	42 kg/m ²
Dinding batako 15 cm	300 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²
Plafond dan penggantung	18 kg/m ²
M & E	60 kg/m ²

- Beban Pada Dinding

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

berat dinding batako pada balok digunakan metode perhitungan beban dinding berdasarkan level lantai. Metode perhitungan dapat dilihat pada Gambar 3.14.



Gambar 3.14: Metode perhitungan beban dinding.

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

Tabel 3.5: *Lanjutan.*

Balok penerima beban	Beban	Level lantai
	(kg/ m ²)	(meter)
Balok Lantai 2	1200	4
Balok Lantai 3	1200	4
Balok Lantai 4	1200	4
Balok Lantai 5	1200	4
Balok Lantai 6	1200	4
Balok Lantai 7	1200	4
Balok Lantai 8	1200	4
Balok Lantai 9	1200	4
Balok Lantai 10	1200	4
Balok Lantai 11	1200	4
Balok Lantai 12	600	4

2. 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 3.6 sebagai berikut:

Tabel 3.6: 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

- **Pembebanan Pada Tangga**

Untuk beban tangga sendiri dilakukan analisa struktur dengan bantuan program *software* SAP 2000 v.19 dan hasil reaksi perletakan dari analisa struktur tersebut akan dijadikan beban terpusat yang diletakkan di balok lintel dan balok induk, maka nilai beban tangga disajikan dalam Tabel 3.7.

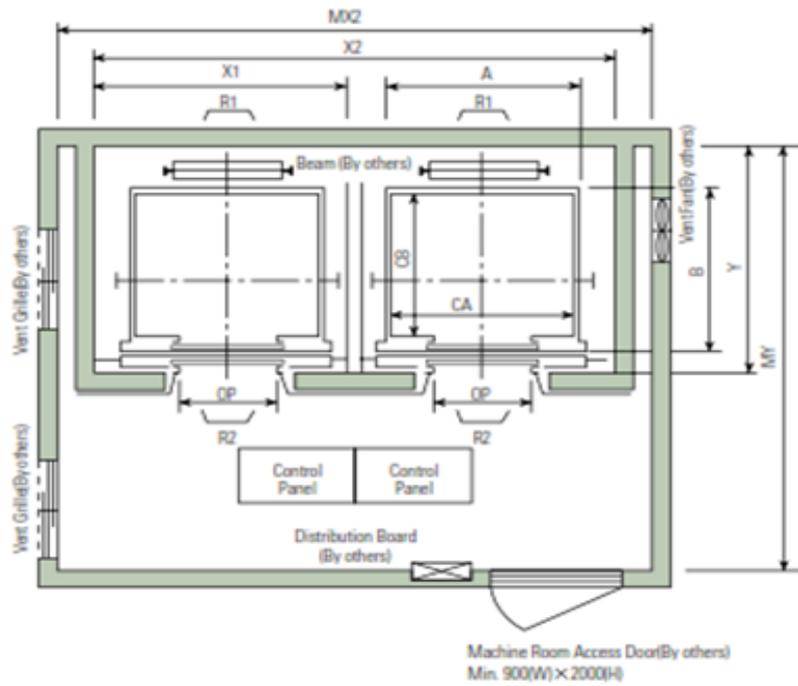
Tabel 3.7: Beban tangga akibat reaksi perletakan di balok lintel dan balok induk.

Beban Mati		
1. Untuk Base ke Lt 1	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	5,78	kN
Reaksi di balok induk	80,66	kN
2. Untuk Lt 1 ke Lt 12	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	8,76	kN
Reaksi di balok induk	74,33	kN
Beban Hidup		
1. Untuk Base ke Lt 1	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	6,34	kN
Reaksi di balok induk	50,41	kN
2. Untuk Lt 1 ke Lt 12	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	7,3	kN
Reaksi di balok induk	53,49	kN

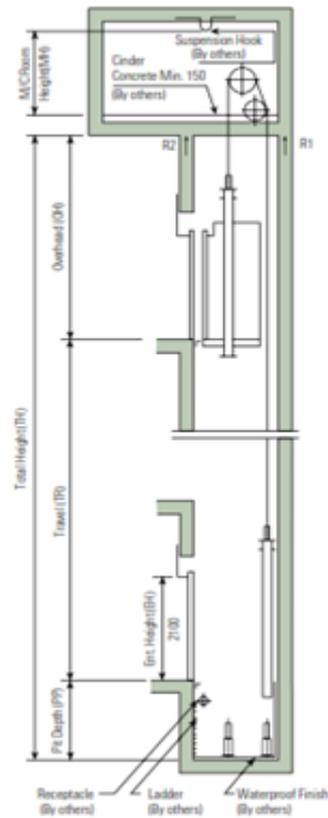
- Pembebanan Pada Lift

Pada perencanaan balok lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yang terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung. Pada bangunan ini menggunakan lift penumpang dengan data-data sesuai brosur sebagai berikut:

- *Type Lift* : Passenger Elevators
- Merek : Hyundai
- Kapasitas : 15 Orang/1000 kg
- Lebar pintu (*Opening width*) : 900 mm
- Dimensi ruang luncur (*Hoistway inside*) 2 Car : 4400 x 2130
- Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal* : 1600 x 1500
 - External* : 1660 x 1655
- Dimensi ruang mesin (2 Car) : 4400 x 3850
- Beban reaksi ruang mesin
 - R₁ : 5450 kg
 - R₂ : 4300 kg



Gambar 3.15: Denah lift.



Gambar 3.16: Potongan melintang lift.

3.4.7.1 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.

3.4.8. 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 dilihat pada Tabel 3.8.

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

Lantai	V_x (kN)	V_y kN	35 % V_x Base Shear	35 % V_y Base Shear	Kontrol	Kontrol
Lt 12	573,390	573,390	1052,085	1052,085	NOT OKE	NOT OKE
Lt 11	1111,162	1111,162	1052,085	1052,085	OKE	OKE
Lt 10	1564,569	1564,569	1052,085	1052,085	OKE	OKE
Lt 9	1940,204	1940,204	1052,085	1052,085	OKE	OKE
Lt 8	2244,772	2244,772	1052,085	1052,085	OKE	OKE
Lt 7	2485,109	2485,109	1052,085	1052,085	OKE	OKE
Lt 6	2668,198	2668,198	1052,085	1052,085	OKE	OKE
Lt 5	2801,201	2801,201	1052,085	1052,085	OKE	OKE
Lt 4	2899,702	2899,702	1052,085	1052,085	OKE	OKE
Lt 3	2962,210	2962,210	1052,085	1052,085	OKE	OKE
Lt 2	2994,065	2994,065	1052,085	1052,085	OKE	OKE
Lt 1	3005,957	3005,957	1052,085	1052,085	OKE	OKE
Base	0	0	0	0		

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 2.

Lantai	V _x (kN)	V _y kN	35 % V _x Base Shear	35 % V _y Base Shear	Kontrol	Kontrol
Lt 12	465,999	465,999	806,195	806,195	NOT OKE	NOT OKE
Lt 11	872,968	872,968	806,195	806,195	OKE	OKE
Lt 10	1216,093	1216,093	806,195	806,195	OKE	OKE
Lt 9	1500,362	1500,362	806,195	806,195	OKE	OKE
Lt 8	1730,850	1730,850	806,195	806,195	OKE	OKE
Lt 7	1912,730	1912,730	806,195	806,195	OKE	OKE
Lt 6	2051,286	2051,286	806,195	806,195	OKE	OKE
Lt 5	2151,938	2151,938	806,195	806,195	OKE	OKE
Lt 4	2224,292	2224,292	806,195	806,195	OKE	OKE
Lt 3	2270,778	2270,778	806,195	806,195	OKE	OKE
Lt 2	2294,469	2294,469	806,195	806,195	OKE	OKE
Lt 1	2303,416	2303,416	806,195	806,195	OKE	OKE
Base	0	0	0	0		

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.

Tabel 3.10: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* redundansi 1 Model 3.

Lantai	V _x (kN)	V _y kN	35 % V _x Base Shear	35 % V _y Base Shear	Kontrol	Kontrol
Lt 12	563,478	563,478	968,252	968,252	NOT OKE	NOT OKE
Lt 11	1052,117	1052,117	968,252	968,252	OKE	OKE
Lt 10	1464,100	1464,100	968,252	968,252	OKE	OKE
Lt 9	1805,415	1805,415	968,252	968,252	OKE	OKE
Lt 8	2082,157	2082,157	968,252	968,252	OKE	OKE
Lt 7	2300,536	2300,536	968,252	968,252	OKE	OKE
Lt 6	2466,897	2466,897	968,252	968,252	OKE	OKE
Lt 5	2587,748	2587,748	968,252	968,252	OKE	OKE
Lt 4	2673,626	2673,626	968,252	968,252	OKE	OKE

Tabel 3.10: Lanjutan.

Lantai	V_x (kN)	V_y kN	35 % V_x Base Shear	35 % V_y Base Shear	Kontrol	Kontrol
Lt 3	2728,261	2728,261	968,252	968,252	OKE	OKE
Lt 2	2756,105	2756,105	968,252	968,252	OKE	OKE
Lt 1	2766,434	2766,434	968,252	968,252	OKE	OKE
Base	0	0	0	0		

Berdasarkan tabel 3.10, 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.

3.4.9. 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 dan SNI 1727:2013. Untuk Pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0,417$ diperoleh dari subbab 3.3, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.11.

Tabel 3.11: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,417$.

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	1,31	DL	1	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 4	1,09	DL	1	LL	-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 5	1,14	DL	1	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 6	1,26	DL	1	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 7	1,31	DL	1	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 8	1,09	DL	1	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 9	1,26	DL	1	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 10	1,14	DL	1	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 11	1,01	DL	0	LL	0,39	EX	1,3	EY

Tabel 3.11: *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		koefisien	
Kombinasi 12	0,79	DL	0	LL	-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 13	0,84	DL	0	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 14	0,96	DL	0	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 15	1,01	DL	0	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 16	0,79	DL	0	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 17	0,96	DL	0	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 18	0,84	DL	0	LL	-1,3	EX	0,39	EY

3.4.10. Analisis Respons 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 ntuk masing-masing ragam respons harus dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan spektrum respons.

Analisis spektrum respons ragam dilakukan dengan menggunakan software ETABS v.16. 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 dari hasil analisis oleh program analisis struktur terhadap pelat diafragma suatu gedung dengan perbandingan sistem *flat slab*, *plate*, dan *waffle slab* menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, bab ini menjelaskan hasil kontrol dan pembahasan yang berdasarkan SNI 1726:2012.

4.2. Hasil Analisis Model 1

4.2.1. Analisis Respons Spektrum Ragam

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 *Flat slab*. 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 analisis struktur Model 1.

<i>Modal Participating Mass Ratio</i>				
<i>Mode</i>	<i>Period</i> sec	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum RZ</i>
1	2,824	0,7336	8,16E-06	0,02
2	2,741	1,999E-06	0,7514	0,0006
3	2,638	0,0212	0,0006	0,7262
4	0,916	0,1096	2,05E-05	0,0072
5	0,897	0,0001	0,1202	0,0006

Tabel 4.1: Lanjutan.

<i>Mode</i>	<i>Period</i> sec	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum RZ</i>
6	0,86	0,0057	0,0005	0,1113
7	0,503	0,0379	0,0046	0,0048
8	0,501	0,005	0,0417	8,74E-06
9	0,473	0,004	0,0004	0,0436
10	0,325	0,0001	0,0264	0,0003
11	0,319	0,0258	0,0002	0,0026
12	0,301	0,0028	0,0002	0,0261

4.2.2. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.2.

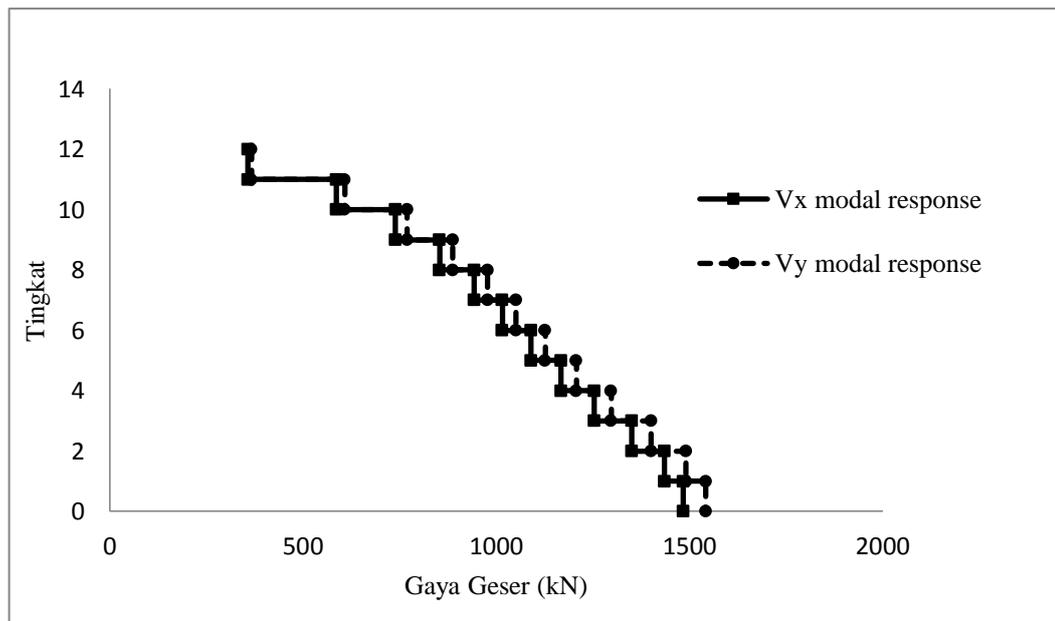
Tabel 4.2: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 1.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
12	49	<i>Top</i>	357,318	365,972
		<i>Bottom</i>	357,318	365,972
11	45	<i>Top</i>	586,263	607,782
		<i>Bottom</i>	586,263	607,782
10	41	<i>Top</i>	739,023	769,394
		<i>Bottom</i>	739,023	769,394
9	37	<i>Top</i>	853,531	887,401
		<i>Bottom</i>	853,531	887,401
8	33	<i>Top</i>	942,716	977,416
		<i>Bottom</i>	942,716	977,416
7	29	<i>Top</i>	1015,712	1051,004
		<i>Bottom</i>	1015,712	1051,004
6	25	<i>Top</i>	1089,916	1126,720
		<i>Bottom</i>	1089,916	1126,720
5	21	<i>Top</i>	1167,674	1207,202
		<i>Bottom</i>	1167,674	1207,202
4	17	<i>Top</i>	1253,282	1297,410

Tabel 4.2: Lanjutan.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
		<i>Bottom</i>	1253,282	1297,410
3	13	<i>Top</i>	1350,442	1400,890
		<i>Bottom</i>	1350,442	1400,890
2	9	<i>Top</i>	1435,556	1490,822
		<i>Bottom</i>	1435,556	1490,822
1	5	<i>Top</i>	1483,981	1542,118
		<i>Bottom</i>	1483,981	1542,118
0	0	<i>Top</i>	0,000	0,000
		<i>Bottom</i>	0,000	0,000

Berdasarkan nilai-nilai yang didapat dari perhitungan analisis struktur yang ditunjukkan pada Tabel 4.2, maka grafik perbandingan nilai gaya geser arah X dan arah Y disajikan pada Gambar 4.1.



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

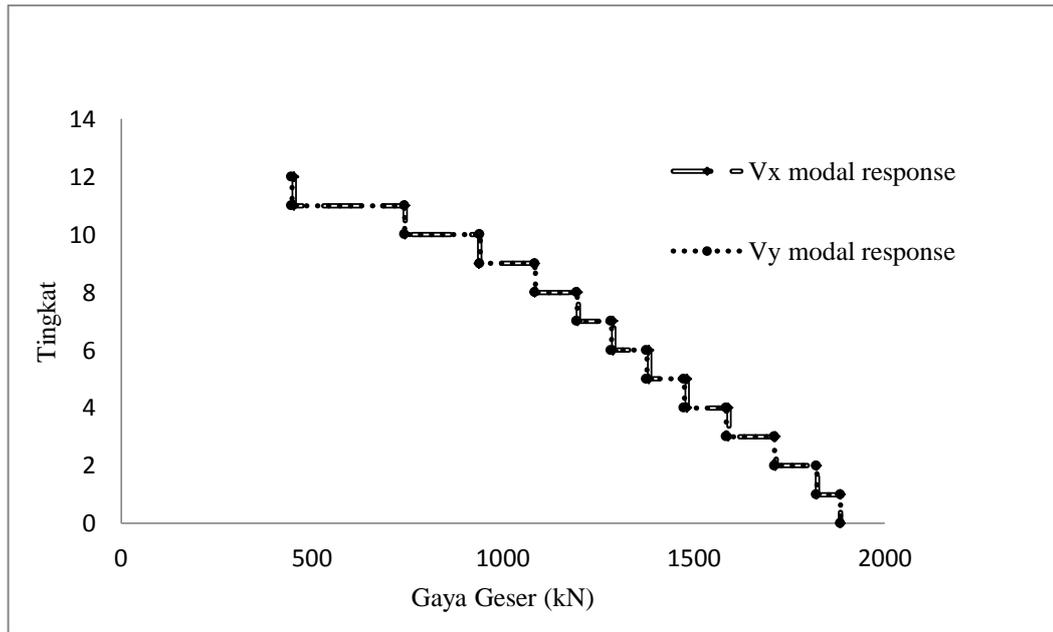
Berdasarkan Lampiran B3, gaya geser dasar respon ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar statik ekuivalen (V_l), sehingga gaya geser dasar pada

Tabel 4.2 harus dikalikan dengan faktor skala. Tabel 4.3 menunjukkan hasil dari gaya geser lantai yang telah dikalikan faktor skala.

Tabel 4.3: Nilai gaya geser pada setiap lantai yang telah dikalikan faktor skala.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
12	49	<i>Top</i>	453,655	447,126
		<i>Bottom</i>	453,655	447,126
11	45	<i>Top</i>	744,327	742,557
		<i>Bottom</i>	744,327	742,557
10	41	<i>Top</i>	938,273	940,007
		<i>Bottom</i>	938,273	940,007
9	37	<i>Top</i>	1083,653	1084,181
		<i>Bottom</i>	1083,653	1084,181
8	33	<i>Top</i>	1196,884	1194,157
		<i>Bottom</i>	1196,884	1194,157
7	29	<i>Top</i>	1289,560	1284,063
		<i>Bottom</i>	1289,560	1284,063
6	25	<i>Top</i>	1383,771	1376,569
		<i>Bottom</i>	1383,771	1376,569
5	21	<i>Top</i>	1482,493	1474,898
		<i>Bottom</i>	1482,493	1474,898
4	17	<i>Top</i>	1591,182	1585,110
		<i>Bottom</i>	1591,182	1585,110
3	13	<i>Top</i>	1714,537	1711,536
		<i>Bottom</i>	1714,537	1711,536
2	9	<i>Top</i>	1822,599	1821,410
		<i>Bottom</i>	1822,599	1821,410
1	5	<i>Top</i>	1884,081	1884,081
		<i>Bottom</i>	1884,081	1884,081
0	0	<i>Top</i>	0,000	0,000
		<i>Bottom</i>	0,000	0,000

Berdasarkan nilai-nilai yang didapat dari hasil perkalian yang menggunakan faktor skala yang ditunjukkan pada Tabel 4.3, maka grafik perbandingan nilai gaya geser lantai yang telah dikalikan faktor skala arah X dan arah Y disajikan pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2: Diagram nilai gaya geser lantai respon spektrum yang telah dikalikan faktor skala Model 1.

4.2.3. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai merupakan selisih dari nilai defleksi pada pusat massa gedung antara lantai teratas 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 4.4 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 1.

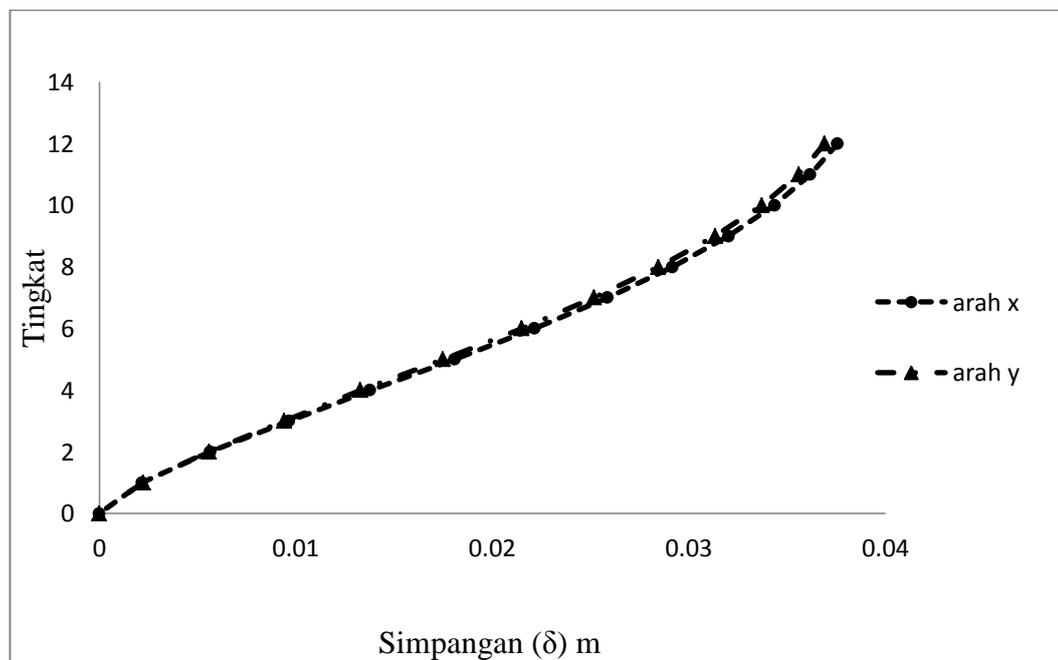
Tabel 4.4: Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e * C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a/\rho$ (m)	Ce k	Ce k
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (m)	X (m)	Y (m)		X	Y
12	4	0,038	0,037	0,21	0,20	0,01	0,01	61,54	OK	OK
11	4	0,036	0,036	0,20	0,20	0,01	0,01	61,54	OK	OK
10	4	0,034	0,034	0,19	0,19	0,01	0,01	61,54	OK	OK
9	4	0,032	0,031	0,18	0,17	0,02	0,02	61,54	OK	OK

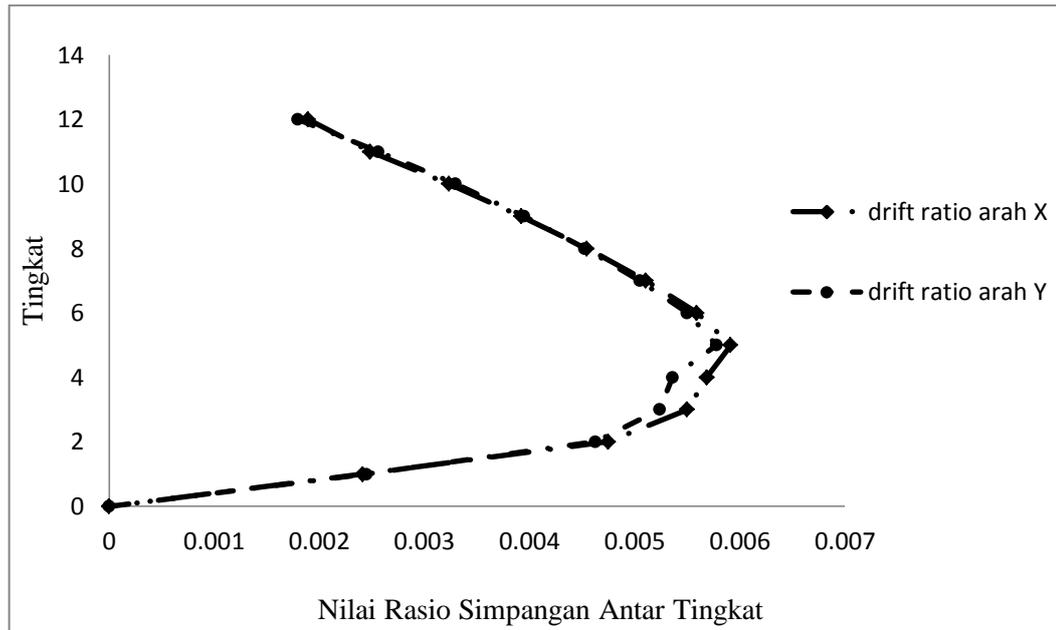
Tabel 4.4: Lanjutan.

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X	Y	X	Y	X	Y	Δ/ρ (m)	X	Y
		(mm)	(mm)	(mm)	(m)	(m)	(m)			
8	4	0,029	0,028	0,16	0,16	0,02	0,02	61,54	OK	OK
7	4	0,026	0,025	0,14	0,14	0,02	0,02	61,54	OK	OK
6	4	0,022	0,021	0,12	0,12	0,02	0,02	61,54	OK	OK
5	4	0,018	0,017	0,10	0,10	0,02	0,02	61,54	OK	OK
4	4	0,014	0,013	0,08	0,07	0,02	0,02	61,54	OK	OK
3	4	0,010	0,009	0,05	0,05	0,02	0,02	61,54	OK	OK
2	4	0,006	0,006	0,03	0,03	0,02	0,02	61,54	OK	OK
1	5	0,002	0,002	0,01	0,01	0,01	0,01	76,92	OK	OK
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

Berdasarkan nilai simpangan yang ditunjukkan pada Tabel 4.4, maka grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* disajikan pada Gambar 4.3 dan Gambar 4.4.



Gambar 4.3: Perbandingan simpangan respon spektrum Model 1.



Gambar 4.4: Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 1.

Berdasarkan Lampiran B3, gaya geser dasar respon ragam (V_r) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar statik ekuivalen (V_l), sehingga simpangan antar lantai pada Tabel 4.4 harus dikalikan dengan faktor skala. Tabel 4.5 menunjukkan hasil dari simpangan antar lantai yang telah dikalikan faktor skala.

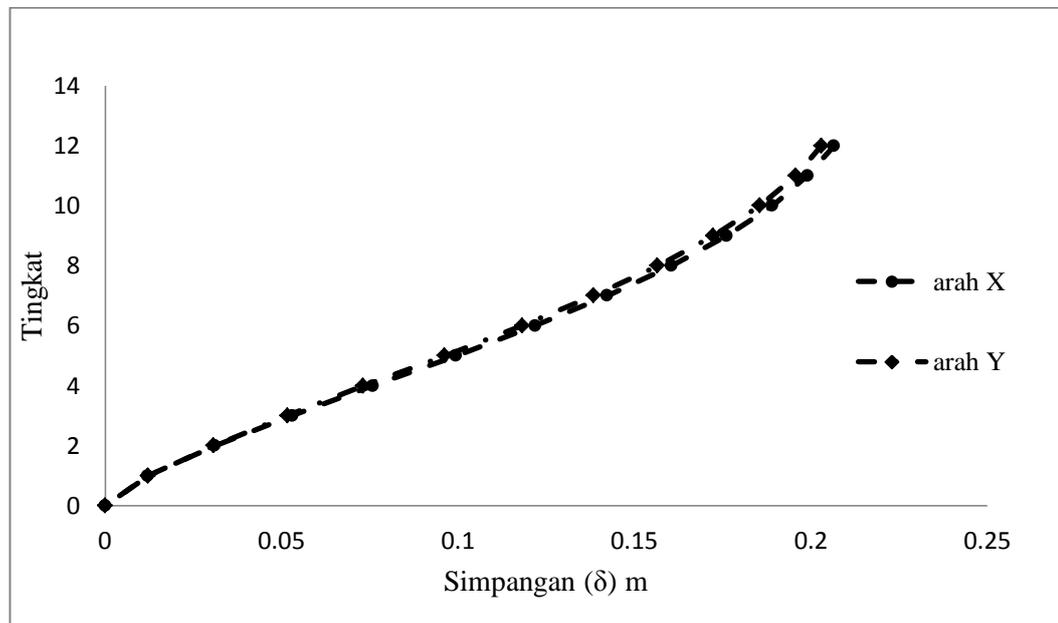
Tabel 4.5: Nilai simpangan antar lantai yang telah dikalikan faktor skala berdasarkan SNI 1726:2012.

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e * C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a/\rho$ (mm)	Ce k	Ce k
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)		X	Y
12	4	0,04	0,04	0,21	0,20	0,01	0,01	61,54	OK	OK
11	4	0,04	0,04	0,20	0,20	0,01	0,01	61,54	OK	OK
10	4	0,03	0,03	0,19	0,19	0,02	0,02	61,54	OK	OK
9	4	0,03	0,03	0,18	0,17	0,02	0,02	61,54	OK	OK
8	4	0,03	0,03	0,16	0,16	0,02	0,02	61,54	OK	OK
7	4	0,03	0,03	0,14	0,14	0,03	0,02	61,54	OK	OK
6	4	0,02	0,02	0,12	0,12	0,03	0,03	61,54	OK	OK
5	4	0,02	0,02	0,10	0,10	0,03	0,03	61,54	OK	OK
4	4	0,01	0,01	0,08	0,07	0,03	0,03	61,54	OK	OK
3	4	0,01	0,01	0,05	0,05	0,03	0,03	61,54	OK	OK

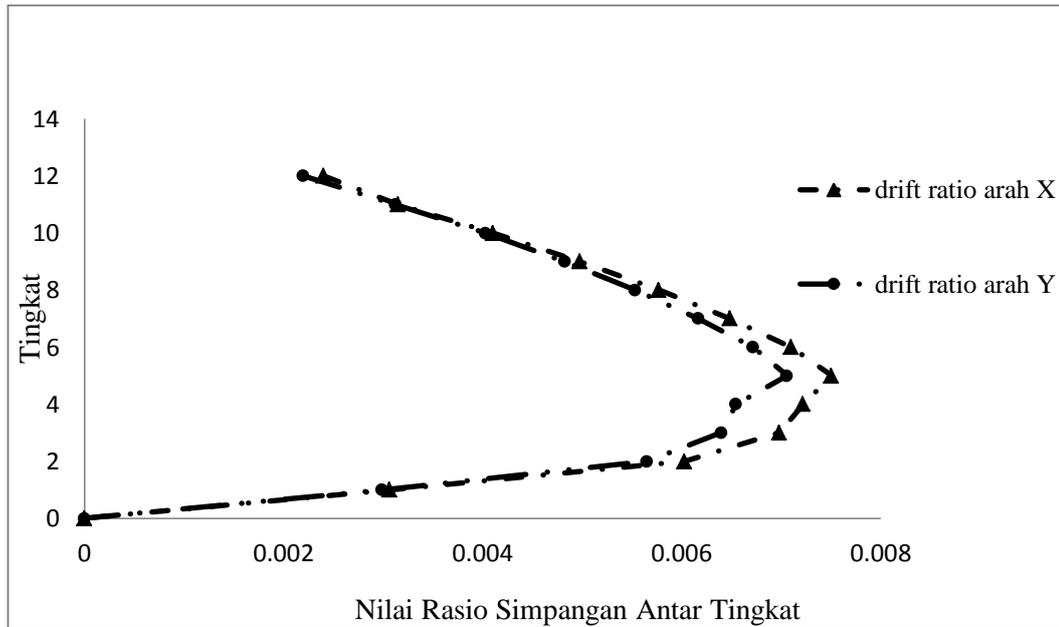
Tabel 4.5: Lanjutan.

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Ce k	Ce k
		X	Y	X	Y	X	Y	$\Delta a/\rho$	X	Y
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
2	4	0,01	0,01	0,03	0,03	0,02	0,02	61,54	OK	OK
1	5	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,01	76,92	OK	OK
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

Berdasarkan nilai-nilai yang didapat dari hasil perkalian yang menggunakan faktor skala yang ditunjukkan pada Tabel 4.5, maka grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* disajikan pada Gambar 4.5 dan Gambar 4.6.



Gambar 4.5: Perbandingan simpangan respon spektrum yang telah dikalikan faktor skala Model 1.



Gambar 4.6: Nilai rasio simpangan antar tingkat yang telah dikalikan faktor skala Model 1.

4.3. Hasil Analisis Model 2

4.3.1. Analisis Respons Spektrum Ragam

Model 2 merupakan struktur gedung beton bertulang dengan Sistem *Plate*. Pada Model 2, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen ($Sum U_x$ dan $Sum U_y$) pada *mode* 5, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6: Data perioda *output* program analisis struktur Model 2.

<i>Modal Participating Mass Ratio</i>				
<i>Mode</i>	<i>Period</i> sec	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum RZ</i>
1	2,578	0,7407	0,0003	0,0093
2	2,524	0,7413	0,7456	0,0125
3	2,391	0,7504	0,749	0,7503
4	0,869	0,877	0,7491	0,7524
5	0,858	0,8772	0,8807	0,7529
6	0,814	0,8792	0,8813	0,8807
7	0,501	0,88	0,9279	0,8811
8	0,498	0,9252	0,9289	0,8824

Tabel 4.6: Lanjutan.

<i>Modal Participating Mass Ratio</i>				
<i>Mode</i>	<i>Period</i> sec	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum RZ</i>
9	0,473	0,9266	0,9291	0,9282
10	0,331	0,9267	0,9518	0,9284
11	0,324	0,9499	0,9519	0,9296
12	0,31	0,9512	0,952	0,9518

4.3.2. Gaya Geser Lantai

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

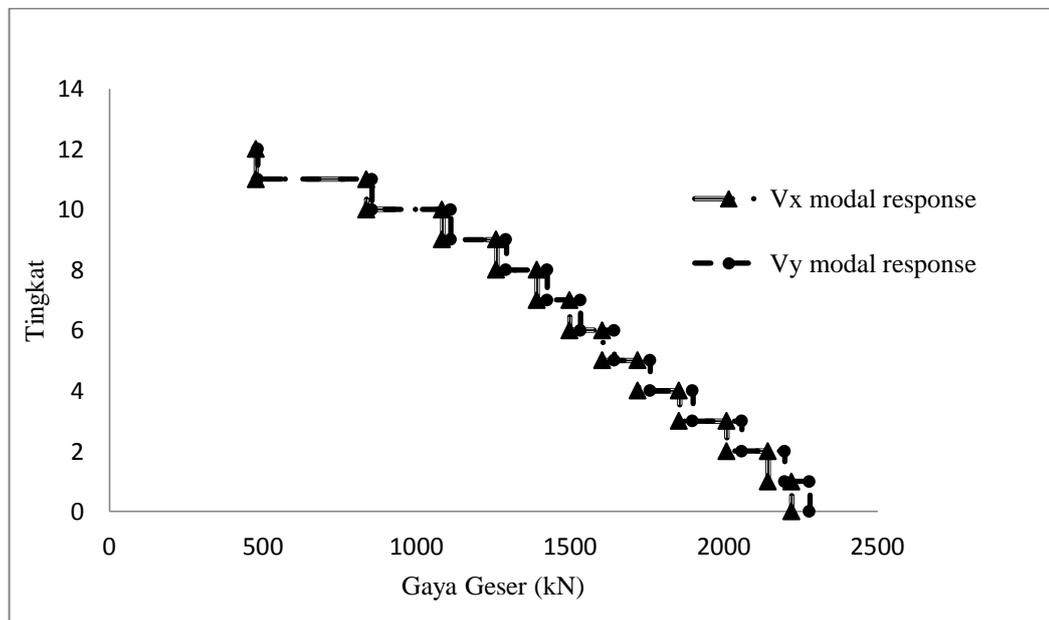
Tabel 4.7: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 2.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
12	49	<i>Top</i>	477,722	482,727
		<i>Bottom</i>	477,722	482,727
11	45	<i>Top</i>	837,320	854,671
		<i>Bottom</i>	837,320	854,671
10	41	<i>Top</i>	1083,711	1110,689
		<i>Bottom</i>	1083,711	1110,689
9	37	<i>Top</i>	1260,158	1291,558
		<i>Bottom</i>	1260,158	1291,558
8	33	<i>Top</i>	1391,972	1425,092
		<i>Bottom</i>	1391,972	1425,092
7	29	<i>Top</i>	1498,481	1533,253
		<i>Bottom</i>	1498,481	1533,253
6	25	<i>Top</i>	1606,019	1643,052
		<i>Bottom</i>	1606,019	1643,052
5	21	<i>Top</i>	1720,865	1760,380
		<i>Bottom</i>	1720,865	1760,380
4	17	<i>Top</i>	1855,858	1898,799
		<i>Bottom</i>	1855,858	1898,799
3	13	<i>Top</i>	2009,734	2058,655

Tabel 4.7: Lanjutan.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
		<i>Bottom</i>	2009,734	2058,655
2	9	<i>Top</i>	2143,936	2198,146
		<i>Bottom</i>	2143,936	2198,146
1	5	<i>Top</i>	2221,088	2279,255
		<i>Bottom</i>	2221,088	2279,255
0	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

Berdasarkan nilai-nilai yang didapat dari perhitungan analisis struktur yang ditunjukkan pada Tabel 4.7, maka grafik perbandingan nilai gaya geser arah X dan arah Y disajikan pada Gambar 4.7.



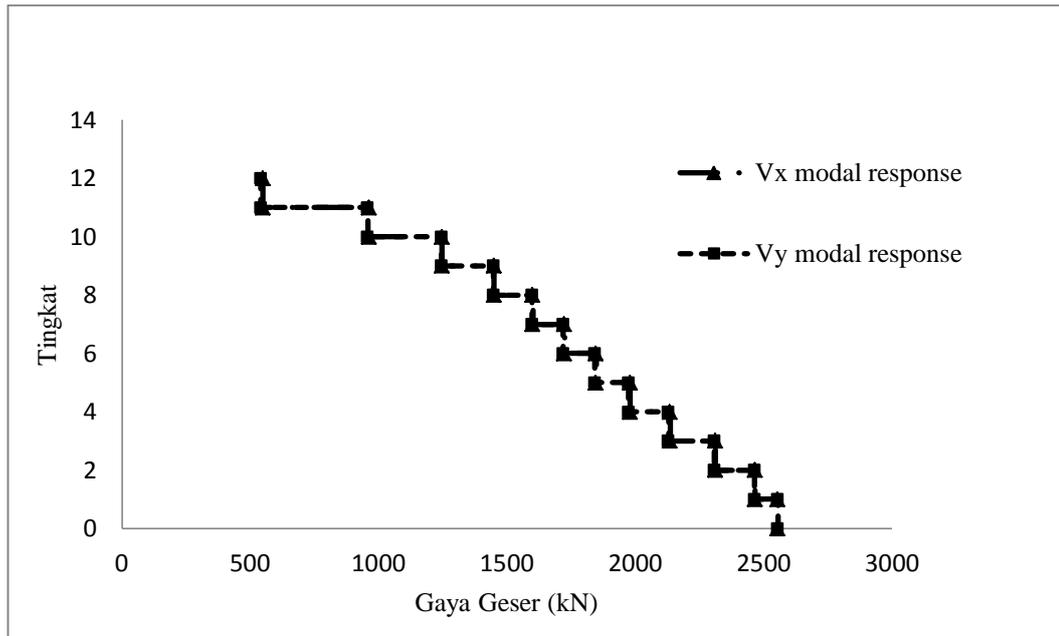
Gambar 4.7: Diagram nilai gaya geser lantai response spektrum Model 2.

Berdasarkan Lampiran B3, gaya geser dasar respon ragam (V_I) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar statik ekuivalen (V_I), sehingga gaya geser dasar pada Tabel 4.7 harus dikalikan dengan faktor skala. Tabel 4.8 menunjukkan hasil dari gaya geser lantai yang telah dikalikan faktor skala.

Tabel 4.8: Nilai gaya geser pada setiap lantai yang telah dikalikan faktor skala.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
12	49	<i>Top</i>	549,554	541,141
		<i>Bottom</i>	549,554	541,141
11	45	<i>Top</i>	963,224	958,093
		<i>Bottom</i>	963,224	958,093
10	41	<i>Top</i>	1246,663	1245,091
		<i>Bottom</i>	1246,663	1245,091
9	37	<i>Top</i>	1449,642	1447,847
		<i>Bottom</i>	1449,642	1447,847
8	33	<i>Top</i>	1601,277	1597,539
		<i>Bottom</i>	1601,277	1597,539
7	29	<i>Top</i>	1723,801	1718,789
		<i>Bottom</i>	1723,801	1718,789
6	25	<i>Top</i>	1847,509	1841,874
		<i>Bottom</i>	1847,509	1841,874
5	21	<i>Top</i>	1979,623	1973,401
		<i>Bottom</i>	1979,623	1973,401
4	17	<i>Top</i>	2134,914	2128,569
		<i>Bottom</i>	2134,914	2128,569
3	13	<i>Top</i>	2311,928	2307,768
		<i>Bottom</i>	2311,928	2307,768
2	9	<i>Top</i>	2466,310	2464,139
		<i>Bottom</i>	2466,310	2464,139
1	5	<i>Top</i>	2555,063	2555,063
		<i>Bottom</i>	2555,063	2555,063
0	0	<i>Top</i>	0,000	0,000
		<i>Bottom</i>	0,000	0,000

Berdasarkan nilai-nilai yang didapat dari hasil perkalian yang menggunakan faktor skala yang ditunjukkan pada Tabel 4.8, maka grafik perbandingan nilai gaya geser lantai yang telah dikalikan faktor skala arah X dan arah Y disajikan pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8: Diagram nilai gaya geser lantai respon spektrum yang telah dikalikan faktor skala Model 2.

4.3.3. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai merupakan selisih dari nilai defleksi pada pusat massa gedung antara lantai teratas 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 4.9 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 2.

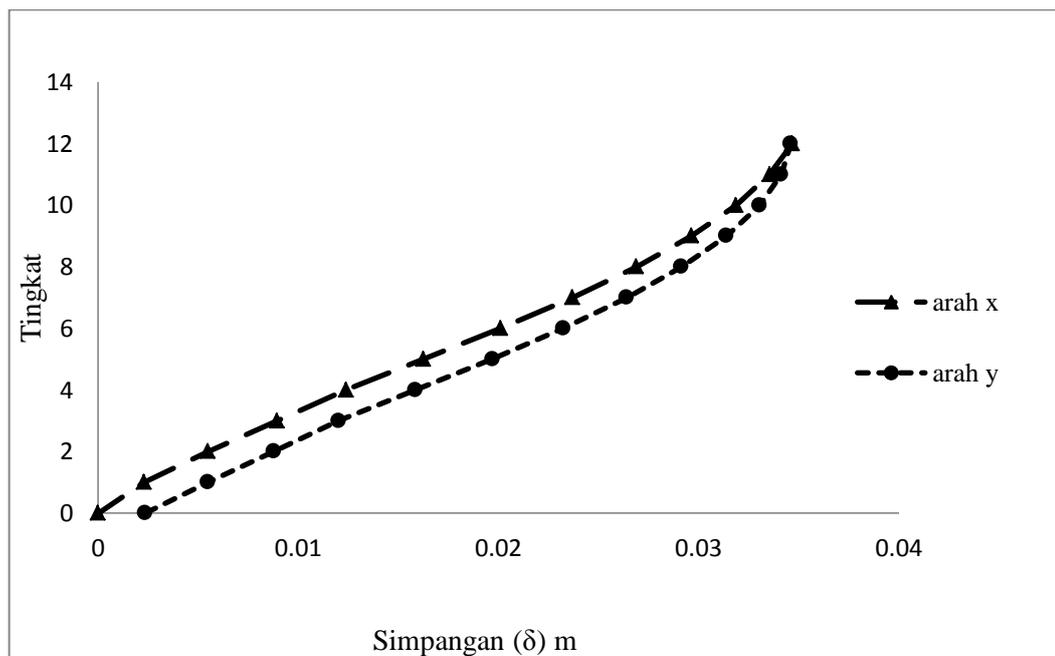
Tabel 4.9: Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e * C_d / I_e$)		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a / \rho$ (m)	Cek X	Cek Y
		X	Y	X	Y	X	Y			
		(mm)	(mm)	(mm)	(m)	(m)	(m)		X	Y
12	4	0,03	0,03	0,19	0,19	0,01	0,00	61,54	OK	OK
11	4	0,03	0,03	0,18	0,19	0,01	0,1	61,54	OK	OK
10	4	0,03	0,03	0,18	0,18	0,01	0,1	61,54	OK	OK
9	4	0,03	0,03	0,16	0,17	0,02	0,2	61,54	OK	OK

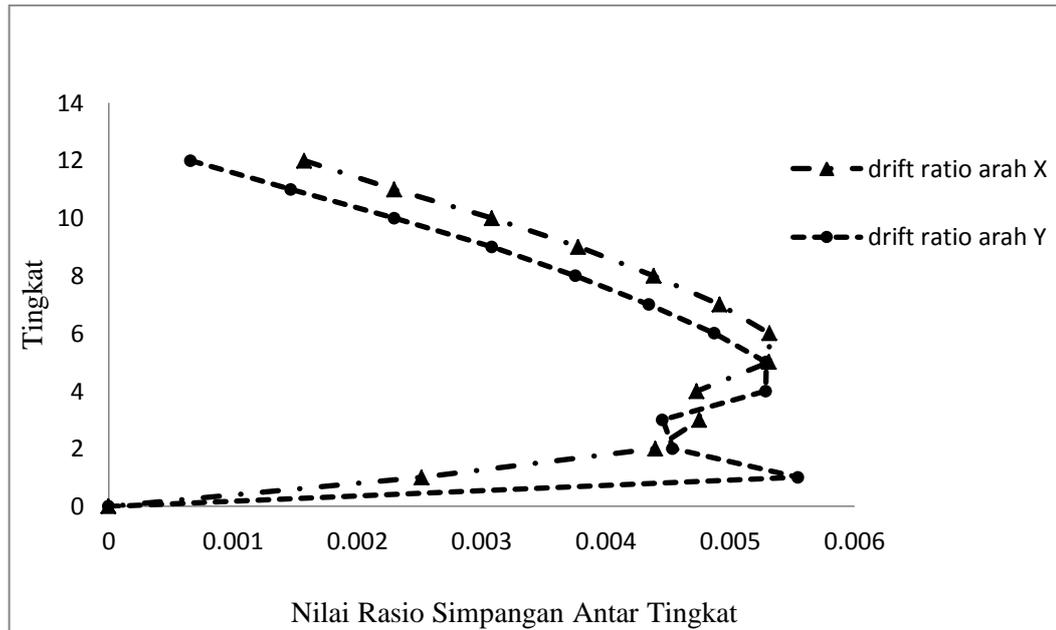
Tabel 4.9: Lanjutan.

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a/\rho$ (mm)	Cek X	Cek Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
8	4	0,03	0,03	0,15	0,16	0,02	0,02	61,54	OK	OK
7	4	0,02	0,03	0,13	0,15	0,02	0,02	61,54	OK	OK
6	4	0,02	0,02	0,11	0,13	0,02	0,02	61,54	OK	OK
5	4	0,02	0,02	0,09	0,11	0,02	0,02	61,54	OK	OK
4	4	0,01	0,02	0,07	0,09	0,02	0,02	61,54	OK	OK
3	4	0,01	0,01	0,05	0,07	0,02	0,02	61,54	OK	OK
2	4	0,01	0,01	0,03	0,05	0,02	0,02	61,54	OK	OK
1	5	0,0	0,01	0,01	0,03	0,01	0,03	76,92	OK	OK
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Berdasarkan nilai simpangan yang ditunjukkan pada Tabel 4.9, maka grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* 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.

Berdasarkan Lampiran B3, gaya geser dasar respon ragam (V_r) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar statik ekuivalen (V_l), sehingga simpangan antar lantai pada Tabel 4.9 harus dikalikan dengan faktor skala. Tabel 4.10 menunjukkan hasil dari simpangan antar lantai yang telah dikalikan faktor skala.

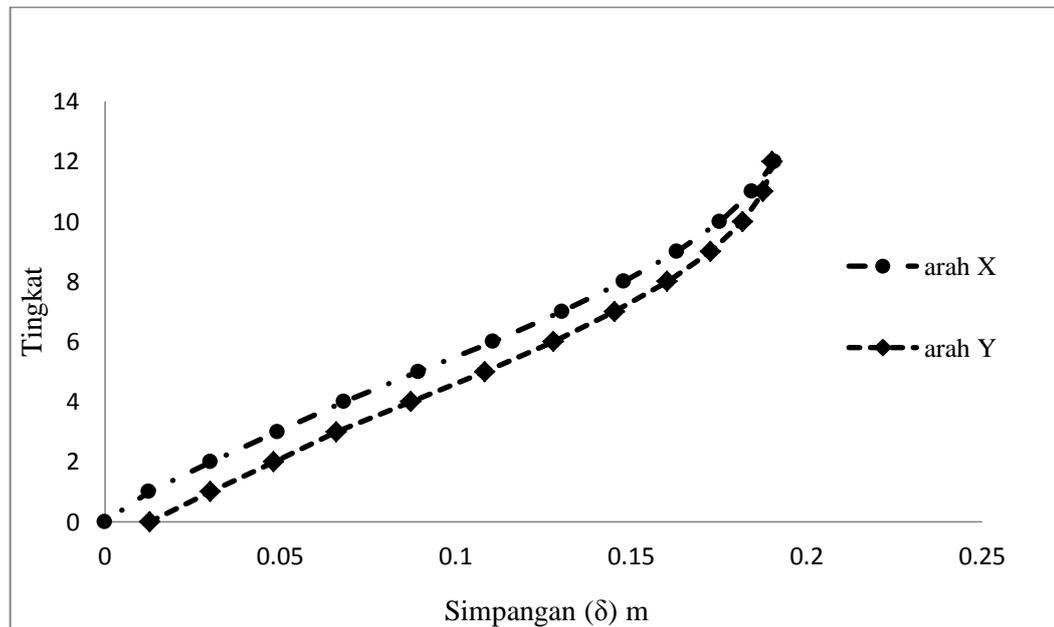
Tabel 4.10: Nilai simpangan antar lantai yang telah dikalikan faktor skala berdasarkan SNI 1726:2012.

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a/\rho$ (mm)	Cek X	Cek Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
12	4	0,03	0,03	0,19	0,19	0,01	0,00	61,54	OK	OK
11	4	0,03	0,03	0,18	0,19	0,01	0,1	61,54	OK	OK
10	4	0,03	0,03	0,18	0,18	0,01	0,1	61,54	OK	OK
9	4	0,03	0,03	0,16	0,17	0,02	0,1	61,54	OK	OK
8	4	0,03	0,03	0,15	0,16	0,02	0,02	61,54	OK	OK
7	4	0,02	0,03	0,13	0,15	0,02	0,02	61,54	OK	OK
6	4	0,02	0,02	0,11	0,13	0,02	0,02	61,54	OK	OK
5	4	0,02	0,02	0,09	0,11	0,02	0,02	61,54	OK	OK

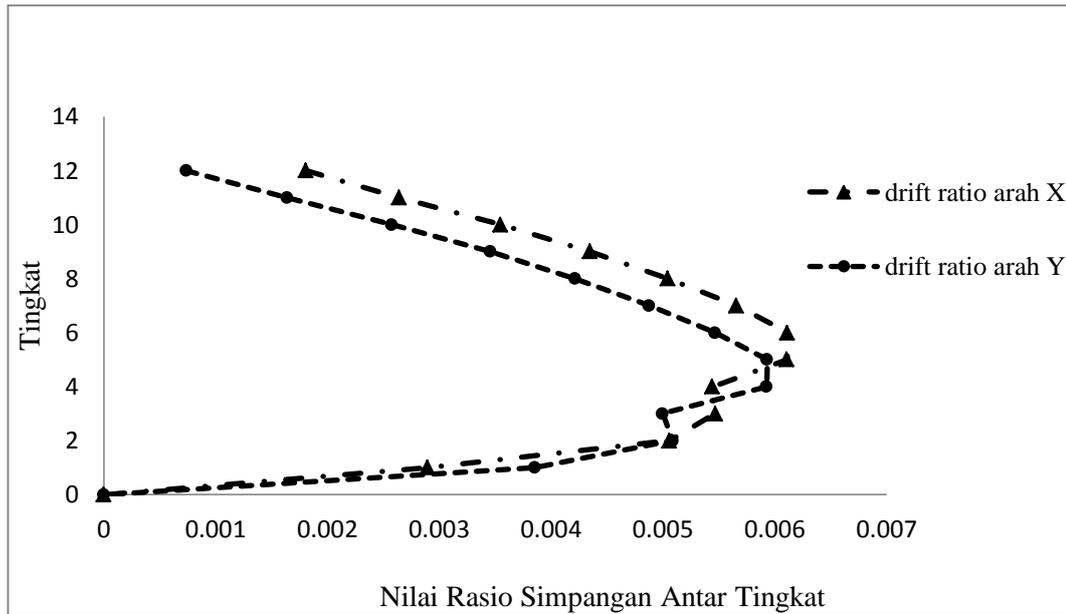
Tabel 4.10: *Lanjutan.*

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a/\rho$ (mm)	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)		X	Y
4	4	0,01	0,02	0,07	0,09	0,02	0,02	61,54	OK	OK
3	4	0,01	0,01	0,05	0,07	0,02	0,02	61,54	OK	OK
2	4	0,01	0,01	0,03	0,05	0,02	0,02	61,54	OK	OK
1	5	0,0	0,01	0,01	0,03	0,01	0,02	76,92	OK	OK
0	0	0	0	0	0,01	0	0,01	0,00		

Berdasarkan nilai-nilai yang didapat dari hasil perkalian yang menggunakan faktor skala yang ditunjukkan pada Tabel 4.10, maka grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* disajikan pada Gambar 4.11 dan Gambar 4.12.



Gambar 4.11: Perbandingan simpangan respon spektrum yang telah dikalikan faktor skala Model 2.



Gambar 4.12: Nilai rasio simpangan antar tingkat yang telah dikalikan faktor skala Model 2.

4.4. Hasil Analisis Model 3

4.4.1. Analisis Respons Spektrum Ragam

Model 3 merupakan struktur gedung beton bertulang dengan sistem *Waffle slab*. 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 4.11.

Tabel 4.11: Data perioda *output* program analisis struktur Model 3.

<i>Modal Participating Mass Ratio</i>				
<i>Mode</i>	<i>Period</i> sec	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum RZ</i>
1	2,51	0,0062	0,754	0,0076
2	2,474	0,6819	0,0106	0,0815
3	2,312	0,0805	0,0035	0,76
4	0,836	0,0006	0,1126	0,7615
5	0,817	0,0986	0,0012	0,7767

Tabel 4.11: Lanjutan.

<i>Modal Participating Mass Ratio</i>				
<i>Mode</i>	<i>Period</i> sec	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum RZ</i>
6	0,765	0,0144	0,0006	0,8765
7	0,48	0,0001	0,0436	0,877
8	0,463	0,0377	0,0003	0,8838
9	0,433	0,0065	0,0003	0,9224
10	0,319	0,00001	0,0239	0,9226
11	0,304	0,0217	0,0001	0,926
12	0,284	0,0034	0,0001	0,9483

4.4.2. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.12.

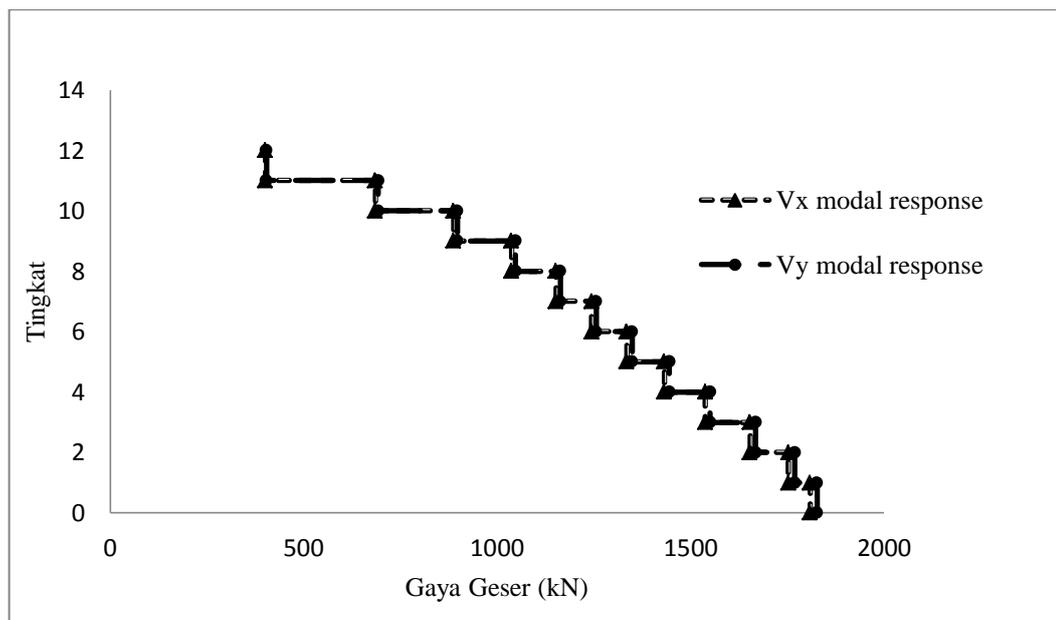
Tabel 4.12: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 3.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
12	49	<i>Top</i>	401,394	404,080
		<i>Bottom</i>	401,394	404,080
11	45	<i>Top</i>	685,374	692,987
		<i>Bottom</i>	685,374	692,987
10	41	<i>Top</i>	887,096	896,792
		<i>Bottom</i>	887,096	896,792
9	37	<i>Top</i>	1037,184	1047,598
		<i>Bottom</i>	1037,184	1047,598
8	33	<i>Top</i>	1151,655	1162,882
		<i>Bottom</i>	1151,655	1162,882
7	29	<i>Top</i>	1243,878	1256,203
		<i>Bottom</i>	1243,878	1256,203
6	25	<i>Top</i>	1335,051	1348,381
		<i>Bottom</i>	1335,051	1348,381

Tabel 4.12: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
5	21	<i>Top</i>	1431,781	1445,052
		<i>Bottom</i>	1431,781	1445,052
4	17	<i>Top</i>	1537,682	1550,540
		<i>Bottom</i>	1537,682	1550,540
3	13	<i>Top</i>	1653,490	1667,955
		<i>Bottom</i>	1653,490	1667,955
2	9	<i>Top</i>	1752,330	1768,797
		<i>Bottom</i>	1752,330	1768,797
1	5	<i>Top</i>	1808,536	1826,433
		<i>Bottom</i>	1808,536	1826,433
0	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

Berdasarkan nilai-nilai yang didapat dari perhitungan analisis struktur yang ditunjukkan pada Tabel 4.12, maka grafik perbandingan nilai gaya geser arah X dan arah Y disajikan pada Gambar 4.13.



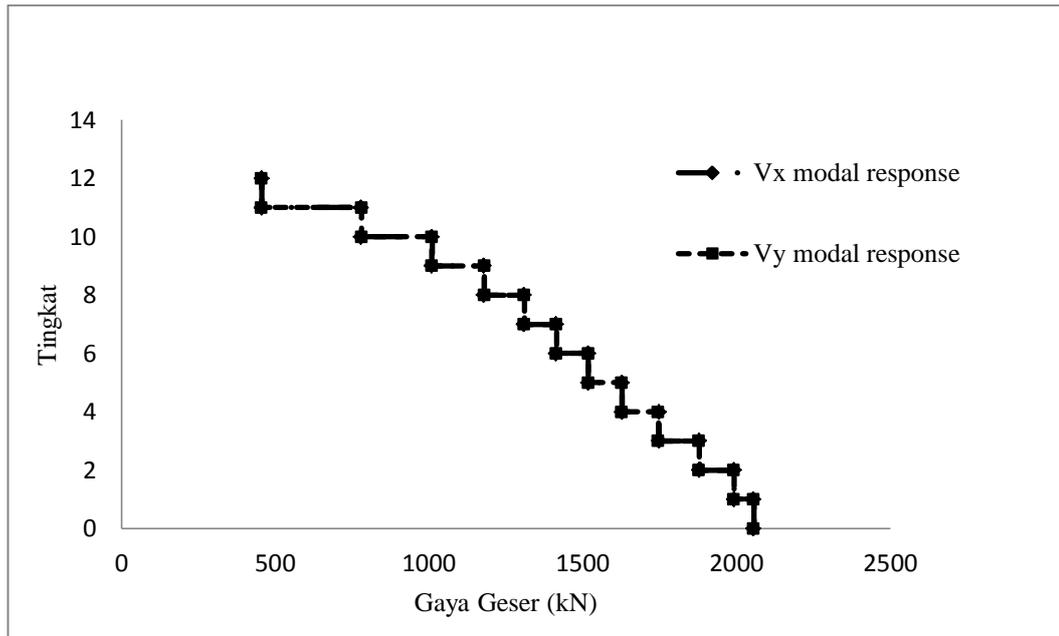
Gambar 4.13: Diagram nilai gaya geser lantai response spektrum Model 3.

Berdasarkan Lampiran B3, gaya geser dasar respon ragam (V_i) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar statik ekuivalen (V_I), sehingga gaya geser dasar pada Tabel 4.12 harus dikalikan dengan faktor skala. Tabel 4.13 menunjukkan hasil dari gaya geser lantai yang telah dikalikan faktor skala.

Tabel 4.13: Nilai gaya geser pada setiap lantai yang telah dikalikan faktor skala.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
12	49	Top	456,356	454,909
		Bottom	456,356	454,909
11	45	Top	779,222	780,157
		Bottom	779,222	780,157
10	41	Top	1008,566	1009,599
		Bottom	1008,566	1009,599
9	37	Top	1179,206	1179,375
		Bottom	1179,206	1179,375
8	33	Top	1309,351	1309,160
		Bottom	1309,351	1309,160
7	29	Top	1414,202	1414,221
		Bottom	1414,202	1414,221
6	25	Top	1517,860	1517,993
		Bottom	1517,860	1517,993
5	21	Top	1627,834	1626,825
		Bottom	1627,834	1626,825
4	17	Top	1748,236	1745,582
		Bottom	1748,236	1745,582
3	13	Top	1879,902	1877,766
		Bottom	1879,902	1877,766
2	9	Top	1992,276	1991,293
		Bottom	1992,276	1991,293
1	5	Top	2056,179	2056,179
		Bottom	2056,179	2056,179
0	0	Top	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

Berdasarkan nilai-nilai yang didapat dari hasil perkalian yang menggunakan faktor skala yang ditunjukkan pada Tabel 4.13, maka grafik perbandingan nilai gaya geser lantai yang telah dikalikan faktor skala arah X dan arah Y disajikan pada Gambar 4.14.



Gambar 4.14: Diagram nilai gaya geser lantai respon spektrum yang telah dikalikan faktor skala Model 3.

4.4.3. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai merupakan selisih dari nilai defleksi pada pusat massa gedung antara lantai teratas 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 4.14 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 3.

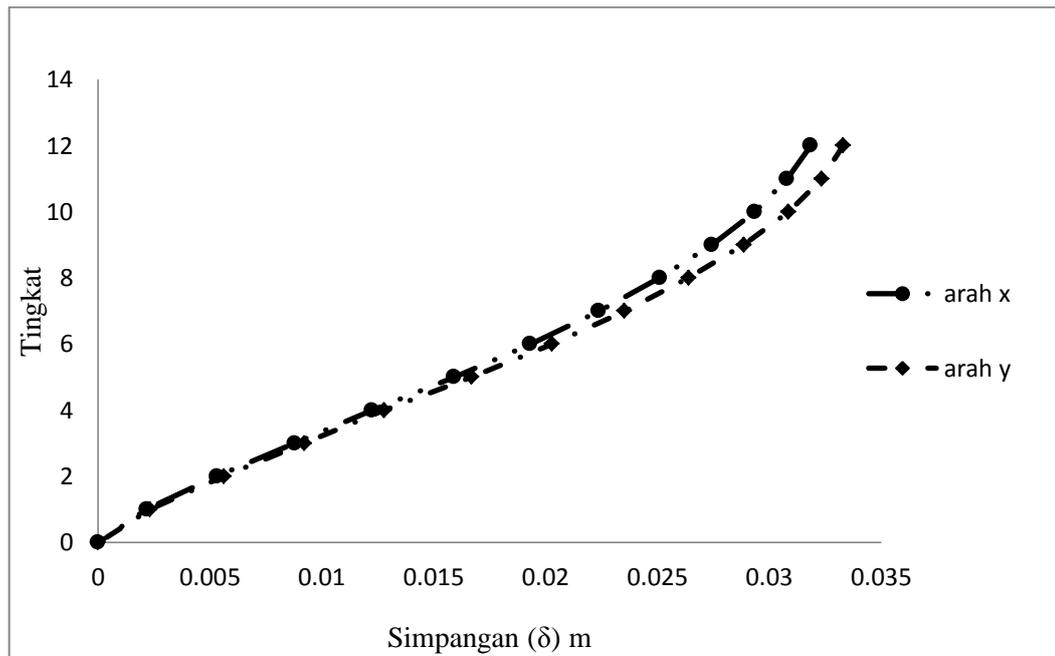
Tabel 4.14: Nilai simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a/\rho$ (m)	Cek X	Cek Y
		X	Y	X	Y	X	Y			
		(mm)	(mm)	(mm)	(m)	(m)	(m)			
12	4	0,03	0,03	0,18	0,18	0,01	0,01	61,54	OK	OK
11	4	0,03	0,03	0,17	0,18	0,01	0,01	61,54	OK	OK
10	4	0,03	0,03	0,16	0,17	0,01	0,01	61,54	OK	OK
9	4	0,03	0,03	0,15	0,16	0,01	0,01	61,54	OK	OK

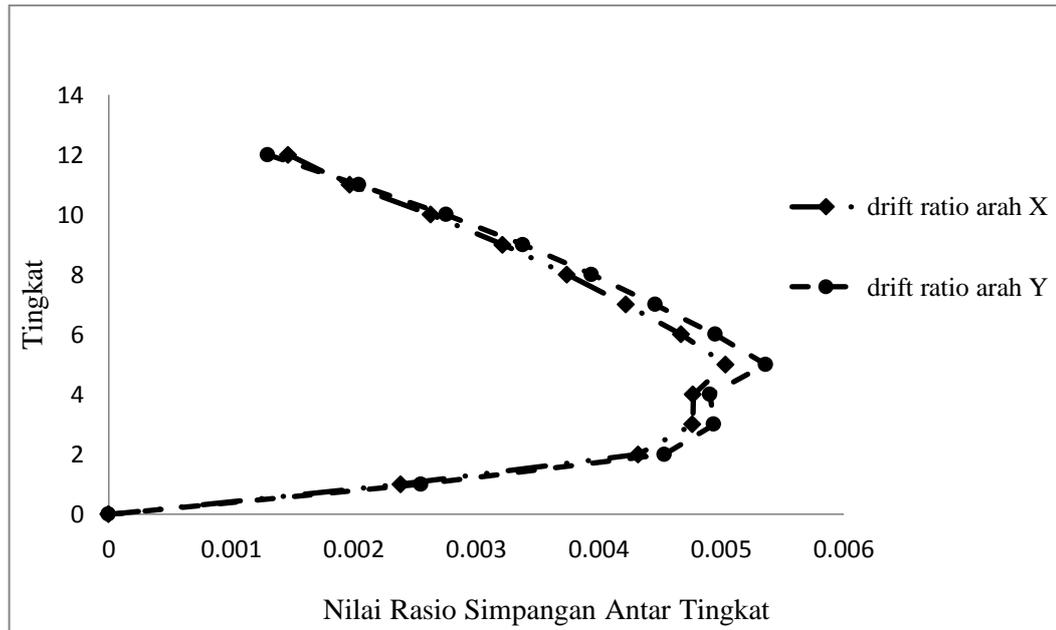
Tabel 4.14: *Lanjutan.*

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a/\rho$ (mm)	Ce k	Ce k
		X	Y	X	Y	X	Y		X	Y
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	OK	OK
8	4	0,03	0,03	0,14	0,15	0,01	0,02	61,54	OK	OK
7	4	0,02	0,02	0,12	0,13	0,02	0,02	61,54	OK	OK
6	4	0,02	0,02	0,11	0,11	0,02	0,02	61,54	OK	OK
5	4	0,02	0,02	0,09	0,09	0,02	0,02	61,54	OK	OK
4	4	0,01	0,01	0,07	0,07	0,02	0,02	61,54	OK	OK
3	4	0,01	0,01	0,05	0,05	0,02	0,02	61,54	OK	OK
2	4	0,01	0,01	0,03	0,03	0,02	0,02	61,54	OK	OK
1	5	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	76,92	OK	OK
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Berdasarkan nilai simpangan yang ditunjukkan pada Tabel 4.14, maka grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* disajikan pada Gambar 4.15 dan Gambar 4.16.



Gambar 4.15: Perbandingan simpangan respon spektrum Model 3.



Gambar 4.16: Nilai rasio simpangan antar tingkat Model 3.

Berdasarkan Lampiran B3, gaya geser dasar respon ragam (V_r) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar statik ekuivalen (V_l), sehingga simpangan antar lantai pada Tabel 4.14 harus dikalikan dengan faktor skala. Tabel 4.15 menunjukkan hasil dari simpangan antar lantai yang telah dikalikan faktor skala.

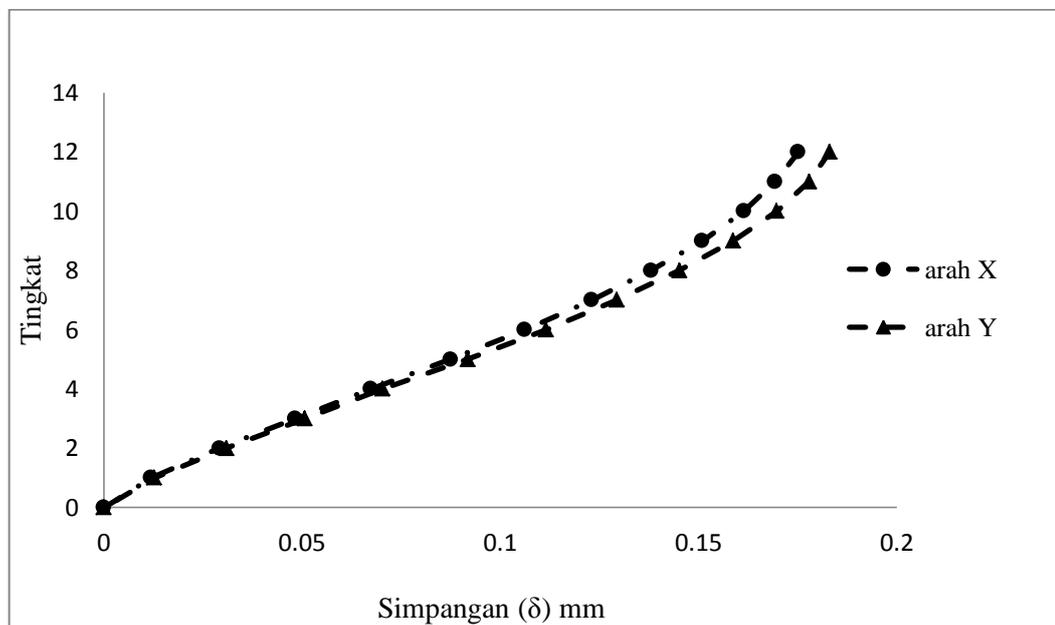
Tabel 4.15: Nilai simpangan antar lantai yang telah dikalikan faktor skala berdasarkan SNI 1726:2012.

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a/\rho$ (mm)	Ce k	Ce k
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)		X	Y
12	4	0,03	0,03	0,18	0,18	0,01	0,01	61,54	OK	OK
11	4	0,03	0,03	0,17	0,18	0,01	0,01	61,54	OK	OK
10	4	0,03	0,03	0,16	0,17	0,01	0,01	61,54	OK	OK
9	4	0,03	0,03	0,15	0,16	0,01	0,02	61,54	OK	OK
8	4	0,03	0,03	0,14	0,15	0,02	0,02	61,54	OK	OK
7	4	0,02	0,02	0,12	0,13	0,02	0,02	61,54	OK	OK
6	4	0,02	0,02	0,11	0,11	0,02	0,02	61,54	OK	OK
5	4	0,02	0,02	0,09	0,09	0,02	0,02	61,54	OK	OK
4	4	0,01	0,01	0,07	0,07	0,02	0,02	61,54	OK	OK

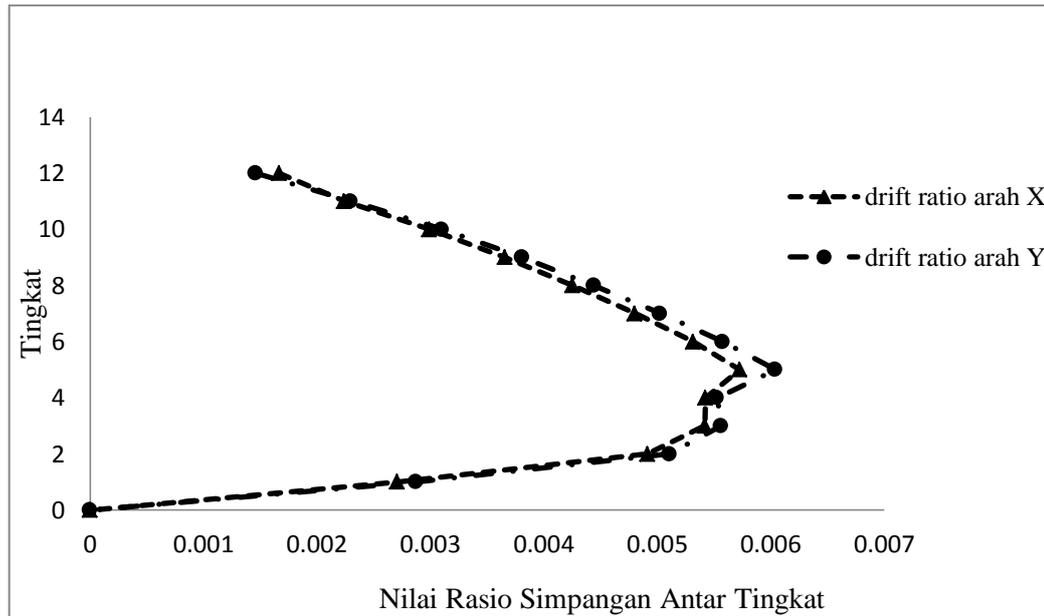
Tabel 4.15: *Lanjutan.*

Lt	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/Ie		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat $\Delta a/\rho$ (mm)	Ce k	Ce k
		X	Y	X	Y	X	Y		X	Y
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			
3	4	0,01	0,01	0,05	0,05	0,02	0,02	61,54	OK	OK
2	4	0,01	0,01	0,03	0,03	0,02	0,02	61,54	OK	OK
1	5	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	76,92	OK	OK
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00		

Berdasarkan nilai-nilai yang didapat dari hasil perkalian yang menggunakan faktor skala yang ditunjukkan pada Tabel 4.15, maka grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* disajikan pada Gambar 4.17 dan Gambar 4.18.



Gambar 4.17: Perbandingan simpangan respon spektrum yang telah dikalikan faktor skala Model 3.

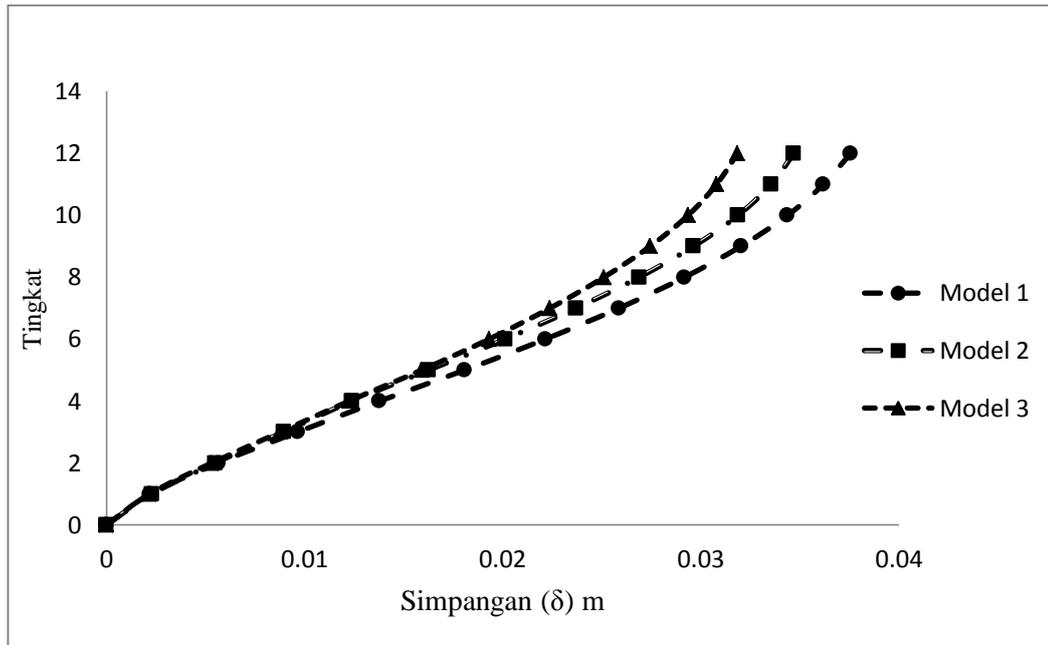


Gambar 4.18: Nilai rasio simpangan antar tingkat yang telah dikalikan faktor skala Model 3.

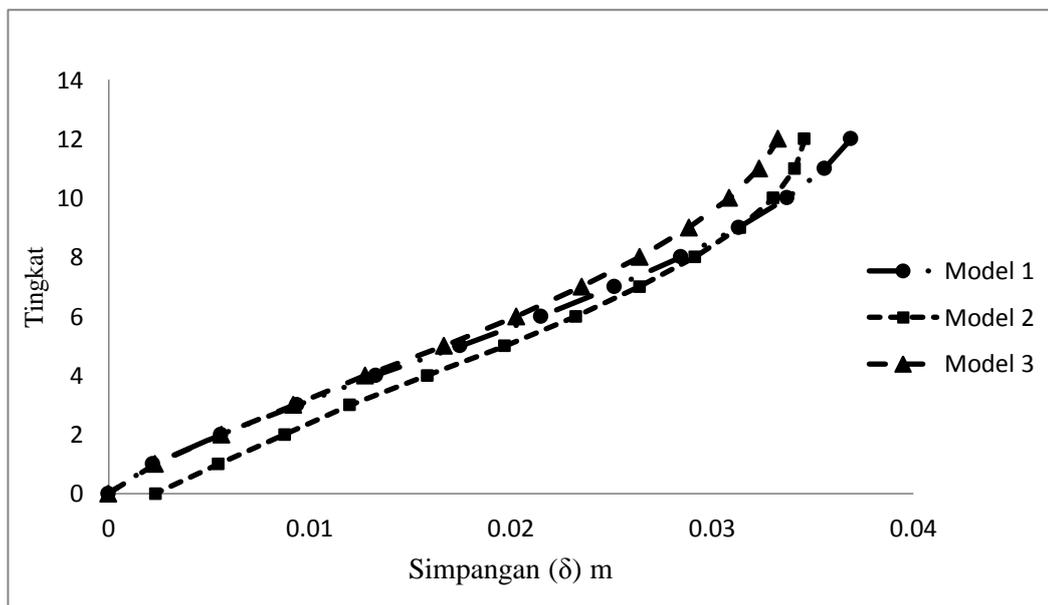
4.5. Perbandingan Hasil Pemodelan

4.5.1 Perbandingan Simpangan Antar Lantai

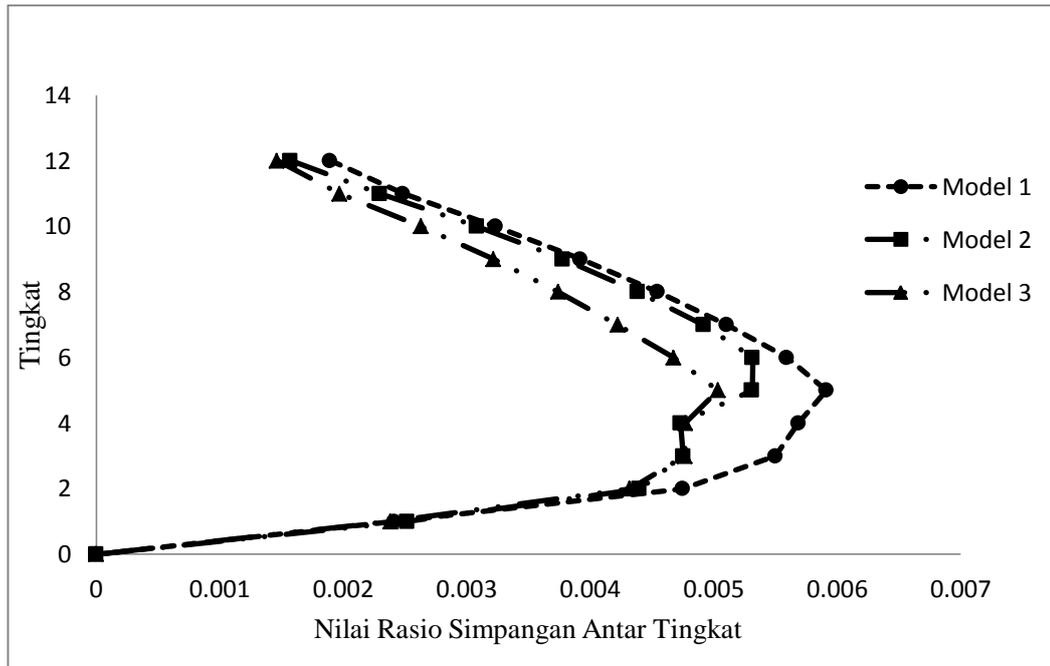
Berdasarkan hasil dari subbab 4.2.3, 4.3.3, dan 4.4.3 menunjukkan bahwa perpindahan total struktur dan simpangan antar lantai yang terjadi pada Model 1 lebih besar dibandingkan dengan Model 2 dan Model 3. Hal ini dikarenakan Model 1 menggunakan sistem *Flat slab* yaitu bagian struktur bangunannya yang hanya didukung oleh Kolom, Drop panel, pelat lantai, dan tidak menggunakan Balok. Berikut ini akan disajikan grafik perbandingan perpindahan total dan rasio simpangan antar lantai pada setiap model dengan analisis respons spektrum ragam, sebagaimana terlihat pada Gambar 4.19-4.22.



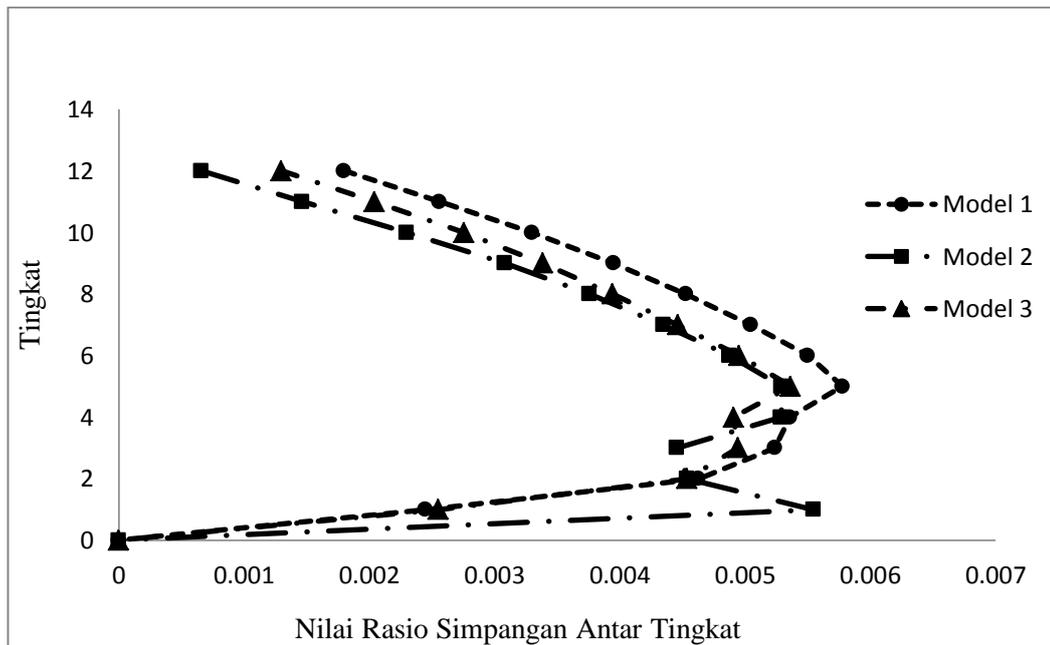
Gambar 4.19: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu x antara Model 1, Model 2 dan Model 3.



Gambar 4.20: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu y antara Model 1, Model 2, dan Model 3.



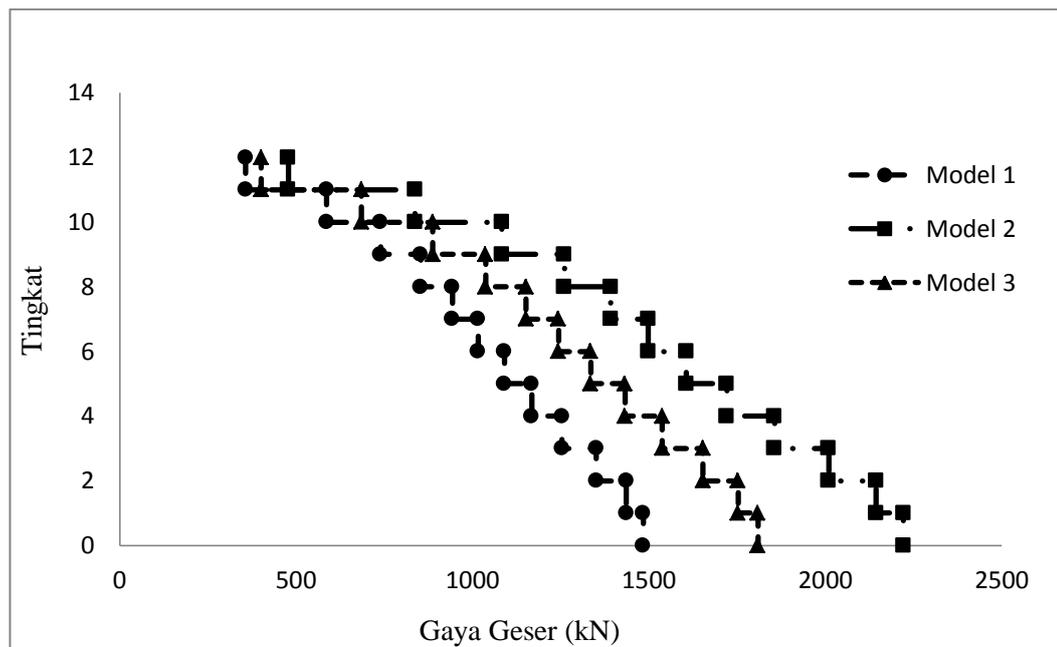
Gambar 4.21: Perbandingan rasio simpangan antar lantai respons spektrum sumbu x antara Model 1, Model 2, dan Model 3.



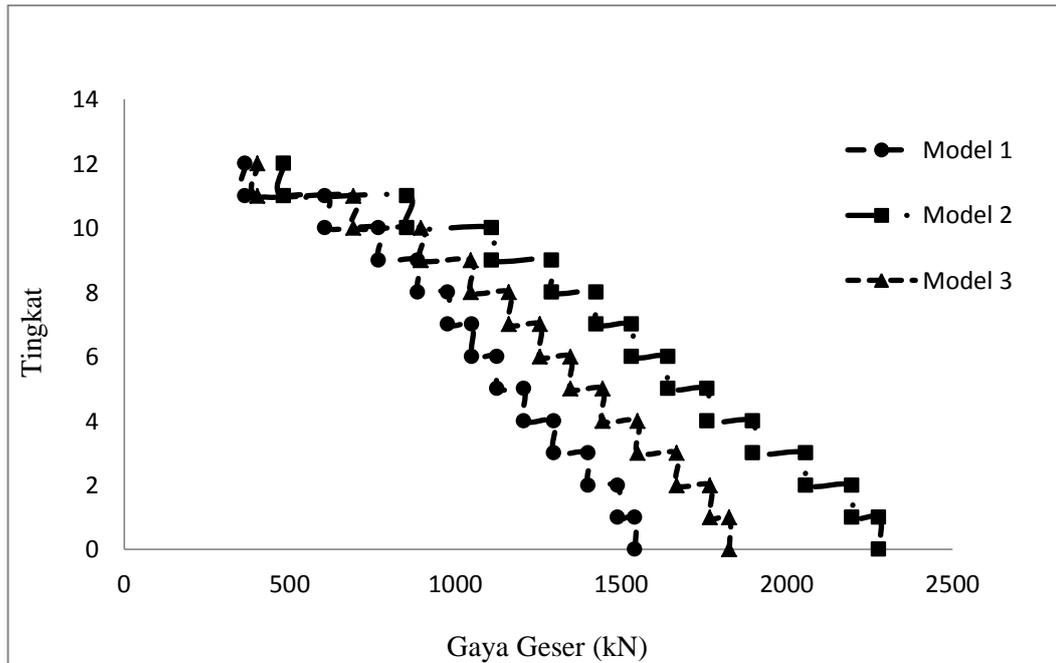
Gambar 4.22: Perbandingan rasio simpangan antar lantai respons spektrum sumbu y antara Model 1, Model 2, dan Model 3.

4.5.2 Perbandingan Grafik Gaya Geser Dasar

Berdasarkan hasil dari Lampiran B2, menunjukkan bahwa gaya geser struktur untuk Model 1 lebih kecil dibandingkan dengan Model 2 dan Model 3. Hal ini dikarenakan Model 1 menggunakan sistem *flat slab*. Berikut ini akan disajikan grafik perbandingan gaya geser dasar terhadap ketinggian gedung pada setiap model dengan analisis respons spektrum ragam, sebagaimana terlihat pada Gambar 4.23 dan 4.24.



Gambar 4.23: Perbandingan gaya geser dasar respons spektrum sumbu x antara Model 1, Model 2, dan Model 3.



Gambar 4.24: Perbandingan gaya geser dasar respons spektrum sumbu y antara Model 1, Model 2, dan Model 3.

4.5.3 Perbandingan Kekakuan Struktur

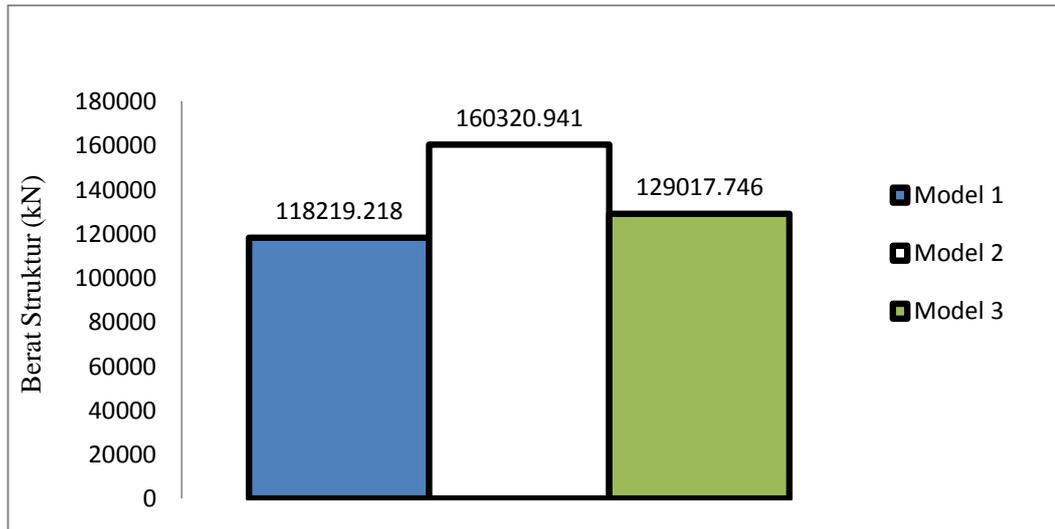
Menurut hasil dari Lampiran B4 Tabel B.16, B.17, B.18 nilai R1 dan R2 lebih besar dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya dan 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya artinya ketiga Model gedung tidak didefinisikan ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan, dan berdasarkan hasil dari Lampiran B4, menunjukkan bahwa kekakuan struktur untuk Model 2 lebih besar dibandingkan dengan Model 1 dan Model 3. Hal ini dikarenakan Model 2 menggunakan sistem pelat dua arah yang menggunakan balok induk dan balok anak sehingga menghasilkan struktur gedung yang lebih kaku. Berikut ini akan disajikan Tabel perbandingan kekakuan struktur gedung pada setiap Model dengan analisis respons spektrum ragam, sebagaimana terlihat pada Tabel 4.16.

Tabel 4.16: Hasil kekakuan struktur pada setiap Model.

Story	Sistem Flatslab (Model 1)		Sistem Plate (Model 2)		Sistem Waffleslab (Model 3)	
	Stiffness X	Stiffness Y	Stiffness X	Stiffness Y	Stiffness X	Stiffness Y
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
Story 12	187169,796	194618,017	284729,888	296191,663	269951,987	277209,753
Story 11	229858,926	237024,696	348261,237	356676,461	323803,394	324507,172
Story 10	237929,011	246802,229	360721,565	370499,380	336393,906	335207,936
Story 9	240308,285	250730,375	364058,093	375252,960	341104,589	339183,571
Story 8	241439,103	253212,837	365829,697	377873,681	343460,358	341179,551
Story 7	242816,193	255817,841	369273,641	381277,258	345050,94	342384,489
Story 6	248150,076	261990,979	384640,139	395148,895	348418,021	343911,823
Story 5	261532,482	286456,918	427631,04	456406,657	364100,101	359644,668
Story 4	297051,941	330681,705	528580,996	575006,718	421277,547	427970,755
Story 3	332906,163	374136,586	575964,334	620264,308	456877,173	461739,647
Story 2	410835,433	442703,646	665631,412	701757,841	535580,054	534997,872
Story 1	669297,508	693204,603	965337,057	972206,568	804702,493	786779,173

4.5.4 Perbandingan Berat Struktur

Berat perlantai didapat dari hasil analisis *output* program analisis struktur yang disajikan pada Lampiran B2. Pada Gambar 4.25 menunjukkan berat struktur Model 2 lebih besar dibandingkan dengan Model 1 dan Model 3. Hal ini disebabkan oleh sistem *Plate* yang menggunakan balok induk dan balok anak pada setiap lantainya. Adapun selisih persentase berat struktur antara Model 1, 2, dan 3 adalah 19,525 %.



Gambar 4.25: Perbandingan berat struktur pada gedung Model 1, Model 2, dan Model 3.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Sesuai hasil analisis dan pembahasan yang telah dilakukan dari ketiga model tersebut yaitu struktur rangka pemikul momen khusus dengan sistem *flat slab*, *plate*, dan *waffle slab* sehingga dapat diambil kesimpulan yaitu:

1. Nilai perioda struktur dari ketiga model adalah sebagai berikut:
 - Perioda getar struktur model 1 (sistem *flat slab*) adalah 2,824 detik untuk arah X dan 2,741 detik untuk arah Y.
 - Perioda getar struktur model 2 (sistem *plate*) adalah 2,578 detik untuk arah X dan 2,524 detik untuk arah Y.
 - Perioda getar struktur model 3 (sistem *waffle slab*) adalah 2,474 detik untuk arah X dan 2,510 detik untuk arah Y.

Nilai perioda terbesar didapati pada Model 1 yaitu struktur yang menggunakan sistem *flat slab*. Sedangkan nilai perioda terkecil didapati pada Model 3 yaitu struktur yang menggunakan sistem *waffle slab*. Dari hal tersebut maka dapat disimpulkan bahwa penggunaan sistem *waffle slab* lebih efektif dalam menahan gaya lateral.

2. Perpindahan yang terjadi dari ketiga model tersebut masih dalam kondisi batas keamanan. Simpangan dari masing-masing ketiga model tersebut adalah:
 - Simpangan model 1 (sistem *flat slab*) adalah 0,2066 m untuk arah X dan 0,2029 m untuk arah Y.
 - Simpangan model 2 (sistem *plate*) adalah 0,1908 m untuk arah X dan 0,1903 m untuk arah Y.
 - Simpangan model 3 (sistem *waffle slab*) adalah 0,1752 m untuk arah X dan 0,1831 m untuk arah Y.

Dari nilai simpangan yang diperoleh, maka dapat disimpulkan bahwa Model 1 memiliki simpangan terbesar, sedangkan Model 3 merupakan pemodelan dengan nilai simpangan terkecil dikarenakan adanya rusuk (*joist*) pada sistem *waffle slab*. Dari hal tersebut maka dapat disimpulkan bahwa

sistem waffle slab lebih efektif dalam mereduksi simpangan yang terjadi pada struktur, dikarenakan rusuk (joist) berpengaruh dalam meningkatkan kekuatan pada struktur.

3. Nilai gaya geser dasar yang dihasilkan dari masing-masing ketiga model tersebut adalah:

- Gaya geser untuk Model 1 yaitu 1483,981 kN untuk arah x dan 1542,118 kN untuk arah y.
- Gaya geser untuk Model 2 yaitu 2221,088 kN untuk arah x dan 2279,255 kN untuk arah y.
- Gaya geser untuk Model 3 yaitu 1808,536 kN untuk arah x dan 1826,433 kN untuk arah y.

Gaya geser dasar yang terjadi pada Model 2 lebih besar dari pada Model 1 dan Model 3. Hal ini dipengaruhi oleh berat total struktur yang dimiliki oleh struktur Model 2.

4. Dari hasil perioda getar alami masing-masing ketiga model dan perpindahan yang terjadi pada ketiga model tersebut dapat disimpulkan bahwa Model 3 memiliki tingkat kekakuan yang lebih tinggi dari pada Model 1 dan Model 2.

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 Medan dengan jenis tanah keras. 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, dengan dimensi kolom dan balok yang berbeda-beda.
2. Analisis yang digunakan pada tugas akhir ini dengan analisis respon spektrum, oleh karena itu perlu peninjauan terhadap batas plastis menggunakan analisis non-linier yaitu statik non-linier (*push-over*) dan dinamik non-linier (*time history analysis*) sehingga dapat mengetahui batas leleh maksimum dan indeks kehancuran pada struktur.

DAFTAR PUSTAKA

- Asroni, A. (2010). *Balok dan Pelat Beton Bertulang*. Yogyakarta: Graha ilmu
- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012*. Bandung: ITB.
- Departemen Pekerjaan Umum (1983) *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung*. Bandung: Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Dicky, M, P, P. (2018) *Perbandingan Struktur Gedung Tidak Beraturan Horizontal Berbentuk "L" Terhadap Kondisi Sistem Rigid Floor, Flexural Floor, dan Sistem Dinding Geser*. Laporan Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. UMSU.
- Dipohusodo, dan Istimawan. (1999) *Struktur Beton Bertulang*. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.
- Fahmi (2011) *Sistem Pelat Lantai Struktur Beton II*. Politeknik Negeri Pontianak.
- Faisal, A. (2014) *Catatan Kuliah M.K.Vibrasi dan Teori Gempa*. Medan: UMSU.
- Intan, S. dkk. (2005) *Analisa dan Evaluasi Material Konstruksi*. Universitas Kristen Petra Surabaya.
- Jack, dan Cormac, Mc. (2004) *Desain Beton Bertulang Jilid 1*. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.
- Liyana, A. (2014) *Konstruksi dan Macam-Macam Pelat Lantai*. Universitas Sains AL-Qur'an Jawa Tengah Wonosobo.
- Lubis, S. (2017) *Prilaku Struktur Gedung Bertingkat Yang Memikul Massa Tidak Seragam Perlantai Terhadap Beban Gempa Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)*. Laporan Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. UMSU.

- Marques. M (2014), *Sistem Struktur Bangunan Tinggi*. <http://www.scribd.com/doc/230053238/r-017456298#scribd>. Diakses 3 Desember 2014.
- Mulyono, T. (2004) *Teknologi Beton Edisi I*. Universitas Negeri Jakarta.
- NEHRP (2010). Seismic Design Technical Brief No. 3. *Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, and Collectors*.
- Nugraha, dkk. (1985) *Manajemen Proyek Konstruksi 1*. Surabaya: Kartika Yudha.
- Paul (2014) *Sistem Lantai Rata*. Jakarta: civildigital.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Sangga, P. (2009) *Mengenal Ilmu Teknik Sipil*. Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
- Wang, dan Charles. (1993) *Perencanaan Beton Bertulang Jilid I*. Jakarta: Penerbit Erlangga.

LAMPIRAN

LAMPIRAN

A. Perencanaan Struktur

A1. Perhitungan Tebal Pelat Lantai

Perencanaan tebal pelat lantai mengacu kepada SNI 2847:2013, pelat lantai menggunakan sistem pelat dua arah dimana rasio perbandingan antara $l_y/l_x \leq 2$.

Berikut ini adalah perhitungan tebal pelat pelat dua arah:

Data-data:

- $L_x = 6000$ mm
- $L_y = 6000$ mm
- $F_y = 400$ MPa
- $l_n = 6000$ mm
- $\beta = l_y/l_x = 1$

$$h_{min} = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \qquad h_{max} = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36}$$
$$h_{min} = \frac{6000 \left(0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9(1)} \qquad h_{max} = \frac{6000 \left(0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36}$$
$$h_{min} = 142,222 \text{ mm} \qquad h_{max} = 177,778 \text{ mm}$$

maka, tebal yang digunakan yaitu:

- Lantai 1-4 = 160 mm
- Lantai 5-12 = 150 mm

A2. Perhitungan Beban Tambahan Beban Mati

A2.1. Beban Mati Tambahan Pelat Lantai

Berikut ini perhitungan beban mati tambahan pada lantai yang dibedakan menjadi pelat lantai untuk lantai 1-9 dan pelat lantai 10 untuk pelat atap.

a. Beban Mati tambahan pada pelat Lantai 1-11

Beban Mati

- Spesi Lantai Keramik ($t = 2$ cm) = 42 Kg/m² = 0,42 kN/m²
- Penutup lantai keramik = 24 Kg/m² = 0,24 kN/m²

- 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 12 (Atap)
Beban Mati

- Plafon + penggantung	=	18 Kg/m ²	=	0,18 kN/m ²
- Plaster	=	42 Kg/m ²	=	0,42 kN/m ²
- Waterproof	=	5 Kg/m ²	=	0,05 kN/m ²
- M & E	=	40 Kg/m ²	=	0,4 kN/m ²
Total beban mati	=	105 Kg/m ²	=	1,05 kN/m ²

A2.2. Beban Dinding

Beban dinding dijadikan sebagai beban terbagi rata yang ditumpu oleh balok-balok yang berhubungan pada masing-masing lantai. Nilai beban dinding yang didapatkan adalah sebagai berikut:

Data	:	Bs. Dinding Batako 15 cm	=	300 kg/m ²
		Tinggi Lantai 1	=	5 m
		Tinggi Lantai 2-12	=	4 m

a. Beban Mati Tambahan pada Dinding Lt 1-11

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

b. Beban Mati Tambahan pada Dinding Lt 12 (Atap)

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

c. Beban Mati Tambahan pada Dinding Pen House

- Dinding Batako (15 cm)	=	300 kg/m ²		
Beban garis	=	300*1/2 (2,5)		
	=	375 kg/m ²	=	3,75 kN/m ²

A2.3. Beban Tangga

Berikut ini perhitungan beban tangga dimana beban tangga dibedakan menjadi beban tangga base ke lantai 1 dan beban tangga lantai 1 ke lantai 12 (atap).

Tabel A.1: Data perencanaan tangga dari base ke lantai 1.

Data Perencanaan	Panjang (m)	
Tinggi antar lantai ke bordes	2,5	m
Lebar tangga	1,8	m
Kemiringan (α)	30,379	m
Panjang Bordes	4	m
Panjang Tangga	4	m
Optrade	0,17	m
Antrade	0,29	m

Tabel A.2: Data perencanaan tangga dari lantai 1 ke lantai 12 (atap).

Data Perencanaan	Panjang (m)	
Tinggi antar lantai ke bordes	2	m
Lebar tangga	1,8	m
Kemiringan (α)	30,379	m
Panjang Bordes	4	m
Panjang Tangga	4	m
Optrade	0,17	m
Antrade	0,29	m
Lebar Bordes	2	m
Tinggi Antar Lantai ke Bordes	2	m

a. Perhitungan Struktur Tangga

- Tebal pelat tangga base ke lantai 1

$$H_{min} = \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27}$$

$$H_{min} = \frac{2,5 / \sin 30,379}{27}$$

$$H_{min} = 0,183 \text{ m} \quad , \text{diambil } h = 0,2 \text{ m}$$

- Tebal pelat tangga lantai 1 ke lantai 12 (atap)

$$H_{min} = \frac{\text{Tinggi antar lantai}/\sin \alpha}{27}$$

$$H_{min} = \frac{2/\sin 30,379}{27}$$

$$H_{min} = 0,146 \text{ m} \quad , \text{diambil } h = 0,15 \text{ m}$$

- Tebal pelat bordes diambil $h = 0,15 \text{ m}$ (diambil dari interval pelat lantai).

Tabel A.3: Profil struktur tangga.

1. Lt 1 s/d Lt 10					
	Tebal pelat	Profil digunakan	Berat	Panjang	Jumlah/ Section
Pelat tangga	150	194x150x6x9	30,6	4,47	2
Pelat bordes	150	250x125x6x9	29,6	2	2
1. Base s/d Lt 1					
	Tebal pelat	Profil digunakan	Berat	Panjang	Jumlah/ Section
Pelat tangga	200	194x150x6x9	30,6	4,72	2
Pelat bordes	150	250x125x6x9	29,6	2	2

b. Perhitungan berat struktur tangga

- Beban tangga base ke lantai 1

$$\text{Pelat tangga} = 1,8 \times 0,20 \times 2400 = 864 \text{ kg/m} = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pelat Bordes} = 2 \times 0,18 \times 2400 = 864 \text{ kg/m} = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$1728 \text{ kg/m} = 17,28 \text{ kN/m}$$

- Beban tangga lantai 1 ke lantai 12

$$\text{Pelat tangga} = 1,8 \times 0,15 \times 2400 = 648 \text{ kg/m} = 6,48 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pelat Bordes} = 2 \times 0,14 \times 2400 = 672 \text{ kg/m} = 6,72 \text{ kN/m}$$

$$1320 \text{ kg/m} = 13,2 \text{ kN/m}$$

c. Perhitung beban tambahan tangga

Data perencanaan :

1. Berat jenis beton bertulang = 2400 kg/m³

2. Berat jenis tulangan = 7850 kg/m³

3. Adukan semen = 21 kg/m²

4. Penutup lantai keramik = 24 kg/m²

- Beban tangga base ke lantai 1

- Berat anak tangga = $0,120 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2 = 2,880 \text{ kN/m}^2$
 Adukan semen (t = 2cm) = $0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ kN/m}^2$
 Handril = $111 \text{ kg/m}^2 = 111 \text{ kN/m}^2$
 Penutup lantai = $24 \text{ kg/m}^2 = 0,240 \text{ kN/m}^2$
 = $423,42 \text{ kg/m}^2 = 4,234 \text{ kN/m}^2$
 - Beban tangga lantai 1 ke lantai 12
 Berat anak tangga = $0,050 \times 2400 = 120 \text{ kg/m}^2 = 1,200 \text{ kN/m}^2$
 Adukan semen (t = 2cm) = $0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ kN/m}^2$
 Handril = $111 \text{ kg/m}^2 = 111 \text{ kN/m}^2$
 Penutup lantai = $24 \text{ kg/m}^2 = 0,240 \text{ kN/m}^2$
 = $255,42 \text{ kg/m}^2 = 2,554 \text{ kN/m}^2$
 - Beban pelat bordes
 Adukan semen (t = 2cm) = $0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ kN/m}^2$
 Penutup lantai = $24 \text{ kg/m}^2 = 0,240 \text{ kN/m}^2$
 = $24,42 \text{ kg/m}^2 = 0,244 \text{ kN/m}^2$
- Perhitungan di atas di ubah menjadi berat per satuan panjang.
- Beban tangga base ke lantai 1
 Pelat tangga = $1,8 \times 423,42 = 762,15 \text{ kg/m} = 7,621 \text{ kN/m}$
 - Beban tangga lantai 1 ke lantai 12
 Pelat tangga = $1,8 \times 255,42 = 459,756 \text{ kg/m} = 4,597 \text{ kN/m}$
 - Beban pelat bordes
 Pelat tangga = $2,0 \times 24,42 = 48,84 \text{ kg/m} = 0,488 \text{ kN/m}$

Tabel A.4: Rekapitulasi beban mati pada tangga.

REKAPITULASI BEBAN MATI PADA TANGGA			
BEBAN MATI PELAT TANGGA LT 1 KE LT 12			
Berat Sendiri	=	648 kg/m	6,48 kN/m
Beban Tambahan	=	459,76 kg/m	4,60 kN/m
	TOTAL	1107,8 kg/m	11,08 kN/m
BEBAN MATI PELAT TANGGA BASE KE LT 1			
Berat Sendiri	=	864 kg/m	8,64 kN/m
Beban Tambahan	=	762,15 kg/m	7,62 kN/m
	TOTAL	1626,6 kg/m	16,26 kN/m
BEBAN MATI PELAT BORDES			
Berat Sendiri	=	864 kg/m	8,64 kN/m
Beban Tambahan	=	48,84 kg/m	0,49 kN/m
	TOTAL	912,84 kg/m	9,13 kN/m

A2.4. Beban Lift

Beban lift diperhitungkan dengan membuat seluruh beban yang bekerja menjadi beban mati terpusat dan diletakkan yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal. Terdapat 2 point yang harus dipenuhi:

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu:

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta + perlengkapan (R1) dan berat bandul pemberat + perlengkapan (R2).

2. Koefisien kejut oleh keran:

Koefisien kejut ditentukan oleh pasal 3.3.(3) PPIUG 1983.

$$\psi = (1+k_1 \cdot k_2 \cdot v) \geq 1,15$$

dimana:

ψ = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

v = Kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, tidak perlu diambil lebih dari 1,00m/det.

k_1 = Koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, keran induk dengan struktur rangka nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = Koefisien yang bergantung pada ifat mesin angkat dari keran angkatnya, diambil sebesar 1,3.

Tabel A.5: Spesifikasi lift Hyundai Elevator.

KAPASITAS		OPENING		CAR SIZE	
PERSON	LOAD (Kg)	widht	height	widht	length
15	1000	900		1660	1655
TYPE	HOISTWAY		REACTION		SPEED (m/s)
	widht	length	R1	R2	
2 Cars	4200	2130	5450	4300	1

Jadi, beban yang bekerja pada balok penumpu adalah:

$$\begin{aligned}
 P &= \sum R \cdot \Psi \\
 &= (5450 + 4300) \times (1+0,6 \times 1,3 \times 1) \\
 &= 17355 \text{ kg} \\
 &= 170,25 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Beban P diletakkan di tengah bentang balok penumpu yang merupakan tempat yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal.

A3. Perhitungan Beban Hidup

Pada tugas akhir ini, beban hidup dibedakan menjadi dua yaitu beban hidup seragam dan beban hidup tidak seragam. Untuk nilai masing-masing beban hidup dapat dilihat pada Tabel 2.15. Namun, setiap nilai beban hidup perlu dihitung faktor reduksi beban hidup.

A3.1. Reduksi Beban Hidup Merata

Komponen struktur yang memiliki nilai $K_{LL}A_T$ 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:

- $K_{LL} = 1$

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

• Faktor reduksi = $0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}}$
= $0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 1032,9}}$
= $0,41 > 0,4$ (OKE)

A3.2. Beban Hidup Tangga

Perhitungan beban hidup tangga tidak seperti beban mati tangga. Perhitungan beban hidup tangga digabung menjadi satu bagian. Karena nilai beban hidup tangga nilainya yaitu $4,79 \text{ kN/m}^2$. Beban hidup tangga diubah menjadi beban per satuan panjang. Berikut ini adalah perhitungan beban hidup tangga.

Data-data:

- Beban hidup tangga = $4,79 \text{ kN/m}^2$

▪ Beban hidup per satuan panjang (keseluruhan)

Pelat tangga = $1,8 \times 4,79 = 862,2 \text{ kg/m} = 8,622 \text{ kN/m}$

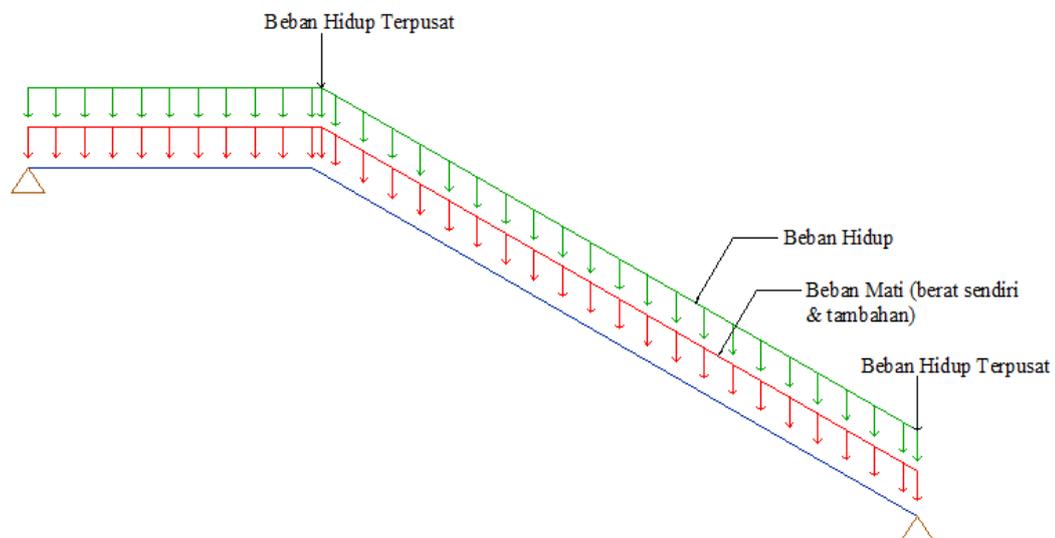
Pelat bordes = $2,0 \times 4,79 = 958 \text{ kg/m} = 9,580 \text{ kN/m}$

- Beban pada susunan tangga dan sistem pagar pengaman

$$P = 0,89 \text{ kN}$$

(Beban ini bekerja di setiap titik pegangan tangga atau di sisi atas pegangan tangga)

Beban mati tangga dan beban hidup tangga didistribusikan ke sepanjang pelat tangga dan bordes sebagai beban yang diinput ke program SAP 2000 v.19 untuk mendapatkan reaksi yang akan di input ke program ETABS v.16.2 Skema pembebanan untuk input ke program SAP 2000 v.16.2 dapat dilihat pada Gambar A1.



Gambar A.1: Pembebanan tangga.

B. Perhitungan Analisa

B1. Periode Alami Struktur

Penentuan periode fundamental struktur akan diperlukan dalam analisa prosedur gaya lateral ekuivalen yang berdarakan SNI 1726:2012.

- Model 1

Data struktur :

- Tinggi Lantai 1 = 5 m
- Tinggi Lantai 2-12 = 4 m
- $h_n = 49 \text{ m}$

- C_u = 1,4
- C_t = 0,0466
- x = 0,9

Tabel B.1: Penentuan perioda fundamental struktur Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

Syarat Perioda					
Arah	$T_{a \min}$ $C_t \times h_n^x$	$T_{a \max}$ $T_{a \min} \times C_u$	T_{etabs}	$T_{dipakai}$	Kontrol
X	1,547	2,166	2,824	2,166	OK
Y	1,547	2,166	2,741	2,166	OK

Berdasarkan Tabel B.1, perioda alami struktur yang digunakan adalah perioda dari hasil analisa ETABS v.16.2 yaitu 2,166 untuk x dan 2,166 untuk arah y. Dikarenakan nilainya berada di interval perioda minimum dan maksimum.

▪ Model 2

Data struktur :

- Tinggi Lantai 1 = 5 m
- Tinggi Lantai 2-10 = 4 m
- h_n = 49 m
- C_u = 1,4
- C_t = 0,0466
- x = 0,9

Tabel B.2: Penentuan perioda fundamental struktur Model 2 berdasarkan SNI 1726:2012.

Syarat Perioda					
Arah	$T_{a \min}$ $C_t \times h_n^x$	$T_{a \max}$ $T_{a \min} \times C_u$	T_{etabs}	$T_{dipakai}$	Kontrol
X	1,547	2,166	2,524	2,166	OK
Y	1,547	2,166	2,578	2,166	OK

Berdasarkan Tabel B.2, perioda alami struktur yang digunakan adalah perioda dari hasil analisa ETABS v.16.2 yaitu 2,166 untuk x dan 2,166 untuk arah y. Dikarenakan nilainya berada di interval perioda minimum dan maksimum.

- Model 3

Data struktur :

- Tinggi Lantai 1 = 5 m
- Tinggi Lantai 2-10 = 4 m
- h_n = 49 m
- C_u = 1,4
- C_t = 0,0466
- x = 0,9

Tabel B.3: Penentuan perioda fundamental struktur Model 3 berdasarkan SNI 1726:2012.

Syarat Perioda					
Arah	$T_{a \min}$ $C_t \times h_n^x$	$T_{a \max}$ $T_{a \min} \times C_u$	T_{etabs}	$T_{dipakai}$	Kontrol
X	1,547	2,166	2,510	2,166	OK
Y	1,547	2,166	2,474	2,166	OK

Berdasarkan Tabel B.3, perioda alami struktur yang digunakan adalah perioda dari hasil analisa ETABS v.16.2 yaitu 2,166 untuk x dan 2,166 untuk arah y. Dikarenakan nilainya berada di interval perioda minimum dan maksimum.

B2. Berat Struktur

Besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat struktur dari suatu bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menahan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan. Pada tugas akhir ini, perhitungan berat bangunan diambil dari analisis menggunakan program analisis struktur.

Peneliti tidak melakukan analisis perhitungan manual, sebab program analisis struktur telah menghitung berat struktur secara otomatis. Adapun massa struktur gedung dari output hasil program analisis struktur yang disajikan dalam Tabel B.4, B.5, B.6.

a. Model 1

Tabel B.4: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 1.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
Story01	1197230	1197229,7	14,866	18,285	0,000	0,000
Story02	1075426	1075425,7	14,892	18,228	0,000	0,000
Story03	1075426	1075425,7	14,892	18,228	0,000	0,000
Story04	1021762	1021761,7	14,868	18,257	0,000	0,000
Story05	962735,2	962735,15	14,870	18,246	0,000	0,000

Tabel B.4: Lanjutan.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
Story06	962735,2	962735,15	14,870	18,246	0,000	0,000
Story07	962735,2	962735,15	14,870	18,246	0,000	0,000
Story10	962735,2	962735,15	14,870	18,246	0,000	0,000
Story11	941900	941900	14,815	18,859	0,000	0,000
Story12	962735,2	962735,15	14,870	18,246	0,000	0,000
Jumlah	12050889	12050889				

Dari Tabel B.4 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.

b. Model 2

Tabel B.5: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 2.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
Story01	1621673,1	1621673,1	15,0857	17,9604	0,000	0,000
Story02	1479031,69	1479031,69	15,1097	17,9092	0,000	0,000
Story03	1479031,69	1479031,69	15,1097	17,9092	0,000	0,000
Story04	1425367,69	1425367,69	15,1007	17,9178	0,000	0,000
Story05	1306537,39	1306537,39	15,0909	17,9296	0,000	0,000
Story06	1306537,39	1306537,39	15,0909	17,9296	0,000	0,000
Story07	1306537,39	1306537,39	15,0909	17,9296	0,000	0,000
Story08	1306537,39	1306537,39	15,0909	17,9296	0,000	0,000

Tabel B.5: *Lanjutan.*

<i>Story</i>	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
<i>Story09</i>	1306537,39	1306537,39	15,0909	17,9296	0,000	0,000
<i>Story10</i>	1306537,39	1306537,39	15,0909	17,9296	0,000	0,000
<i>Story11</i>	1306537,39	1306537,39	15,0909	17,9296	0,000	0,000
<i>Story12</i>	1191737,69	1191737,69	14,9986	18,4819	0,000	0,000
Jumlah	342603,5	342603,5				

Dari Tabel B.5 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.

c. Model 3

Tabel B.6: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 3.

<i>Story</i>	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
<i>Story01</i>	1282205,39	1282205,39	14,8896	18,2247	0,000	0,000
<i>Story02</i>	1163788,1	1163788,1	14,9075	18,1781	0,000	0,000
<i>Story03</i>	1163788,1	1163788,1	14,9075	18,1781	0,000	0,000
<i>Story04</i>	1112620,1	1112620,1	14,8864	18,2065	0,000	0,000
<i>Story05</i>	1055880,2	1055880,2	14,8894	18,1976	0,000	0,000
<i>Story06</i>	1055880,2	1055880,2	14,8894	18,1976	0,000	0,000
<i>Story07</i>	1055880,2	1055880,2	14,8894	18,1976	0,000	0,000
<i>Story08</i>	1055880,2	1055880,2	14,8894	18,1976	0,000	0,000
<i>Story09</i>	1055880,2	1055880,2	14,8894	18,1976	0,000	0,000
<i>Story10</i>	1055880,2	1055880,2	14,8894	18,1976	0,000	0,000
<i>Story11</i>	1055880,2	1055880,2	14,8894	18,1976	0,000	0,000
<i>Story12</i>	1038092,93	1038092,93	14,8559	18,7493	0,000	0,000
Jumlah	13151656	13151656				

Dari Tabel B.6 dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan pada Model 3 memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi sesuai dengan SNI 1726:2012.

$$\begin{aligned}
&= 0,019 \times 12050888,67 \\
&= 225949,6\text{kg} \\
&= 2216,565 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Distribusi gaya gempa lateral (F) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari Pers 2.19 dan 2.20. Dengan data-data sebagai berikut:

Data-data:

- $V_X = 2216,565 \text{ kN}$ $T_X = 2,166 \text{ detik}$
- $V_Y = 2216,565 \text{ kN}$ $T_Y = 2,166 \text{ detik}$
- $W_i = \text{Berat perlantai (Tabel B.4)}$
- k_x dan k_y : (interpolasi)

$$\begin{aligned}
k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_y - 0,5) \\
&= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (2,166 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (2,166 - 0,5) \\
&= 1,833 & &= 1,833
\end{aligned}$$

Tabel B.8: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa arah x.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (m)	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Lt 12	49	9240,039	11586118,906	0,202	447,889	447,889
Lt 11	45	9444,432	10130857,045	0,177	391,632	839,521
Lt 10	41	9444,432	8541560,774	0,149	330,194	1169,715
Lt 9	37	9444,432	7076436,787	0,123	273,556	1443,272
Lt 8	33	9444,432	5737635,585	0,100	221,802	1665,074
Lt 7	29	9444,432	4527599,106	0,079	175,025	1840,099
Lt 6	25	9444,432	3449144,045	0,060	133,335	1973,434
Lt 5	21	9444,432	2505585,493	0,044	96,859	2070,293
Lt 4	17	10023,482	1805217,705	0,031	69,785	2140,078
Lt 3	13	10549,926	1161973,917	0,020	44,919	2184,997
Lt 2	9	10549,926	592177,635	0,010	22,892	2207,889
Lt 1	5	11744,823	224447,218	0,004	8,677	2216,565
Total		118219,218	57338754,217	1,000	2216,565	

Tabel B.9: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa arah y.

Lantai	Tingkat (h _i) (m)	Berat (w _i) (m)	w _i h _i ^k	C _{vx}	F _x (kN)	V _x (kN)
Lt 12	49	9240,039	11586118,906	0,202	447,889	447,889
Lt 11	45	9444,432	10130857,045	0,177	391,632	839,521
Lt 10	41	9444,432	8541560,774	0,149	330,194	1169,715
Lt 9	37	9444,432	7076436,787	0,123	273,556	1443,272
Lt 8	33	9444,432	5737635,585	0,100	221,802	1665,074
Lt 7	29	9444,432	4527599,106	0,079	175,025	1840,099
Lt 6	25	9444,432	3449144,045	0,060	133,335	1973,434
Lt 5	21	9444,432	2505585,493	0,044	96,859	2070,293
Lt 4	17	10023,482	1805217,705	0,031	69,785	2140,078
Lt 3	13	10549,926	1161973,917	0,020	44,919	2184,997
Lt 2	9	10549,926	592177,635	0,010	22,892	2207,889
Lt 1	5	11744,823	224447,218	0,004	8,677	2216,565
Total		118219,218	57338754,217	1,000	2216,565	

b. Model 2

Data-data:

- S_{DS} = 0,417
- S_{DI} = 0,325
- R = 8
- I_e = 1,0
- T_X = 2,166 detik
- T_Y = 2,166 detik

Dengan menggunakan Pers 2.13 sampai dengan Pers. 2.16 didapatkan nilai C_s yang digunakan yang ditabulasikan pada Tabel B.2.

Tabel B.10: Perhitungan nilai C_s.

Arah	C _s minimum	C _s minimum Tambahan	C _s hitungan	C _s maksimum	C _s yang digunakan
T1(Arah Y)	0,018	0,021	0,019	0,052	0,019
T2 (Arah X)	0,018	0,021	0,019	0,052	0,019

Nilai C_s yang digunakan adalah 0,019 dan 0,019 karena nilai C_s hitungan terletak di interval C_s minimum dan C_s maksimum. Dengan menggunakan C_s

yang digunakan, kemudian menghitung V_1 dengan menggunakan berat total struktur yang dapat dilihat pada Tabel 4.19.

$$\begin{aligned}
 - V_X &= C_S \times W_t \\
 &= 0,019 \times 16342603,59 \\
 &= 306417,6 \text{ kg} \\
 &= 3005,957 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - V_Y &= C_S \times W_t \\
 &= 0,065 \times 16342603,59 \\
 &= 306417,6 \text{ kg} \\
 &= 3005,957 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Distribusi gaya gempa lateral (F) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari Pers 2.19 dan 2.20. Dengan data-data sebagai berikut:

Data-data:

$$\begin{aligned}
 - V_X &= 3005,957 \text{ kN} & T_X &= 2,166 \text{ detik} \\
 - V_Y &= 3005,957 \text{ kN} & T_Y &= 2,166 \text{ detik} \\
 - W_i &= \text{Berat per lantai (Tabel B.5)} \\
 - k_x \text{ dan } k_y &: (\text{interpolasi})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (2,166 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (2,166 - 0,5) \\
 &= 1,833 & &= 1,833
 \end{aligned}$$

Tabel B.11: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa arah x.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (m)	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Lt 12	49	11690,947	14659321,140	0,191	573,390	573,390
Lt 11	45	12817,132	13748686,252	0,179	537,771	1111,162
Lt 10	41	12817,132	11591836,571	0,151	453,408	1564,569
Lt 9	37	12817,132	9603502,324	0,125	375,635	1940,204

$$= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(2,166 - 0,5) = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(2,166 - 0,5)$$

$$= 1,833 = 1,833$$

Tabel B.14: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa arah x.

Lantai	Tingkat (h _i) (m)	Berat (w _i) (m)	w _i h _i ^k	C _{vx}	F _x (kN)	V _x (kN)
Lt 12	49	10183,692	12769368,429	0,203	491,065	491,065
Lt 11	45	10358,185	11111021,928	0,177	427,291	918,357
Lt 10	41	10358,185	9367960,543	0,149	360,259	1278,616
Lt 9	37	10358,185	7761085,164	0,123	298,464	1577,080
Lt 8	33	10358,185	6292754,356	0,100	241,997	1819,077
Lt 7	29	10358,185	4965646,315	0,079	190,961	2010,039
Lt 6	25	10358,185	3782850,251	0,060	145,475	2155,514
Lt 5	21	10358,185	2748001,994	0,044	105,679	2261,193
Lt 4	17	10914,803	1965743,678	0,031	75,596	2336,788
Lt 3	13	11416,761	1257447,613	0,020	48,357	2385,145
Lt 2	9	11416,761	640833,966	0,010	24,644	2409,790
Lt 1	5	12578,435	240377,799	0,004	9,244	2419,034
Total		129017,746	62903092,036	1,000	2419,034	

Tabel B.15: Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan distribusi horizontal gaya gempa arah y.

Lantai	Tingkat (h _i) (m)	Berat (w _i) (m)	w _i h _i ^k	C _{vx}	F _x (kN)	V _x (kN)
Lt 12	49	10183,692	12769368,429	0,203	491,065	491,065
Lt 11	45	10358,185	11111021,928	0,177	427,291	918,357
Lt 10	41	10358,185	9367960,543	0,149	360,259	1278,616
Lt 9	37	10358,185	7761085,164	0,123	298,464	1577,080
Lt 8	33	10358,185	6292754,356	0,100	241,997	1819,077
Lt 7	29	10358,185	4965646,315	0,079	190,961	2010,039
Lt 6	25	10358,185	3782850,251	0,060	145,475	2155,514
Lt 5	21	10358,185	2748001,994	0,044	105,679	2261,193
Lt 4	17	10914,803	1965743,678	0,031	75,596	2336,788
Lt 3	13	11416,761	1257447,613	0,020	48,357	2385,145
Lt 2	9	11416,761	640833,966	0,010	24,644	2409,790
Lt 1	5	12578,435	240377,799	0,004	9,244	2419,034
Total		129017,746	62903092,036	1,000	2419,034	

B4. 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 didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana

kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Pemeriksaan ketidakberaturan tingkat lunak dilakukan dengan cara menghitung kekakuan lateral tiap lantai. Perhitungan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 1, Model 2, dan Model 3 dapat dilihat pada Tabel B.16, B.17, B.18

Tabel B.16: 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 %
12	Gempa X	187169,796	-	-	-	-	-	-
11	Gempa X	229858,926	122,81	122,81	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
10	Gempa X	237929,011	103,51	114,11	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
9	Gempa X	240308,285	101,00	110,07	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
8	Gempa X	241439,103	100,47	102,29	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
7	Gempa X	242816,193	100,57	101,22	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
6	Gempa X	248150,076	102,20	102,74	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
5	Gempa X	261532,482	105,39	107,13	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
4	Gempa X	297051,941	113,58	118,43	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa X	332906,163	112,07	123,80	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa X	410835,433	123,41	138,25	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa X	669297,508	162,91	192,92	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
12	Gempa Y	194618,017	-	-	-	-	-	-
11	Gempa Y	237024,696	121,79	121,79	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
10	Gempa Y	246802,229	104,13	114,35	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
9	Gempa Y	250730,375	101,59	110,87	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
8	Gempa Y	253212,837	100,99	103,41	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
7	Gempa Y	255817,841	101,03	102,23	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
6	Gempa Y	261990,979	102,41	103,45	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
5	Gempa Y	286456,918	109,34	111,46	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
4	Gempa Y	330681,705	115,44	123,35	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa Y	374136,586	113,14	127,67	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa Y	442703,646	118,33	133,98	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa Y	693204,603	156,58	181,23	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Tabel B.17: 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 %
12	Gempa X	284729,888	-	-	-	-	-	-
11	Gempa X	348261,237	122,31	122,31	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
10	Gempa X	360721,565	103,58	113,97	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
9	Gempa X	364058,093	100,92	109,91	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
8	Gempa X	365829,697	100,49	102,28	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
7	Gempa X	369273,641	100,94	101,58	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
6	Gempa X	384640,139	104,16	104,98	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
5	Gempa X	427631,04	111,18	114,57	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
4	Gempa X	528580,996	123,61	134,21	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa X	575964,334	108,96	128,87	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa X	665631,412	115,57	130,33	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa X	965337,057	145,03	163,60	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
12	Gempa Y	296191,663	-	-	-	-	-	-
11	Gempa Y	356676,461	120,42	120,42	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
10	Gempa Y	370499,380	103,88	113,50	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
9	Gempa Y	375252,960	101,28	110,01	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
8	Gempa Y	377873,681	100,70	102,83	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
7	Gempa Y	381277,258	100,90	101,80	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
6	Gempa Y	395148,895	103,64	104,50	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
5	Gempa Y	456406,657	115,50	118,62	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
4	Gempa Y	575006,718	125,99	139,92	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa Y	620264,308	107,87	130,44	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa Y	701757,841	113,14	127,46	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa Y	972206,568	138,54	153,75	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Tabel B.18: Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan Model 3.

S	Load Case	Stiffness	R1	R2	Soft Story		Extreme Soft Story	
		kN/m	(%)	(%)	R1 < 70 %	R2 < 80 %	R1 < 60 %	R2 < 70 %
12	Gempa X	269951,987	-	-	-	-	-	-
11	Gempa X	323803,394	119,95	119,95	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
10	Gempa X	336393,906	103,89	113,31	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
9	Gempa X	341104,589	101,40	110,02	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
8	Gempa X	343460,358	100,69	102,90	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

T

S	Load Case	Stiffness	R1	R2	Soft Story		Extreme Soft Story	
		kN/m	(%)	(%)	R1 < 70 %	R2 < 80 %	R1 < 60 %	R2 < 70 %
7	Gempa X	345050,94	100,46	101,39	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
6	Gempa X	348418,021	100,98	101,52	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
5	Gempa X	364100,101	104,50	105,34	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
4	Gempa X	421277,547	115,70	119,50	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa X	456877,173	108,45	120,89	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa X	535580,054	117,23	129,34	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa X	804702,493	150,25	170,76	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
12	Gempa Y	277209,753	-	-	-	-	-	-
11	Gempa Y	324507,172	117,06	117,06	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
10	Gempa Y	335207,936	103,30	111,42	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
9	Gempa Y	339183,571	101,19	108,61	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
8	Gempa Y	341179,551	100,59	102,47	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
7	Gempa Y	342384,489	100,35	101,14	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
6	Gempa Y	343911,823	100,45	100,88	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
5	Gempa Y	359644,668	104,57	105,01	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
4	Gempa Y	427970,755	119,00	122,75	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
3	Gempa Y	461739,647	107,89	122,42	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
2	Gempa Y	534997,872	115,87	128,47	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak
1	Gempa Y	786779,173	147,06	165,67	Tidak	Tidak	Tidak	Tidak

Berdasarkan Tabel 4.43 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.

B5. Ketidakberaturan Torsi

Dari Lampiran B.2 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 1, Model 2, dan Model 3 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Berdasarkan SNI 1726:2012 ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung

melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Ketidakberaturan torsi hanya berlaku untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku. Dikarenakan diafragma yang direncanakan pada pemodelan ini menggunakan diafragma kaku, maka harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi.

a. Model 1

Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 1 tertera pada Tabel B.19 dan Tabel B.20.

Tabel B.19: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 1.

Lantai	Elevasi	δx_{min}	δx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ketidakberaturan Torsi		Perbesaran Torsi
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)	A_x
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
Lantai 12	49	0,035	0,035	0,001	0,001	OK	OK	1
Lantai 11	45	0,034	0,034	0,002	0,002	OK	OK	1
Lantai 10	41	0,032	0,032	0,002	0,002	OK	OK	1
Lantai 9	37	0,030	0,030	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 8	33	0,028	0,028	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 7	29	0,025	0,025	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 6	25	0,021	0,021	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 5	21	0,017	0,017	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 4	17	0,013	0,013	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 3	13	0,009	0,009	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 2	9	0,005	0,005	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 1	5	0,002	0,002	0,002	0,002	OK	OK	1

Tabel B.20: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 1.

Lantai	Elevasi	δx_{min}	δx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ketidakberaturan Torsi		Perbesaran Torsi
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)	A_x
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
Lantai 12	49	0,037	0,037	0,001	0,001	OK	OK	1
Lantai 11	45	0,035	0,036	0,002	0,002	OK	OK	1
Lantai 10	41	0,034	0,034	0,002	0,002	OK	OK	1
Lantai 9	37	0,031	0,031	0,003	0,003	OK	OK	1

Tabel B.20: Lanjutan.

Lantai	Elevasi	δx_{\min}	δx_{\max}	Δx_{\min}	Δx_{\max}	Ketidakberaturan Torsi		Perbesaran Torsi
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)	A_x
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
Lantai 8	33	0,028	0,028	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 7	29	0,025	0,025	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 6	25	0,021	0,022	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 5	21	0,017	0,018	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 4	17	0,013	0,013	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 3	13	0,009	0,009	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 2	9	0,006	0,006	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 1	5	0,002	0,002	0,002	0,002	OK	OK	1

Dari Tabel B.19 dan Tabel B.20 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.

b. Model 2

Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 1 tertera pada Tabel B.21 dan Tabel B.22.

Tabel B.21: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 2.

Lantai	Elevasi	δx_{\min}	δx_{\max}	Δx_{\min}	Δx_{\max}	Ketidakberaturan Torsi		Perbesaran Torsi
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)	A_x
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
Lantai 12	49	0,033	0,033	0,001	0,001	OK	OK	1
Lantai 11	45	0,032	0,032	0,002	0,002	OK	OK	1
Lantai 10	41	0,030	0,030	0,002	0,002	OK	OK	1
Lantai 9	37	0,028	0,028	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 8	33	0,026	0,026	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 7	29	0,023	0,023	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 6	25	0,019	0,019	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 5	21	0,016	0,016	0,004	0,004	OK	OK	1

Tabel B.21: *Lanjutan.*

Lantai	Elevasi	δx_{\min}	δx_{\max}	Δx_{\min}	Δx_{\max}	Ketidakberaturan Torsi		Perbesaran Torsi
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)	A_x
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
Lantai 4	17	0,012	0,012	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 3	13	0,009	0,009	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 2	9	0,005	0,005	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 1	5	0,002	0,002	0,002	0,002	OK	OK	1

Tabel B.22: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 2.

Lantai	Elevasi	δx_{\min}	δx_{\max}	Δx_{\min}	Δx_{\max}	Ketidakberaturan Torsi		Perbesaran Torsi
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)	A_x
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
Lantai 12	49	0,034	0,035	0,001	0,001	OK	OK	1
Lantai 11	45	0,033	0,034	0,002	0,002	OK	OK	1
Lantai 10	41	0,031	0,032	0,002	0,002	OK	OK	1
Lantai 9	37	0,029	0,030	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 8	33	0,026	0,027	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 7	29	0,023	0,024	0,003	0,004	OK	OK	1
Lantai 6	25	0,019	0,020	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 5	21	0,016	0,016	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 4	17	0,012	0,012	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 3	13	0,009	0,009	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 2	9	0,005	0,006	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 1	5	0,002	0,002	0,002	0,002	OK	OK	1

Dari Tabel B.21 dan Tabel B.22 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.

c. Model 3

Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 3 tertera pada Tabel B.23 dan Tabel B.24.

Tabel B.23: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 3.

Lantai	Elevasi	δx_{\min}	δx_{\max}	Δx_{\min}	Δx_{\max}	Ketidakberaturan Torsi		Perbesaran Torsi
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)	A_x
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
Lantai 12	49	0,035	0,035	0,001	0,001	OK	OK	1
Lantai 11	45	0,034	0,034	0,002	0,002	OK	OK	1
Lantai 10	41	0,032	0,032	0,002	0,002	OK	OK	1
Lantai 9	37	0,030	0,030	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 8	33	0,028	0,028	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 7	29	0,025	0,025	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 6	25	0,021	0,021	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 5	21	0,017	0,017	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 4	17	0,013	0,013	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 3	13	0,009	0,009	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 2	9	0,005	0,005	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 1	5	0,002	0,002	0,002	0,002	OK	OK	1

Tabel B.24: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 3.

Lantai	Elevasi	δx_{\min}	δx_{\max}	Δx_{\min}	Δx_{\max}	Ketidakberaturan Torsi		Perbesaran Torsi
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)	A_x
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
Lantai 12	49	0,032	0,034	0,001	0,001	OK	OK	1
Lantai 11	45	0,031	0,033	0,001	0,002	OK	OK	1
Lantai 10	41	0,030	0,032	0,002	0,002	OK	OK	1
Lantai 9	37	0,028	0,030	0,002	0,003	OK	OK	1
Lantai 8	33	0,026	0,027	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 7	29	0,023	0,024	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 6	25	0,020	0,021	0,003	0,004	OK	OK	1
Lantai 5	21	0,016	0,017	0,004	0,004	OK	OK	1
Lantai 4	17	0,012	0,013	0,003	0,004	OK	OK	1
Lantai 3	13	0,009	0,009	0,004	0,004	OK	OK	1

Tabel B.24: *Lanjutan.*

Lantai	Elevasi	δx_{\min}	δx_{\max}	Δx_{\min}	Δx_{\max}	Ketidakberaturan Torsi		Perbesaran Torsi
						Biasa (1A)	Berlebih (1B)	A_x
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
Lantai 2	9	0,005	0,006	0,003	0,003	OK	OK	1
Lantai 1	5	0,002	0,002	0,002	0,002	OK	OK	1

Dari Tabel B.23 dan Tabel B.24 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.

B6. 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.

a. Model 1

Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 1 dapat dilihat pada Tabel B.25.

Tabel B.25: 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	
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	1197229,67	1197229,67	111,33%	111,33%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 2	1075425,65	1075425,65	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 3	1075425,65	1075425,65	105,25%	105,25%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 4	1021761,65	1021761,65	106,13%	106,13%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 5	962735,15	962735,15	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada

Tabel B.25: *Lanjutan.*

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. 6	962735,15	962735,15	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 7	962735,15	962735,15	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 8	962735,15	962735,15	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 9	962735,15	962735,15	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 10	962735,15	962735,15	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 11	962735,15	962735,15	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 12	941900,00	941900,00	97,84%	97,84%	Tidak ada	Tidak ada

Dari Tabel B.25 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.

b. Model 2

Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 2 dapat dilihat pada Tabel B.26.

Tabel B.26: 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	1621673,10	1621673,10	109,64%	109,64%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 2	1479031,69	1479031,69	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 3	1479031,69	1479031,69	103,76%	103,76%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 4	1425367,69	1425367,69	109,10%	109,10%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 5	1306537,39	1306537,39	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 6	1306537,39	1306537,39	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 7	1306537,39	1306537,39	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 8	1306537,39	1306537,39	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 9	1306537,39	1306537,39	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 10	1306537,39	1306537,39	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 11	1306537,39	1306537,39	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 12	1191737,69	1191737,69	91,21%	91,21%	Tidak ada	Tidak ada

Dari Tabel B.26 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase massa efektif yang melebihi 150% dari tingkat di dekatnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 2 tidak memiliki ketidakberaturan massa.

c. Model 3

Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 3 dapat dilihat pada Tabel B.27.

Tabel B.27: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 3.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	1282205,39	1282205,39	110,18%	110,18%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 2	1163788,10	1163788,10	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 3	1163788,10	1163788,10	104,60%	104,60%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 4	1112620,10	1112620,10	105,37%	105,37%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 5	1055880,20	1055880,20	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 6	1055880,20	1055880,20	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 7	1055880,20	1055880,20	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 8	1055880,20	1055880,20	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 9	1055880,20	1055880,20	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 10	1055880,20	1055880,20	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 11	1055880,20	1055880,20	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
Lt. 12	1038092,93	1038092,93	98,32%	98,32%	Tidak ada	Tidak ada

Dari Tabel B.27 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase massa efektif yang melebihi 150% dari tingkat di dekatnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 3 tidak memiliki ketidakberaturan massa.

B7. Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, pengaruh P-Delta ditentukan berdasarkan nilai koefisien stabilitas (θ). Jika nilai koefisien stabilitas lebih kecil dari 0,1 maka pengaruh P-Delta dapat diabaikan. Berikut ini hasil perhitungan P-Delta masing-masing arah baik arah x dan y yang disajikan pada Tabel B.28 dan B.29.

Tabel B.28: Perhitungan P-Delta pada arah x berdasarkan SNI 1726:2012.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
12	49	0,0014	357,3177	9240,039	9240,039	0,00013	OK
11	45	0,0018	586,2629	9444,432	18684,471	0,00023	OK
10	41	0,0024	739,023	9444,432	28128,903	0,00040	OK
9	37	0,0029	853,5309	9444,432	37573,334	0,00062	OK
8	33	0,0033	942,7158	9444,432	47017,766	0,00091	OK
7	29	0,0037	1015,7119	9444,432	56462,198	0,00129	OK
6	25	0,0041	1089,916	9444,432	65906,630	0,00179	OK
5	21	0,0043	1167,674	9444,432	75351,062	0,00240	OK
4	17	0,0041	1253,2817	10023,482	85374,544	0,00301	OK
3	13	0,0040	1350,4417	10549,926	95924,469	0,00397	OK
2	9	0,0035	1435,5559	10549,926	106474,395	0,00518	OK
1	5	0,0022	1483,981	11744,823	118219,218	0,00635	OK

Tabel B.29: Perhitungan P-Delta pada arah y berdasarkan SNI 1726:2012.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_y (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_y)	Cek
12	49	0,0369	365,9724	9240,039	9240,039	0,00346	OK
11	45	0,0356	607,782	9444,432	18684,471	0,00442	OK
10	41	0,0337	769,3942	9444,432	28128,903	0,00547	OK
9	37	0,0313	887,4011	9444,432	37573,334	0,00652	OK
8	33	0,0285	977,4161	9444,432	47017,766	0,00754	OK
7	29	0,0252	1051,0042	9444,432	56462,198	0,00848	OK
6	25	0,0215	1126,7204	9444,432	65906,630	0,00914	OK
5	21	0,0175	1207,2024	9444,432	75351,062	0,00946	OK
4	17	0,0133	1297,4103	10023,482	85374,544	0,00936	OK
3	13	0,0094	1400,89	10549,926	95924,469	0,00900	OK
2	9	0,0056	1490,8216	10549,926	106474,395	0,00806	OK
1	5	0,0022	1542,1176	11744,823	118219,218	0,00620	OK

Pada Tabel B.28 dan B.29 menunjukkan nilai stabilitas rasio (θ) untuk masing-masing arah baik arah x dan y. Sesuai SNI 1726:2012 pada semua lantai kurang dari 0,1 sehingga pengaruh P-Delta dapat diabaikan.

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Dicky Hadinata Sidabutar
Nama Panggilan : Dik
Tempat, Tanggal Lahir : Medan, 16 Juli 1995
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Jl Pasar III Gg. cendrawasih No.8 Kel. Tegal Rejo
Kec. Medan Perjuangan, Sumatera Utara
Agama : Katholik
Nama Orang Tua
Ayah : Poltak Antonius Sidabutar
Ibu : Nurcahaya Bulan Tambunan
No. Telp : 0822-7205-8392
Email : dickyhadinata10@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

1. SD Nasrani 02	Tahun Lulus 2007
2. SMP Pahlawan Nasional	Tahun Lulus 2010
3. SMK Negeri 1 Percut Sei Tuan	Tahun Lulus 2013
4. Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara	2014 – Selesai