

TUGAS AKHIR

**PENGARUH VARIASI TATA LETAK DINDING GESER PADA
BANGUNAN BETON BERTULANG DENGAN ANALISA *PUSHOVER*
PADA GEDUNG KAMPUS UINSU MEDAN**

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

DI SUSUN OLEH:

ALFI FADILLAH
1507210237



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

UMSU
Unggul | Cerdas | Terpercaya

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 : Alfi Fadillah

Npm : 1507210237

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Pengaruh Variasi Tata Letak Dinding Geser Pada Bangunan
Beton Bertulang Dengan Analisa *Pushover* Pada Gedung Kampus

UINSU Medan

Bidang Ilmu : Struktur

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada
Panitia Ujian

Medan, 26 September 2019

Pembimbing I

Tondi Anurasyah Putra, ST, MT

Pembimbing II

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, M.Sc

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Alfi Fadillah.

NPM : 1507210237.

Program Studi : Teknik Sipil.

Judul Skripsi : Pengaruh Variasi Tata Letak Dinding Geser Pada Bangunan Beton Bertulang Dengan Analisa *Pushover* Pada Gedung Kampus UINSU Medan.

Bidang ilmu : Struktur

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

Medan, September 2019

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

(Tondi Amirsyah Putra, ST, MT)

Dosen Pembimbing II / Peguji

(Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc)

Dosen Pemanding I / Penguji

(Dr. Ade Faisal, ST, MSc)

Dosen Pemanding II / Peguji

(Bambang Hadibroto, ST, MT)

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,
(Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc)

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Alfi Fadillah

Tempat /Tanggal Lahir: Bagan Batu, 17 April 1998

NPM : 1507210237

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul: “Pengaruh Variasi Tata Letak Dinding Geser Pada Bangunan Beton Bertulang Dengan Analisa *Pushover* Pada Gedung Kampus UINSU Medan”, bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

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

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

Medan, September 2019

Saya yang menyatakan,



Alfi Fadillah

ABSTRAK

PENGARUH VARIASI TATA LETAK DINDING GESER PADA BANGUNAN BETON BERTULANG DENGAN ANALISA *PUSHOVER* PADA GEDUNG KAMPUS UINSU MEDAN

Alfi Fadillah
1507210237

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT
DR. Fahrizal Zulkarnain

UINSU Medan sedang membangun sebuah kampus baru, bangunan kampus ini memiliki tinggi sebesar 23,7 m (6 lantai). Seperti yang kita tahu, bangunan bertingkat tinggi merupakan struktur gedung yang rentan terhadap gaya lateral sehingga harus dirancang untuk dapat menahan beban lateral, Salah satunya sistem penahan gaya lateral adalah dinding geser. Oleh karena itu perlu adanya perencanaan struktur beton bertulang dengan dinding geser sebagai tambahan penahan gaya lateral pada gedung. Dalam tugas akhir ini terdapat 3 model struktur yaitu model pertama sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), model kedua sistem ganda dengan dinding geser beton bertulang khusus, dan model ketiga sistem ganda dengan dinding geser beton bertulang khusus dengan posisi dinding geser yang berbeda. Semua input beban dan spesifikasi material serta dimensi struktur adalah sama, hanya berbeda pada penambahan dinding geser pada bangunan kedua dan tiga. Analisis yang digunakan adalah Respon Spektrum sebagai tahap desain dan nonlinier sebagai tahap evaluasi, dengan alat bantu software Program Analisa Struktur. Berdasarkan hasil analisa dari ketiga gedung, didapatkan nilai simpangan pada tingkat paling atas gedung model 1 ($X= 49,157\text{mm}$; $Y= 43,544\text{mm}$) model 2 ($X= 14,498\text{mm}$; $Y= 23,554\text{mm}$) model 3 ($X= 17,447\text{mm}$; $Y= 19,408\text{mm}$). Pada model 1 tidak memenuhi syarat simpangan gedung yang disyaratkan SNI. Dengan penambahan dinding geser pada model 2 dan model 3 nilai simpangan gedung menjadi memenuhi syarat sesuai dengan SNI. Hasil analisa ini dapat dilihat bahwa posisi terbaik dalam menempatkan dinding geser pada bangunan gedung tersebut adalah dengan menerapkan letak dinding geser seperti model ketiga.

Kata kunci: SRPMK, Dinding Geser, Pushover.

ABSTRACT

THE EFFECT OF SHEAR WALL LAYOUT VARIATION ON REINFORCED CONCRETE BUILDING WITH PUSHOVER ANALYSIS OF UINSU MEDAN BUILDING

Alfi Fadillah
1507210237

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT
DR. Fahrizal Zulkarnain

UINSU Medan is building a new campus, this campus building has a height of 23.7 m (6 floors). As we know, high-rise buildings form structures that are susceptible to lateral forces which must be designed to be able to withstand lateral loads, one of the lateral force retaining systems is a shear wall. Therefore it is necessary to have reinforced concrete structures with shear walls in addition to supporting the lateral forces in buildings. In this final project, there are 3 structural models: the first model is a special moment bearing frame system (SRPMK), the second model is a double system with special reinforced concrete shear walls, and the dual system model with special reinforced concrete shear walls with different shear walls. All input loads and material specifications are the same structure, differ only in the sliding wall dressing in the second and third buildings. The analysis used is the Response Spectrum as a design and nonlinear as an evaluation, with the help of the Structure Analysis Program software. Based on the analysis of the three buildings, the deviation value at the top level of model 1 building ($X = 49,157\text{mm}$; $Y = 43,544\text{mm}$) model 2 ($X = 14,498\text{mm}$; $Y = 23,554\text{mm}$) model 3 ($X = 17,447\text{mm}$; $Y = 19.408\text{mm}$). In model 1 it does not meet the requirements of the deviation of buildings required by SNI. By agreeing to the sliding wall in model 2 and model 3 the deviation of building values is a requirement in accordance with SNI. The results of this analysis can be seen about the position of the cliff on the sliding wall in the building is to apply a sliding wall like the third model.

Keywords: SRPMK, Shear Wall, Pushover.

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 “Pengaruh Variasi Tata Letak Dinding Geser Pada Bangunan Beton Bertulang Dengan Analisa *Pushover* Pada Gedung Kampus UINSU Medan” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

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

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera, ST, MT, selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc, selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji, sekaligus Ketua Program Studi Teknik Sipil yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal, ST, MSc, selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji, sekaligus sebagai Wakil Dekan I Fakultas Teknik yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Bambang Hadibroto, ST, MT, selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar ST, MT, selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
7. Kedua Orang tua penulis: Ayahanda tercinta Abdullah, dan Ibunda tercinta Andriani, yang selalu berdoa, berjuang memberikan segala yang terbaik dan

telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis dan juga adikku Salsabillah Ananda Putri dan Muhammad Yusuf Abdillah.

8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Kepada Tirta Ayu Ananda, yang telah banyak membantu dan memberi semangat untuk penulis menyelesaikan tugas akhir ini.
10. Sahabat-sahabat penulis: Muhammad Khalif, Ryan Adrianto, Rizky Fahrizal, juga teman-teman Teknik Sipil angkatan 2015 terkhusus teman-teman B2 Siang yang tidak bisa disebutkan satu persatu, Semoga Allah SWT memberi balasan atas segala bantuan yang diberikan.

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. Akhir kata semoga skripsi ini dapat memberikan manfaat bagi semua pihak.

Medan, September 2019

Alfi Fadillah

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xvi
DAFTAR NOTASI	xx
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Ruang Lingkup	2
1.4 Tujuan Penelitian	3
1.5 Manfaat Penelitian	3
1.6 Sistematika Penulisan	3
BAB 2 LANDASAN TEORI	
2.1 Teori Gempa	5
2.1.1 Tipe Gelombang	6
2.1.2 Jenis-jenis Patahan	6
2.2 Standarisasi Beban Gempa	8
2.2.1 Faktor Modifikasi Respon (R)	8
2.2.2 Defenisi Faktor Modifikasi Respon (R)	8
2.2.3 Peraturan Pembebanan Gempa Berdasarkan SNI: 1726-2012	10
2.2.4 Gempa Rencana Dan Faktor Keutamaan	10
2.2.5 Klarifikasi Situs Dan Parameter	13
2.2.6 Parameter Percepatan Gempa	13
2.2.7 Wilayah Gempa Dan Spektrum Respon	15

2.2.8 Struktur Penahan Beban Gempa	18
2.2.9 Perioda Alami Struktur	19
2.2.10 Simpangan (<i>Drift</i>) Akibat Gaya Gempa	21
2.2.11 Metode Analisa	22
2.2.11.1 Metode Analisa Respon Spektrum Ragam	22
2.2.12 Filosofi Desain Bangunan Tahan Gempa	23
2.3 Dasar Teori	25
2.3.1 Sistem Rangka Pemikul Momen	25
2.3.1.1 Struktur Beton Bertulang	26
2.3.2 Sistem Ganda	27
2.3.2.1 Dinding Geser / <i>Shear Wall</i>	27
2.3.3 Perencanaan Struktur Tahan Gempa	31
2.3.4 Evaluasi Struktur Dengan Analisis Statik Nonlinier	32
2.3.4.1 Properti Analisis Statik Nonlinier	32
2.3.4.2 Kurva Kapasitas Struktur	33
2.3.4.3 Target Perpindahan	34
2.3.4.3.1 Metode <i>Capacity Spectrum</i> (ATC-40)	36
2.3.4.3.2 Metode <i>Displacement Coefficient</i>	
FEMA 356	36
2.3.4.3.3 Metode <i>Displacement Coefficient</i>	
FEMA 440	38
BAB 3 METODE PENELITIAN	
3.1 Bagan Alir Penelitian	39
3.2. Pemodelan Struktur	40
3.2.1 Data Perencanaan Struktur	40
3.2.2 Konfigurasi Bangunan	41
3.2.3 Dimensi kolom-balok	45
3.3 Analisa Struktur	46
3.3.1 Analisis Dinamik Struktur Linear	46
3.3.1.1 Pembebanan	46
3.3.1.2 Respon Spektrum Desain Gempa	47

3.3.1.3	Kombinasi Pembebanan	48
3.3.1.4	Perhitungan Tangga	49
3.3.1.5	Perhitungan Lift	50
3.3.2	Analisis Respon Spektrum Ragam	50
3.3.3	Koreksi Faktor Redundansi	51
3.4	Perencanaan Tebal Dinding Geser	52
3.5	Langkah-Langkah Pemodelan Dari Metode <i>Pushover</i>	52
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		
4.1	Hasil Model Linier Dan NonLinier	57
4.2	Hasil Analisa Linier	57
4.2.1	Model 1	57
4.2.1.1	Koreksi Faktor Skala Gaya	59
4.2.1.2	Pengecekan Gaya Geser	55
4.2.1.3	Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai	60
4.2.1.4	Nilai Simpangan Gedung	60
4.2.1.5	Pengaruh Efek P-Delta	61
4.2.1.6	Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal	62
4.2.1.7	pengecekan ketidakberaturan vertikal	67
4.2.2	Model 2	72
4.2.2.1	Koreksi Faktor Skala Gaya	72
4.2.2.2	Pengecekan Gaya Geser	73
4.2.2.3	Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai	74
4.2.2.4	Nilai Simpangan Gedung	74
4.2.2.5	Pengaruh Efek P-Delta	76
4.2.2.6	Persyaratan Penggunaan Sistem Ganda	76
4.2.2.7	Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal	80
4.2.2.8	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal	85
4.2.3	Model 3	90
4.2.3.1	Koreksi Faktor Skala Gaya	90
4.2.3.2	Pengecekan Gaya Geser	91
4.2.3.3	Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai	92
4.2.3.4	Nilai Simpangan Gedung	93

4.2.3.5 Pengaruh Efek P-Delta	94
4.2.3.6 Persyaratan Penggunaan Sistem Ganda	94
4.2.3.7 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal	98
4.2.3.8 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal	104
4.3 Hasil Analisa Nonlinier	109
4.3.1 Model 1	109
4.3.1.1 Analisa <i>Pushover</i>	109
4.3.1.2 Kurva Kapasitas (<i>Capacity Curve</i>)	109
4.3.1.3 Mekanisme Sendi Plastis	111
4.3.2 Model 2	114
4.3.2.1 Analisa <i>Pushover</i>	114
4.3.2.2 Kurva Kapasitas (<i>Capacity Curve</i>)	115
4.3.2.3 Mekanisme Sendi Plastis	117
4.3.3 Model 3	120
4.3.3.1 Analisa <i>Pushover</i>	120
4.3.3.2 Kurva Kapasitas (<i>Capacity Curve</i>)	121
4.3.3.3 Mekanisme Sendi Plastis	123
4.4 Perbandingan Analisa Struktur Antar Model	126
4.4.1 Gaya Geser Dasar	126
4.4.2 Perbandingan Simpangan Gedung	128
4.4.3 Perbandingan Perpindahan Dengan Gaya Geser Dasar	130
4.4.4 kinerja struktur menggunakan Metode <i>FEMA 440</i>	132
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1 Kesimpulan	133
5.2 Saran	134
DAFTAR PUSTAKA	135
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Peta zonasi gempa di Indonesia	5
Gambar 2.2	Respon Gaya - Perpindahan Struktur Kondisi Elastis Dan Inelastis	8
Gambar 2.3	Hubungan Antara Faktor Modifikasi Respon (R), Faktor Kuat Lebih Struktur (Ω), Dan Faktor reduksi Daktalitas ($R\mu$)	9
Gambar 2.4	Spectrum Response Desain	17
Gambar 2.5	Dinding Geser Beton Bertulang Pada Bangunan	28
Gambar 2.6	Jenis <i>Shearwall</i> Berdasarkan Letak Dan Fungsinya	29
Gambar 2.7	Jenis <i>Shearwall</i> Berdasarkan Geometrinya	30
Gambar 2.8	Pola Lendutan Portal Penahan Momen Dan Dinding Geser	31
Gambar 2.9	(A) Beam Sway Mechanism (B) Column Sway Mechanism	32
Gambar 2.10	Penentuan Titik Kinerja Menurut Metode Spektrum Kapasitas	35
Gambar 2.11	Metode <i>displacement coefficient</i> FEMA 356	37
Gambar 3.1	Bagan Alir Penelitian	39
Gambar 3.2	(A) Denah Struktur Model 1 (B) Proyeksi Bangunan Model 1 (C) Proyeksi Bangunan 3d Model 1 (D) Proyeksi Bangunan 3d Model 2 (E) Denah Struktur Model 2 (F) Proyeksi Bangunan Model 2 (G) Denah Struktur Model 3 (H) Proyeksi Bangunan Model 3 (I) Proyeksi Bangunan 3d Model 3	41
Gambar 3.3	Respon Spektrum Desain Berdasarkan SNI 1726-2012 Kota Medan Dengan Jenis Tanah Lunak	47
Gambar 3.4	Menentukan Titik Tinjau	52
Gambar 3.5	<i>Static Nonlinear Case</i>	53
Gambar 3.6	<i>Input Static Nonlinear Case Gravity</i>	53
Gambar 3.7	<i>Input Static Nonlinear Pushover Case (Pushover-X)</i>	54
Gambar 3.8	<i>Input Static Nonlinear Pushover Case (Pushover-Y)</i>	54
Gambar 3.9	<i>Input Hinge</i> Pada Balok	55
Gambar 3.10	<i>Input Hinge</i> Pada Kolom	56
Gambar 4.1	Diagram Geser Nominal Kumulatif	59
Gambar 4.2	Denah Struktur	65

Gambar 4.3	Opening Pada Lantai 2	66
Gambar 4.4	Diagram Geser Nominal Kumulatif	73
Gambar 4.5	Denah Struktur	83
Gambar 4.6	Opening Pada Lantai 2	84
Gambar 4.7	Diagram Geser Nominal Kumulatif	92
Gambar 4.8	Denah Struktur	102
Gambar 4.9	Opening Pada Lantai 2	103
Gambar 4.10	Model Perencanaan Kolom Kuat-Balok Lemah	109
Gambar 4.11	(a) Kurva Kapasitas Akibat Pushover-X (b) Kurva Kapasitas Akibat Pushover-Y	110
Gambar 4.12	(a) Distribusi Sendi Plastis Pushover X Step 7 (b) Distribusi Sendi Plastis Pushover X Step 38	111
Gambar 4.13	(a) Distribusi Sendi Plastis Pushover Y Step 5 (b) Distribusi Sendi Plastis Pushover Y Step 42	113
Gambar 4.14	Model Perencanaan Kolom Kuat-Balok Lemah	115
Gambar 4.15	(a) Kurva Kapasitas Akibat Pushover-X (b) Kurva Kapasitas Akibat Pushover-Y	116
Gambar 4.16	(a) Distribusi Sendi Plastis Pushover X Step 1 (b) Distribusi Sendi Plastis Pushover X Step 19	117
Gambar 4.17	(a) Distribusi Sendi Plastis Pushover Y Step 1 (b) Distribusi Sendi Plastis Pushover X Step 8	119
Gambar 4.18	Model Perencanaan Kolom Kuat-Balok Lemah	121
Gambar 4.19	(a) Kurva Kapasitas Akibat Pushover X (b) Kurva Kapasitas Akibat Pushover Y	122
Gambar 4.20	(a) Distribusi Sendi Plastis Pushover X Step 1 (b) Distribusi Sendi Plastis Pushover X Step 5	123
Gambar 4.21	(a) Distribusi Sendi Plastis Pushover Y Step 1 (b) Distribusi Sendi Plastis Pushover X Step 22	125
Gambar 4.22	Perbandingan Nilai Gaya Geser Pada Ke Tiga Model Arah X	127
Gambar 4.23	Perbandingan Nilai Gaya Geser Pada Ketiga Model Arah Y	128
Gambar 4.24	Perbandingan Simpangan Gedung Antar Tiga Model Arah X	129
Gambar 4.25	Perbandingan Simpangan Gedung Antar Tiga Model Arah Y	130

Gambar 4.26 Perbandingan Gaya Geser Dasar Dengan Perpindahan Pada Ke-3 Model Arah X	131
Gambar 4.27 Perbandingan Gaya Geser Dasar Dengan Perpindahan Pada Ke-3 Model Arah Y	131

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kategori Resiko Bangunan Gedung Dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012	10
Tabel 2.2	Faktor Keutamaan Gempa (SNI 03-1726-2012)	12
Tabel 2.3	Klasifikasi Situs Berdasarkan SNI 1726-2012.	13
Tabel 2.4	Koefisien Perioda Pendek (F_a) Berdasarkan SNI 1726-2012	14
Tabel 2.5	Koefisien Perioda 1,0 Detik (F_v) Berdasarkan SNI 1726-2012	15
Tabel 2.6	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Peioda Pendek	18
Tabel 2.7	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik	18
Tabel 2.8	Faktor R, Cd, Dan Ω Untuk Sistem Penahanan Gaya Gempa	19
Tabel 2.9	Nilai Parameter Perioda Pendekatan Ct Dan X Berdasarkan SNI 1726-2012	20
Tabel 2.10	Koefisien Untuk Batas Atas Pada Perioda Yang Dihitung Berdasarkan SNI 1726-2012	20
Tabel 2.11	Prosedur Analisa Yang Boleh Digunakan	22
Tabel 3.1	Komponen Stuktur Bangunan	45
Tabel 3.2	Berat Material Konstruksi Berdasarkan PPPURG 1987	46
Tabel 3.3	Beban Hidup Pada Lantai Dan Atap Struktur Berdasarkan SNI 1727:2013	46
Tabel 3.4	Kombinasi Pembebanan Berdasarkan SNI 1726-2012 Dengan Nilai $\rho=1,3$; $Sds= 0,558$	48
Tabel 3.5	Data Desain Tangga Pada Setiap Lantai	49
Tabel 3.6	Pembebanan Pada Plat Tangga	49
Tabel 3.7	Pembebanan Pada Bordes	49
Tabel 3.8	Data Rencana Lift	50
Tabel 4.1	Nilai Cs Digunakan Pada Mode 1	58
Tabel 4.2	Gaya Geser Dasar Nominal V_t Dan V_1	58

Tabel 4.3	Gaya Geser Dasar Nominal V_t Dan V_1 Setelah Dikoreksi Faktor Skala	58
Tabel 4.4	Nilai Gaya Geser Perlantai Gedung	59
Tabel 4.5	Gaya Geser Dasar Nominal V_t Dan V_1	60
Tabel 4.6	Hasil Analisa Nilai Simpangan Gedung Arah x	60
Tabel 4.7	Hasil Analisa Nilai Simpangan Gedung Arah y	61
Tabel 4.8	Ketidakteraturan Horizontal Struktur	62
Tabel 4.9	Ketidakteraturan Torsi arah x	63
Tabel 4.10	Ketidakteraturan Torsi arah y	64
Tabel 4.11	Ketidakteraturan Vertikal Struktur	67
Tabel 4.12	Pengecekan Ketidakteraturan Vertikal 1a Arah x	68
Tabel 4.13	Pengecekan Ketidakteraturan Vertikal 1a Arah y	68
Tabel 4.14	Pengecekan Ketidakteraturan Vertikal 1b Arah x	69
Tabel 4.15	Pengecekan Ketidakteraturan Vertikal 1b Arah y	69
Tabel 4.16	Pengecekan Ketidakteraturan Berat	69
Tabel 4.17	Pengecekan Ketidakteraturan Vertikal 5a	70
Tabel 4.18	Pengecekan Ketidakteraturan Vertikal 5b	71
Tabel 4.19	Nilai C_s Yang Digunakan Pada Mode 2	72
Tabel 4.20	Gaya Geser Dasar Nominal V_t Dan V_1	72
Tabel 4.21	Nilai Gaya Geser Perlantai Gedung	73
Tabel 4.22	Gaya Geser Dasar Nominal V_t Dan C_{sw}	74
Tabel 4.23	Hasil Analisa Nilai Simpangan Gedung Arah X	75
Tabel 4.24	Hasil Analisa Nilai Simpangan Gedung Arah Y	75
Tabel 4.25	Tabel Gaya Gempa Rangka Beton Arah X	76
Tabel 4.26	Tabel Gaya Gempa Dinding Geser Arah X	77
Tabel 4.27	Tabel Gaya Gempa Rangka Beton Arah Y	78
Tabel 4.28	Tabel Gaya Gempa Dinding Geser Arah Y	78
Tabel 4.29	Ketidakteraturan Horizontal Struktur	80
Tabel 4.30	Ketidakteraturan Torsi arah x	81
Tabel 4.31	Ketidakteraturan Torsi arah y	82
Tabel 4.32	Ketidakteraturan Vertikal Struktur	85
Tabel 4.33	Pengecekan Ketidakteraturan Vertikal 1a Arah X	86

Tabel 4.34	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a Arah Y	86
Tabel 4.35	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b Arah X	87
Tabel 4.36	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b Arah Y	87
Tabel 4.37	Pengecekan Ketidakberaturan Berat	87
Tabel 4.38	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 5a	88
Tabel 4.39	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 5b	89
Tabel 4.40	Nilai Cs Yang Digunakan Pada Mode 3	90
Tabel 4.41	Gaya Geser Dasar Nominal V_t Dan V_1	90
Tabel 4.42	Gaya Geser Dasar Nominal V_t Dan V_1 Setelah Dikoreksi Faktor Skala	91
Tabel 4.43	Nilai Gaya Geser Perlantai Gedung	91
Tabel 4.44	Gaya Geser Dasar Nominal V_t Dan C_{sw}	92
Tabel 4.45	Hasil Analisa Nilai Simpangan Gedung Arah X	93
Tabel 4.46	Hasil Analisa Nilai Simpangan Gedung Arah Y	93
Tabel 4.47	Tabel Gaya Gempa Rangka Beton Arah X	94
Tabel 4.48	Tabel Gaya Gempa Dinding Geser Arah X	95
Tabel 4.50	Tabel Gaya Gempa Rangka Beton Arah Y	96
Tabel 4.51	Tabel Gaya Gempa Dinding Geser Arah Y	97
Tabel 4.52	Ketidakberaturan Horizontal Struktur	98
Tabel 4.53	Ketidakberaturan Torsi Arah X	100
Tabel 4.54	Ketidakberaturan Torsi Arah Y	101
Tabel 4.55	Ketidakberaturan Vertikal Struktur	104
Tabel 4.56	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a Arah Y	105
Tabel 4.57	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a Arah Y	105
Tabel 4.58	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b Arah X	106
Tabel 4.59	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b Arah Y	106
Tabel 4.60	Pengecekan Ketidakberaturan Berat	106
Tabel 4.62	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 5a	107
Tabel 4.63	Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 5b	108
Tabel 4.64	Perpindahan Dan Gaya Geser Maksimum	111
Tabel 4.65	Tingkat Kerusakan Struktur Akibat Adanya Sendi Plastis	114
Tabel 4.66	Perpindahan Dan Gaya Geser Maksimum	117

Tabel 4.67	Tingkat Kerusakan Struktur Akibat Adanya Sendi Plastis	120
Tabel 4.68	Perpindahan Gaya Geser Maksimum	123
Tabel 4.69	Tingkat Kerusakan Struktur Akibat Adanya Sendi Plastis	126
Tabel 4.70	Perbandingan Nilai Gaya Geser Pada Ketiga Model	127
Tabel 4.71	Perbandingan Simpangan Gedung Antar Tiga Model Arah X	128
Tabel 4.72	Perbandingan Simpangan Gedung Antar Tiga Model Arah Y	129
Tabel 4.73	Level Kinerja Struktur	132

DAFTAR NOTASI

C_d	= Faktor Kuat Lebih Sistem
D_L	= Beban Mati, Termasuk SIDL
E	= Modulus Elastisitas
E_x	= Beban Gempa Arah X
E_y	= Beban Gempa Arah Y
F	= Frekuensi Struktur
F_a	= Koefisien Periode Pendek
F_v	= Koefisien Periode 1,0 Detik
PGA	= Nilai Koefisien Situs Untuk PGA
H_n	= Ketinggian Struktur Dalam M Di Atas Dasar Sampai Tingkat Tertinggi Struktur (Meter)
I	= Momen Inersia Kolom/Balok
I_e	= Faktor Keutamaan Gempa
Ω	= Kecepatan Sudut
K	= Kekakuan Struktur
L	= Panjang Kolom/Balok
LL	= Beban Hidup
M_c	= Momen Puncak
M_y	= Momen Leleh
M_u	= Momen Ultimit
QE	= Pengaruh Gaya Seismik Horizontal Dari V, Yaitu Gaya Geser Desain Total Di Dasar Struktur Dalam Arah Yang Ditinjau.
R	= Faktor Koefisien Modifikasi Respon
SS	= Nilai Parameter Respon Spektrum Percepatan Gempa Periode Pendek 0,1 Detik Di Batuan Dasar (SB) Mengacu Pada Peta Gempa SNI 1726:2012
SI	= Nilai Parameter Respon Spektrum Percepatan Gempa Periode 1,0 Detik Di Batuan Dasar (SB) Mengacu Pada Peta Gempa SNI 1726:2012
SDS	= Respon Spektrum Percepatan Respon Desain Untuk Periode Pendek
SDI	= Respon Spektrum Percepatan Desain Untuk Periode 1,0 Detik

T_a Minimum	= Nilai Batas Bawah Perioda Bangunan
T_a Maksimum	= Nilai Batas Atas Perioda Bangunan
V_t	= Gaya Geser Dasar Nominal Yang Didapat Dari Hasil Analisis Ragam Spektrum Respon Yang Telah Dilakukan
V_l	= Gaya Geser Dasar Prosedur Gaya Lateral Statik Ekuivalen
θ_y	= Rotasi Pada Saat Leleh
Ω_0	= Faktor Pembesaran Defleksi
ρ	= Faktor Redudansi

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan negara kepulauan dengan sebagian besar wilayahnya memiliki tingkat kerawanan yang tinggi terhadap gempa bumi. Bangunan bertingkat tinggi merupakan struktur gedung yang rentan terhadap gaya lateral sehingga harus dirancang untuk dapat menahan beban lateral, seperti angin dan gempa. Gempa bumi termasuk salah satu dari beban dinamis, yaitu beban yang besar dan arahnya berubah-ubah menurut waktu. Hal ini menyebabkan respons struktur gedung yang ditimbulkannya juga berubah-ubah terhadap waktu. Salah satu akibat dari beban dinamis ini adalah gedung akan mengalami simpangan horisontal. Apabila simpangan horisontal ini melebihi syarat aman yang telah ditetapkan oleh peraturan yang ada maka gedung akan mengalami keruntuhan.

Salah satu solusi yang digunakan untuk meningkatkan kinerja struktur bangunan tingkat tinggi dalam mengatasi simpangan horisontal adalah dengan pemasangan dinding geser (*shearwall*) yang dapat meningkatkan kekakuan bangunan.

Dinding geser adalah slab beton bertulang yang dipasang dalam posisi vertikal pada sisi gedung tertentu yang berfungsi menambah kekakuan struktur dan menyerap gaya geser yang besar seiring dengan semakin tingginya struktur. Fungsi dinding geser dalam suatu struktur bertingkat juga penting untuk menopang lantai pada struktur dan memastikannya tidak runtuh ketika terjadi gaya lateral akibat gempa dan angin. Ketika dinding geser ditempatkan pada lokasi-lokasi tertentu yang cocok dan strategis, dinding geser tersebut dapat digunakan secara ekonomis untuk menyediakan tahanan beban horisontal yang diperlukan.

Struktur beton bertulang tahan gempa pada umumnya direncanakan dengan mengaplikasikan konsep daktilitas, dengan konsep ini struktur tidak lagi perlu direncanakan agar tetap dalam batas elastis saat memikul beban gempa terbesar yang diramalkan mungkin terjadi. Suatu taraf pembebanan dengan faktor reduksi terhadap beban gempa maksimum dapat dipakai sebagai beban gempa rencana, sehingga struktur dapat didesain secara lebih ekonomis.

Metode analisis *pushover* merupakan salah satu komponen performance based design yang menjadi sarana untuk mengetahui kapasitas suatu struktur. Dasar dari metode ini sangat sederhana, yaitu memberikan pola beban statik tertentu dalam arah lateral yang besarnya ditingkatkan secara incremental sampai struktur tersebut mencapai pola keruntuhan tertentu.

Berdasarkan uraian diatas kita dapat mengetahui dimana letak terbaik penggunaan dinding geser yang akan kita gunakan untuk menahan beban angin dan gempa yang akan kita rencanakan selain itu, kita juga akan mengetahui kinerja optimal dari struktur yang dapat dicapai dan untuk mengetahui pengaruh dari perpindahan dinding geser tersebut.

1.2 Rumusan Masalah

Dalam tugas akhir ini, permasalahan yang akan Dibahas dapat dirumuskan sebagai berikut :

1. Bagaimana perilaku struktur bangunan setelah dilakukan pemindahan posisi dari dinding geser ?
2. Apakah ada peningkatan kekakuan struktur dan bagaimana pengaruh perpindahan dari struktur setelah dilakukan pemindahan posisi dari dinding geser ?
3. Apakah design struktur dinding geser yang di buat sudah yang terbaik ?

1.3 Ruang Lingkup

Pada penelitian ini permasalahan dibatasi pada:

1. Struktur yang ditinjau adalah hanya bangunan gedung kampus UINSU medan.
2. Hanya menggunakan analisis *pushover* sebagai metode perencanaan bangunan gedung tahan gempa
3. Penelitian tidak memperhitungkan struktur bawah(pondasi)
4. Penelitian menggunakan perencanaan ketahanan gempa menggunakan SNI 1726 : 2012 dan peta gempa 2010
5. Struktur dianalisa secara linier elastis menggunakan program ETABS v.15

1.4 Tujuan Penelitian

Dari tugas akhir ini penulis ingin mendapatkan beberapa tujuan akhir, diantaranya:

1. Untuk mengetahui perilaku struktur setelah dinding geser dipindahkan ke posisi yang lain
2. Untuk mengetahui pengaruh kekakuan gedung dengan memindahkan posisi dinding geser
3. Untuk mengetahui pengaruh dinding geser terhadap *base shear* (beban geser dasar) dari gempa

1.5 Manfaat Penelitian

1.5.1 Manfaat Teoritis

Manfaat yang dapat diambil dari penelitian ini adalah:

1. Penelitian ini memberikan manfaat terhadap ilmu pengetahuan khususnya dalam bidang teknik sipil.
2. Memberikan pemahaman tentang penerapan posisi terbaik dalam menempatkan struktur dinding geser.
3. Mengetahui design dan posisi terbaik dalam menerapkan dinding geser dalam sebuah bangunan gedung.

1.5.2 Manfaat Praktis

Hasil penelitian ini secara praktis diharapkan dapat menyumbangkan pemikiran dalam pemecah masalah yang berkaitan dengan bangunan bertingkat yang berada di kota medan.

1.6 Sistematika Penulisan

BAB 1 PENDAHULUAN

Menguraikan hal-hal umum mengenai tugas akhir seperti latar belakang, rumusan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, sistematika pembahasan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Pada Bab 2 ini berisikan teori-teori, konsep, dan rumus sesuai dengan acuan judul tugas akhir ini.

BAB 3 METODE PENELITIAN

Menjelaskan rencana atau prosedur yang dilakukan penulis untuk memperoleh jawaban yang sesuai dengan kasus permasalahan.

BAB 4 HASIL PEMBAHASAN

Menguraikan hasil pembahasan analisis desain dan kinerja struktur.

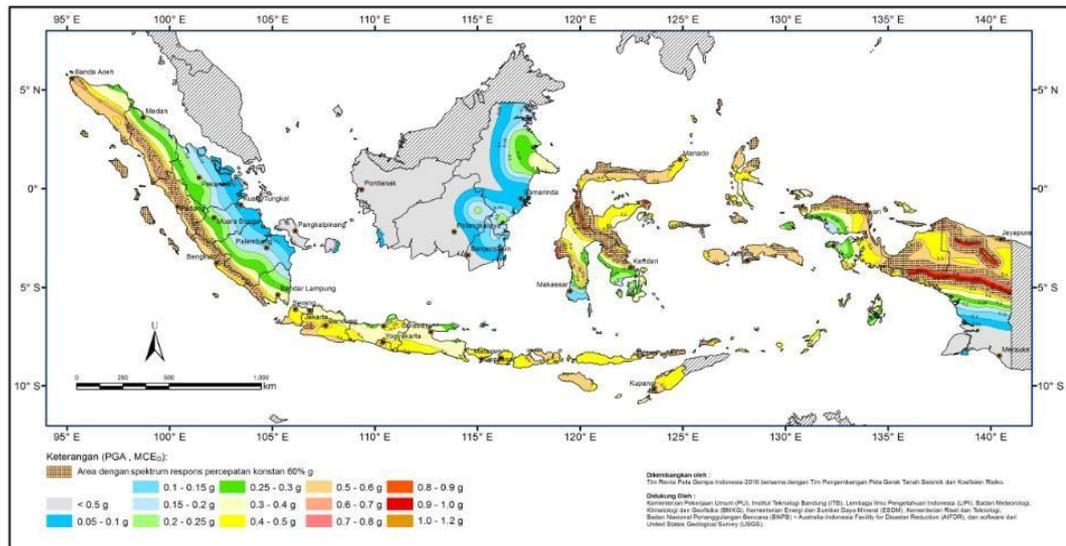
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Berisi kesimpulan sesuai dengan analisis terhadap penelitian dan beberapa saran untuk pengembangan lebih lanjut yang lebih baik di masa yang akan datang.

BAB 2

LANDASAN TEORI

2.1 Teori Gempa



Gambar 2.1: Peta zonasi gempa di Indonesia.

Gempa Bumi berasal dari dua kata berbeda, yaitu: gempa yang artinya getaran atau guncangan. Dan kata yang kedua adalah Bumi yang dapat diartikan sebagai planet Bumi atau tempat tinggal kita. Apabila digabungkan maka dua kata ini menjadi, sebuah getaran yang terjadi di muka Bumi dengan adanya sebab tertentu.

Juga dapat diartikan dengan guncangan yang terjadi di permukaan Bumi yang disebabkan Gelombang Seismik. Gempa bumi pada umumnya terjadi disebabkan adanya pergeseran Kerak Bumi dari dasar Bumi. Bisa juga terjadi karena efek letusan gunung berapi atau bahkan oleh ulah manusia sendiri.

Gempa bumi dapat terjadi karena fenomena getaran dengan kejutan pada kerak bumi. Faktor utama adalah benturan gesekan kerak bumi yang mempengaruhi permukaan bumi. Gempa bumi ini menjalar dalam bentuk gelombang. Gelombang ini mempunyai suatu energi yang dapat menyebabkan permukaan bumi dan bangunan di atasnya menjadi bergetar. Getaran ini nantinya akan menimbulkan gaya-gaya pada struktur bangunan karena struktur cenderung mempunyai gaya

untuk mempertahankan dirinya dari gerakan. Berdasarkan proses terjadinya, gempa bumi digolongkan menjadi tiga, antara lain:

1. Gempa Reruntuhan: gempa yang disebabkan antara lain oleh reruntuhan yang terjadi baik di atas maupun dibawah permukaan tanah. Contoh: tanah longsor, salju longsor, batu jatuhan.
2. Gempa Vulkanik: gempa yang disebabkan oleh kegiatan gunung berapi baik sebelum maupun pada saat meletusnya gunung berapi tersebut.
3. Gempa Tektonik: gempa yang disebabkan oleh terjadinya pergeseran kulit bumi (*lithosphere*) yang umumnya terjadi di daerah patahan kulit bumi. Gempa tektonik merupakan gempa yang paling menimbulkan kerusakan yang paling luas. Maka dari itu gempa bumi tektonik yang ditinjau sebagai beban siklisnya.

2.1.1 Tipe Gelombang

1. Gelombang Primer

Gelombang primer disebut juga dengan Gelombang *Longitudinal* yaitu gelombang yang merambat di permukaan bumi. Gelombang ini merambat dengan kecepatan yang sangat cepat yaitu 7-14 km/s. Getaran ini biasanya berasal dari pusat *Hiposentrum*.

2. Gelombang Sekunder

Gelombang sekunder (gelombang *transversal*) adalah getaran yang merambat di permukaan bumi sama seperti Gelombang primer. Akan tetapi kecepatan gelombang sekunder lebih lambat dari gelombang primer. Gelombang sekunder tidak bisa merambat pada permukaan bumi yang cair atau lapisan cair.

2.1.2 Jenis- Jenis Patahan

1. Patahan vertikal

Patahan vertikal adalah patahan yang terjadi akibat tenaga endogen. Patahan ini menyebabkan sesar bergerak keatas dan ke bawah. Sesar sendiri dibagi menjadi dua, yaitu sesar naik dan sesar turun. Sesar naik adalah patahan yang bergerak ke atas. Sedangkan sesar turun adalah patahan yang bergerak ke bawah.

Patahan vertikal adalah salah satu penyebab relief di muka bumi memiliki tinggi yang berbeda- beda. Patahan vertikal yang terkenal di Indonesia adalah patahan Semangko. Patahan Semangko berada di Sumatra. Patahan ini membagi Sumatra menjadi bagian barat dan timur. Bentuk patahan vertikal dibagi menjadi empat, yaitu *Horst*, *Graben*, *Fault Scarp*, dan Pegunungan Patahan.

2. Patahan horizontal

Patahan horizontal adalah bentuk patahan yang diakibatkan dari tekanan tenaga endogen yang bergerak secara horizontal. Sesar yang patah, bergerak mendatar atau ke kanan dan ke kiri. Sehingga patahan ini tidak menyebabkan perubahan tinggi dari sesar.

Patahan ini, biasanya hanya berbentuk garis- garis atau retakan- retakan besar yang ada di dalam tanah. Garis- garis yang terjadi akibat patahan disebut kelurusan. Kelurusan akan terlihat seperti garis lurus panjang melalui citra satelit. Patahan horizontal, biasanya dapat ditemukan pada daerah- daerah yang mengalami lipatan. Patahan horizontal dipisahkan menjadi dua, yaitu Dekstral dan Sinistral.

3. *Block Mountain*

Block Mountain adalah kumpulan patahan- patahan yang tidak beraturan. Patahan tersebut membentuk dataran yang memiliki bentuk yang bermacam- macam. Ada yang naik, turun, maupun miring. Hal ini terjadi dari akibat adanya beberapa tekanan yang terjadi di satu daerah yang besar.

Tekanan tersebut membuat tarikan dan dorongan, yang menghasilkan bentuk relief yang tidak beraturan. Kumpulan patahan ini biasanya akan membentuk berbagai pegunungan. Pegunungan ini biasanya terdiri dari balok- balok lithosfer.

4. *Oblique*

Oblique adalah sesar yang mengalami patahan vertikal bersamaan dengan patahan horizontal. Gerakan ini juga disebut sebagai gerak miring. Gerakan miring terjadi akibat adanya dua tekanan yang berbeda, terjadi dalam satu waktu dan di satu titik yang sama.

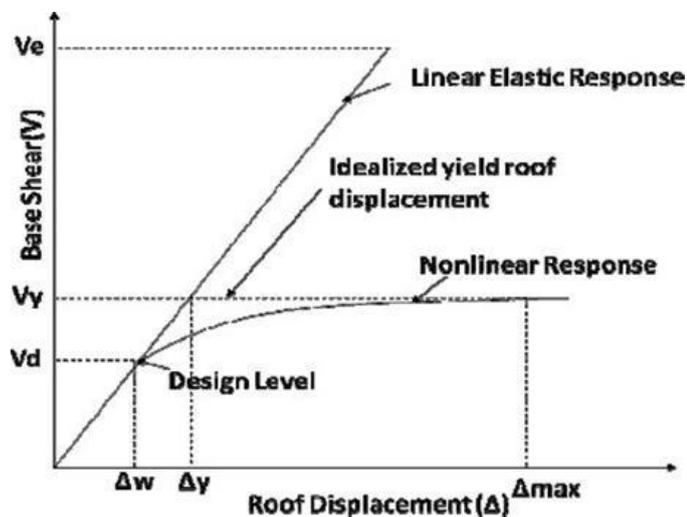
Dikarenakan gerakannya yang miring, hal ini menyebabkan sesar berbentuk miring dan memanjang. Berbeda dengan *Fault scarp* yang membentuk tebing, bentuk *Oblique* lebih dalam dan panjang. Selain itu, perbedaan tekanan yang

didapat, membuat *Oblique* lebih curam dari *Fault scarp*. *Oblique* adalah penyebab terbentuknya palung di dasar laut, dan ngarai di daratan.

2.2 Standarisasi Gempa Bumi

2.2.1 Faktor Modifikasi Respon (R)

Persyaratan desain bangunan untuk beban-beban gravitasi akan selalu berbeda dengan beban yang bersifat lateral seperti beban angin dan gempa bumi. Beban lateral seperti angin dapat digolongkan kedalam pembebanan primer karena biasanya dirancang dengan kisaran 1% sampai 3% dari berat struktur sehingga bisa dilakukan dengan konsep desain elastisitas. Hal tersebut tidak berlaku terhadap beban gempa, beban lateral gempa biasanya dirancang dengan kisaran 30% sampai 40% dari berat struktur sehingga jika didesain dengan konsep elastisitas, struktur akan sangat berat dan tidak ekonomis. Oleh karena itu desain beban gempa lebih difokuskan kepada konsep pengendalian dan pencegahan keruntuhan. Hal ini dapat digambarkan pada Gambar 2.2 di bawah untuk respon elastis dan inelastis pada struktur dengan kondisi linier elastis dan nonlinier.



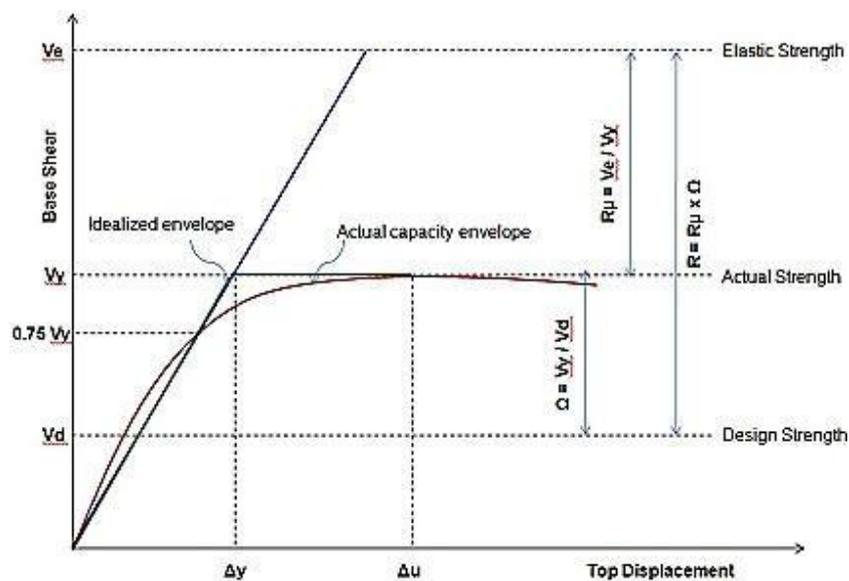
Gambar 2.2: Respon gaya-perpindahan struktur kondisi elastis dan inelastis.

2.2.2 Definisi Faktor Modifikasi Respon (R)

Faktor R merupakan parameter desain seismik yang penting dalam mendefinisikan tingkat kekakuan struktur selama terjadi gempa. Faktor R

merupakan faktor yang digunakan untuk memperhitungkan nilai redaman dan daktilitas pada suatu sistem struktur sehingga struktur mampu berdeformasi cukup besar mendekati deformasi maksimumnya. Faktor R mencerminkan kemampuan struktur dalam mendisipasi energi melalui perilaku inelastis.

Sesuai dengan konsep desain bangunan tahan gempa, struktur dirancang untuk beban geser dasar yang lebih kecil dari yang diperlukan agar struktur berperilaku elastis selama terjadi gempa. Hubungan antara faktor modifikasi respon (R), faktor kuat lebih struktur (Ω), dan faktor reduksi daktilitas (R_μ) dapat dilihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3: Hubungan antara faktor modifikasi respon (R), faktor kuat lebih struktur (Ω), dan faktor reduksi daktilitas (R_μ).

Reduksi yang besar ini terutama disebabkan oleh dua faktor utama (Gambar 2.3), yaitu:

1. Faktor reduksi daktilitas (R_μ), mengurangi kekuatan elastis yang dibutuhkan ke tingkat kuat leleh maksimum struktur.
2. Faktor kuat lebih (Ω), yang dimasukkan kedalam perhitungan sebagai kekuatan lebih seperti yang dimuat di dalam peraturan.

2.2.3 Peraturan Pembebanan Gempa Berdasarkan SNI: 1726-2012

Perencanaan suatu konstruksi gedung harus memperhatikan aspek kegempaan, terutama di Indonesia karena merupakan salah satu daerah dengan zona gempa yang tinggi. Aspek kegempaan tersebut dianalisis berdasarkan peraturan yang berlaku di negara tersebut dan Indonesia memiliki peraturan sendiri dan peta gempanya.

Peraturan yang berlaku saat ini ialah SNI:1726- 2012 yang merupakan revisi dari SNI: 1726-2002 dimana parameter wilayah gempanya sudah tidak digunakan lagi dan diganti berdasarkan dari nilai S_s (parameter respons spectral percepatan gempa pada periode pendek) dan nilai S_1 (parameter respons spectral percepatan gempa pada periode 1 detik) pada setiap daerah yang ditinjau. Dalam hal ini, tata cara perencanaan bangunan gedung tahan gempa menjadi lebih rasional dan akurat.

2.2.4 Gempa Rencana dan Faktor Keutamaan

Tata cara ini menentukan pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

Tabel 2.1: Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.1 *lanjutan.*

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<ul style="list-style-type: none"> - Pusat perbelanjaan/ Mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan 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 kategori 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 di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<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 garasikendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya <p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p>	IV

Tabel 2.1 lanjutan.

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<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 garasikendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan 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 untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p>	IV

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.1 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2.2 khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didesain sesuai dengan kategori risiko IV.

Tabel 2.2: Faktor keutamaan gempa (SNI 03-1726-2012).

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

2.2.5 Klasifikasi Situs dan Parameter

Prosedur untuk klasifikasi suatu situs untuk memberikan kriteria seismik adalah berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dalam perumusan kriteria 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 diklasifikasi terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan berdasarkan profil tanah lapisan 30 m 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, berikut disajikan dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas Situs	(m/detik)	atau	(kPa)
SA (batuan keras)	1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $W \geq 40\%$, dan Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa.		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon spesifik situs yang mengikuti Pasal 6.10.1 tentang Analisa Respon Situs berdasarkan SNI 1726:2012)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: – Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah. – Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ dengan Indeks Plastisitas $PI > 7,5$)		

Catatan: N/A = tidak dapat dipakai

2.2.6 Parameter Percepatan Gempa

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan S_I (percepatan batuandasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari

respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismic pada Bab 14 yang tertera dalam SNI 03-1726-2012 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

Untuk penentuan respons spectral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismic pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan factor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spectrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{MI}) yang Disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan menggunakan Pers. (2.1) dan (2.2).

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2.1)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_1 \quad (2.2)$$

dimana:

S_s = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012

S_1 = Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1,0 detik

Tabel 2.4: Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs	PGA				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon situs-spesifik				

Tabel 2.5: Koefisien perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs	PGA				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	Memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respon situs-spesifik				

2.2.7 Wilayah Gempa Dan Spektrum Respons

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing- masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCE_R , 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Bila $S_1 < 0,04g$ dan $S_s < 0,15g$, maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A, dan cukup memenuhi persyaratan dalam kategori desain seismik A.

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai kelas situs SA, SB, SC, SD, SE, atau SF. Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan kelas situs-nya, maka kelas situs SE dapat digunakan kecuali jika pemerintah/dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs SF.

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

Keterangan:

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek;

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.4 dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \quad (2.3)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} ;

3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.4)$$

Keterangan:

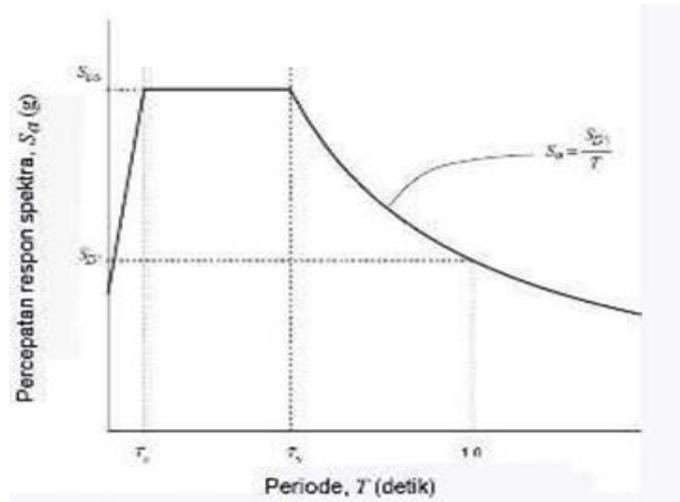
S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek;

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik;

T = perioda getar fundamental struktur.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$



Gambar 2.4: Spectrum Response Desain.

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik, S_1 , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik, S_1 , lebih besar dari atau sama dengan 0,75, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} . Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 2.6 atau 2.7, terlepas dari nilai periode fundamental getaran struktur, T .

Apabila S_1 lebih kecil dari 0,75, kategori desain seismik diijinkan untuk ditentukan sesuai Tabel 5. saja, di mana berlaku semua ketentuan di bawah:

1. Pada masing-masing dua arah ortogonal, perkiraan periode fundamental struktur, T_a adalah kurang dari $0,8T_s$,
2. Pada masing-masing dua arah ortogonal, periode fundamental struktur yang digunakan untuk menghitung simpangan antar lantai adalah kurang dari T_s ;

3. Diafragma struktural adalah kaku, dan untuk diafragma yang fleksibel, jarak antara elemen-elemen vertikal penahan gaya gempa tidak melebihi 12 m

Tabel 2.6: Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda Pendek.

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

Tabel 2.7: Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 detik.

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

2.2.8 Struktur Penahan Beban Gempa

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.2 Struktur Penahan Beban Gempa tentang, 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.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2 tentang Struktur Penahan Beban Gempa, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut:

- Faktor koefisien modifikasi respon (R)
- Faktor kuat lebih sistem (C_d)

- Faktor batasan tinggi sistem struktur Hal tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.6.
- Faktor pembesaran defleksi (Ω_0)

2.2.9 Periode Alami Struktur

Tabel 2.8: Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa.

Sistem penahan gaya gempa seismik	Koef. Modifikasi respon, R_a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_{0g}	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
				B	C	Dd	Ed	Fe
Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka beton bertulang pemikul momen Khusus	8	3	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
2. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2 1/2	5 1/2	TB	TB	TB	TB	TB

Periode adalah besarnya waktu yang diperlukan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan dimana frekuensi alami struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur (Budiono dan Supriatna, 2011).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2 tentang Penentuan Periode, periode struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisa yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut ditentukan dalam Pers. 2.3 dan Pers. 2.4.

- Periode fundamental pendekatan minimum ($T_{a \text{ minimum}}$):

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n \quad (2.5)$$

- Periode fundamental pendekatan maksimum (T_a maksimum):

$$T_a \text{ maksimum} = C_u T_a \text{ minimum} \quad (2.6)$$

dimana:

T_a minimum = Nilai batas bawah periode bangunan

T_a maksimum = Nilai batas atas periode bangunan

h_n = Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (m)

x = Ditentukan dari Tabel 2.9

C_t = Ditentukan dari Tabel 2.9

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.10

Tabel 2.9: Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012.

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka pemikul 100% seismik yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^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 2.10: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spektrum Desain pada 1 Detik S_{D1}	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

2.2.10 Simpangan (*Drift*) Akibat Gaya Gempa

Simpangan (*drift*) adalah sebagai perpindahan lateral relatif antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau dapat dikatakan simpangan mendatar tiap- tiap tingkat bangunan (*horizontal story to story deflection*).

Simpangan lateral dari suatu sistem struktur akibat beban gempa adalah sangat penting yang dilihat dari tiga pandangan yang berbeda, menurut Farzat Naeim (1989):

1. Kestabilan struktur (*structural stability*)
2. Kesempurnaan arsitektural (*architectural integrity*) dan potensi kerusakan bermacam-macam komponen non-struktur
3. Kenyamanan manusia (*human comfort*), sewaktu terjadi gempa bumi dan sesudah bangunan mengalami gerakan gempa.

Simpangan antar tingkat dari suatu titik pada suatu lantai harus ditentukan sebagai simpangan horizontal titik itu, relatif terhadap titik yang sesuai pada lantai yang berada dibawahnya. Untuk menjamin agar kenyamanan para penghuni gedung tidak terganggu maka dilakukan pembatasan-pembatasan terhadap simpangan antar tingkat pada bangunan. Pembatasan ini juga bertujuan untuk mengurangi momen-momen sekunder yang terjadi akibat penyimpangan garis kerja gaya aksial di dalam kolom-kolom (yang lebih dikenal dengan P-delta). Menurut SK SNI-1726-2002 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung pasal 8.1.2 bahwa untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut Pasal 8.1.1 tidak boleh melampaui $0,03/R$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil. Sementara Berdasarkan UBC 1997 bahwa batasan *story drift* atau simpangan antar tingkat adalah sebagai berikut:

Untuk periode bangunan yang pendek $T < 0,7$ detik, maka simpangan antar tingkat $\bullet m \bullet 0,0025I_h$ atau 2,5% dari tinggi bangunan. Untuk periode bangunan yang pendek $T > 0,7$ detik, maka simpangan antar tingkat $\bullet m \bullet 0,002I_h$ atau 2,0% dari tinggi bangunan.

2.2.11 Metode Analisa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7, analisa struktur yang disyaratkan harus terdiri dari salah satu tipe yang diijinkan dalam Tabel 2.11, berdasarkan pada kategori desain seismik struktur yang diijinkan digunakan.

Tabel 2.11: Prosedur analisa yang boleh digunakan.

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisa gaya lateral ekuivalen Pasal 7.8	Analisa spektrum respon ragam Pasal	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat.	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat.	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan.	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakberaturan horizontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 11.			
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan: Diiijinkan, TI: Tidak diijinkan

2.2.11.1 Metode Analisa Respon Spektrum Ragam

Parameter respon terkombinasi respon masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respon rencana gempa merupakan respon maksimum. Dalam hal

ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respon menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Untuk penjumlahan respon ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alami dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Sedangkan untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respon 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 kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama. Bila respon dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.7.

$$V_t \geq 0,85 V_1 \quad (2.7)$$

Maka, apabila nilai akhir respon dinamik lebih kecil dari nilai respon ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisa spektrum respon ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.8.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,84 V_1}{V_t} \geq 1 \quad (2.8)$$

dimana:

V_t = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa ragam spektrum respon yang telah dilakukan

V_1 = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekivalen

2.2.12 Filosofi Desain Bangunan Tahan Gempa

Suatu bangunan yang baik pada daerah yang terletak berdekatan dengan daerah pertemuan lempengan benua seperti di Indonesia hendaknya didesain terhadap kemungkinan beban gempa yang akan terjadi di masa yang akan datang yang

waktunya tidak dapat diketahui secara pasti. Berikut yang termasuk bangunan tahan gempa adalah:

1. Apabila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen *non-struktural* (dinding retak, genting dan langit-langit jatuh, kaca pecah dan sebagainya) maupun pada komponen strukturalnya (kolom dan balok retak, pondasi amblas, dan lainnya).
2. Apabila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non-strukturalnya akan tetapi komponen structural tidak boleh rusak.
3. Apabila terjadi gempa kuat, bangunan boleh mengalami kerusakan baik komponen non-struktural maupun komponen strukturalnya, akan tetapi jiwa penghuni bangunan tetap selamat, artinya sebelum bangunan runtuh masih cukup waktu bagi penghuni bangunan untuk keluar/mengungsi ketempat aman.

Sulit untuk menghindari kerusakan bangunan akibat gempa, bila digunakan perencanaan konvensional, karena hanya bergantung pada kekuatan komponen struktur itu sendiri, serta perilaku respon pasca elastisnya. Seiring dengan perkembangan teknologi dalam perencanaan bangunan tahan gempa, telah dikembangkan suatu pendekatan disain alternatif untuk mengurangi resiko kerusakan bangunan saat terjadi gempa, dan mampu mempertahankan integritas komponen struktural dan *non-struktural* terhadap gempa kuat.

Pendekatan disain ini bukan dengan cara memperkuat struktur bangunan tetapi adalah dengan mereduksi gaya gempa yang akan bekerja pada bangunan atau menambah suatu sistem pada struktur yang dikhususkan untuk menyerap sebagian besar energi gempa yang masuk ke bangunan dan hanya sebagian kecil (sisanya) akan dipikul oleh komponen struktur bangunan itu sendiri.

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa dengan tingkat keamanan memadai, struktur harus dirancang dapat memikul gaya horizontal atau gaya gempa. Struktur harus dapat memberikan layanan yang sesuai dengan perencanaan. Tingkat layanan dari struktur akibat gaya gempa terdiri dari tiga, yaitu:

1. Kemampuan layan (*serviceability*)

Jika gempa dengan intensitas (*intensity*) percepatan tanah yang kecil dalam waktu ulang yang besar mengenai suatu struktur, disyaratkan tidak mengganggu fungsi bangunan, seperti aktivitas normal di dalam bangunan dan perlengkapan yang ada. Artinya tidak dibenarkan terjadi kerusakan pada struktur baik pada komponen struktur maupun elemen non-struktur yang ada. Dalam perencanaan harus diperhatikan control dan batas simpangan yang dapat terjadi semasa gempa, serta menjamin kekuatan yang cukup bagi komponen struktur untuk menahan gaya gempa yang terjadi dan diharapkan struktur masih berperilaku elastis.

2. Kontrol kerusakan (*damage control*)

Jika struktur dikenai gempa dengan waktu ulang sesuai dengan umur (masa) rencana bangunan, maka struktur direncanakan untuk dapat menahan gempa ringan (kecil) tanpa terjadi kerusakan pada komponen struktur ataupun komponen non-struktur, dan diharapkan struktur masih dalam batas elastis.

3. Ketahanan (*survival*)

Jika gempa kuat yang mungkin terjadi pada umur (masa) bangunan yang direncanakan membebani struktur, maka struktur direncanakan untuk dapat bertahan dengan tingkat kerusakan yang besar tanpa mengalami keruntuhan (*collapse*). Tujuan utama dari keadaan batas ini adalah untuk menyelamatkan jiwa manusia.

2.3 Dasar Teori

2.3.1 Sistem Rangka Pemikul Momen

Di Indonesia, sistem struktur gedung yang umum digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen, yang mana beban horizontal akibat gempa akan dipikul terutama melalui mekanisme lentur. Pada saat gempa terjadi, rangka pemikul momen harus berperilaku sebagai rangka daktail supaya integritasnya tetap terjaga sehingga bangunan terhindar dari kemungkinan mengalami roboh dengan seketika. Perilaku daktail ini hanya dapat dicapai apabila pada saat terbentuknya sendi- sendi plastis pada pelat-balok-kolom mampu mentransfer efek beban lateral gempa tanpa kehilangan kekuatan dan kekakuannya.

Menurut tabel 3 SNI 03-1726-2002 tercantum tiga jenis SRPM yaitu SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa), SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah), dan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus), yang mana masing- masing jenis SRPM dibedakan berdasarkan wilayah gempa.

2.3.1.1 Struktur Beton Bertulang

Beton bertulang adalah material komposit di mana kekuatan dan daktilitas beton yang relatif rendah diimbangi dengan dimasukkannya tulangan yang memiliki kekuatan atau daktilitas yang lebih tinggi. Tulangan biasanya, meskipun tidak harus, berupa tulangan baja (tulangan) dan biasanya tertanam secara pasif di beton sebelum beton dipasang. Skema perkuatan umumnya dirancang untuk menahan tegangan tarik pada daerah beton tertentu yang dapat menyebabkan keretakan dan/atau kegagalan struktural.

Beton bertulang modern dapat mengandung beragam bahan penguat yang terbuat dari baja, polimer, atau material komposit alternatif, baik disertai tulangan maupun tidak. Beton bertulang juga dapat mengalami tekanan permanen (beton dalam kompresi, tulangan dalam tegangan), sehingga dapat meningkatkan sifat-sifat struktur bangunan ketika dikenai beban. Beton bertulang adalah salah satu bahan konstruksi yang sangat penting. Beton bertulang ini digunakan di hampir semua struktur.

Beton memiliki kelebihan dan kekurangan. Kelebihan tersebut antara lain, yaitu:

1. Beton adalah material yang mempunyai kuat tekan yang relatif tinggi apabila dibandingkan dengan material konstruksi yang lain.
2. Beton memiliki daya tahan terhadap api dan air, bahkan menjadi material struktur bangunan terbaik untuk bangunan yang bersentuhan langsung dengan air. Dalam peristiwa kebakaran dengan intensitas rata- rata, struktur beton dengan ketebalan selimut beton yang memadai sebagai pelindung tulangan hanya mengalami kerusakan pada permukaan beton tanpa mengalami keruntuhan.
3. Beton tidak memerlukan biaya perawatan yang besar.
4. Beton memiliki usia layan yang sangat panjang apabila dibandingkan dengan material konstruksi yang lain.

5. Beton dapat dicetak menjadi bentuk yang beranekaragam.
6. Di tempat-tempat tertentu, beton terbuat dari bahan-bahan lokal yang relatif murah seperti pasir, kerikil, dan air, dan relatif hanya membutuhkan sedikit semen dan material baja.
7. Keahlian buruh yang dibutuhkan untuk membangun konstruksi beton relatif lebih rendah dibandingkan dengan bahan lain seperti struktur baja.

Selain memiliki kelebihan-kelebihan tersebut, beton juga memiliki beberapa kekurangan, yaitu:

1. Beton memiliki kuat tarik yang relatif sangat.
2. Dalam pembuatan beton, dibutuhkan bekisting untuk menjaga pembentukan beton sampai beton tersebut mengeras.
3. Rendahnya kekuatan per satuan berat beton mengakibatkan beton menjadi berat.

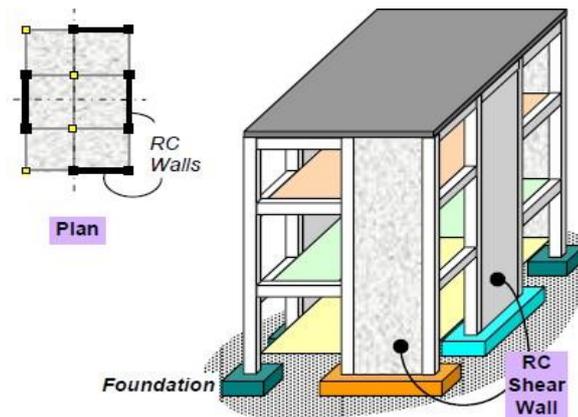
2.3.2 Sistem Ganda

Secara umum, menurut SNI-1726- 2002 Tabel 3, Sistem Ganda dapat diartikan sebagai kesatuan sistem struktur yang terdiri dari rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi dan pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka pengaku dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi/Sistem Ganda.

2.3.2.1 Dinding Geser / *Shear Wall*

Bangunan beton bertulang, di dalam perilaku strukturnya, sangat didominasi oleh pelat, balok dan kolom, namun sering kali dilakukan satu tipe elemen yang lain yang serupa dengan pelat arah vertikal, dan elemen ini dinamakan dinding geser seperti terlihat pada Gambar 2.5. Dinding geser berfungsi menahan beban lateral yang disebabkan oleh angin maupun oleh beban akibat gempa. Sejalan dengan hal tersebut, dinding geser pada suatu bangunan tidak boleh mengalami suatu

keruntuhan. Sistem dinding geser digunakan untuk meningkatkan kekakuan dari bangunan ber-tingkat banyak, desain dan detailing yang cocok dari bangunan yang menggunakan dinding geser selama ini telah memperlihatkan kinerja yang sangat baik pada saat mengalami goyangan akibat beban gempa.



Gambar 2.5: Dinding Geser Beton Bertulang pada Bangunan.

Sumber: C.V.R Murty, 2005

Portal kaku dapat menahan hampir semua beban lateral di bagian atas bangunan, sedangkan dinding geser menahan sebagian besar beban lateral pada bagian bawah bangunan. Dengan menggabungkan kedua elemen struktur ini, diharapkan mampu meningkatkan kemampuan dari keseluruhan bangunan untuk menahan beban lateral.

Sebenarnya, dinding geser yang dipasang pada bangunan yang berada di area gempa kuat memerlukan suatu detailing yang khusus. Namun, kenyataannya, bahkan gedung-gedung yang memiliki dinding geser yang tidak sepenuhnya didesain secara terperinci untuk menanggulangi kinerja akibat beban gempa justru sampai sekarang masih tetap berdiri dan jauh dari tahap keruntuhan.

Sekarang ini, bangunan yang menggunakan dinding geser merupakan salah satu yang banyak diminati di negara-negara yang memiliki resiko terjadi gempa yang cukup tinggi sebaiknya menggunakan dinding geser, sebab dinding geser sangat mudah untuk dirancang oleh karena detailing penguatannya tidak terlalu rumit serta mudah diimplementasikan di area konstruksi. Dari segi efisiensi, dinding geser tergolong yang paling baik dari segi biaya konstruksi ataupun

kemampuan meminimalisir kerusakan akibat gempa pada elemen struktural maupun non struktural dari suatu bangunan.

Berdasarkan letak dan fungsinya, dinding geser dibagi menjadi 3 jenis, yaitu:

1. *Bearing Walls*

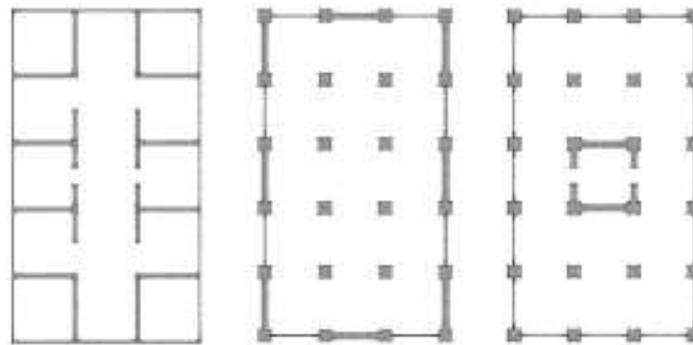
Bearing walls adalah dinding geser yang juga mendukung sebagian besar dari beban gravitasi.

2. *Frame Walls*

Frame walls adalah dinding geser yang menahan beban lateral, dimana beban gravitasi berasal dari *frame* beton bertulang.

3. *Core Walls*

Core walls adalah dinding geser yang terletak di wilayah dalam gedung dan biasanya digunakan untuk transportasi vertikal.



(a) *Bearing Walls* (b) *Frame Walls* (c) *Core Walls*

Gambar 2.6: Jenis Shearwall Berdasarkan Letak dan Fungsinya.

Dinding geser juga dapat diklasifikasikan berdasarkan geometrinya, yaitu:

1. *Flexural Wall* (Dinding Langsing),

Dinding geser yang memiliki rasio $hw/lw > 2$ dan desainnya dikontrol oleh perilaku lentur.

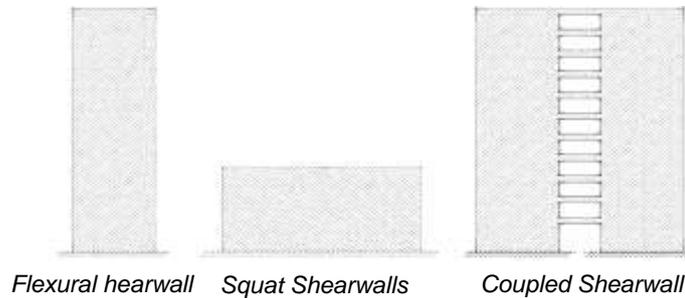
2. *Squat Wall* (Dinding Pendek)

Dinding geser yang memiliki rasio $hw/lw < 2$ dan desainnya dikontrol oleh perilaku geser.

3. *Coupled Shearwall* (Dinding Berangkai),

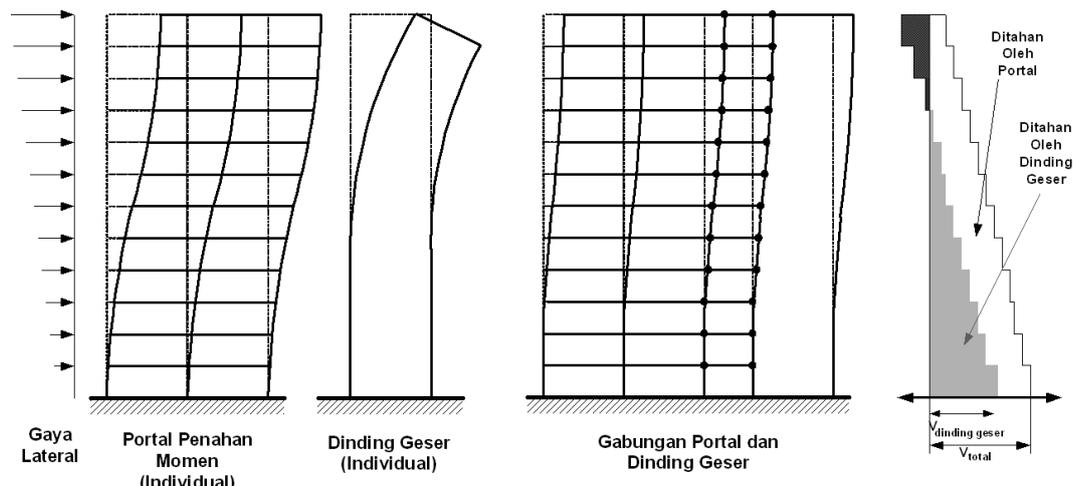
Dimana momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding, yang dihubungkan oleh balok-balok perangkai, sebagai

gaya-gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar pasangan dinding tersebut.



Gambar 2.7: Jenis *Shearwall* Berdasarkan Geometrinya.

Dinding geser membentang pada seluruh jarak vertikal antar lantai. Jika dinding ditempatkan secara hati-hati dan simetris dalam perencanaannya, dinding geser sangat efisien dalam menahan beban vertikal maupun lateral dan tidak mengganggu persyaratan arsitektur. Dinding geser dapat digunakan untuk menahan gaya lateral saja maupun sebagai dinding pendukung. Dinding geser juga dapat digunakan untuk ruang lift, tangga dan mungkin toilet. Selain itu, ada banyak keadaan, dinding geser tidak mungkin digunakan tanpa beberapa bukaan di dalamnya untuk jendela, pintu, dan saluran-saluran mekanikal dan elektrik. Pada bangunan tinggi sering digunakan gabungan antara portal penahan momen dengan dinding geser, terutama pada bangunan tinggi yang dibangun di daerah yang terkena pengaruh gempa bumi. Penggabungan antara portal dan dinding geser, terutama adalah pada bangunan tinggi dengan struktur beton. Hal ini dapat memberikan hasil yang baik untuk memperoleh kekenyalan/daktilitas (*ductility*) dan kekakuan sistem struktur.



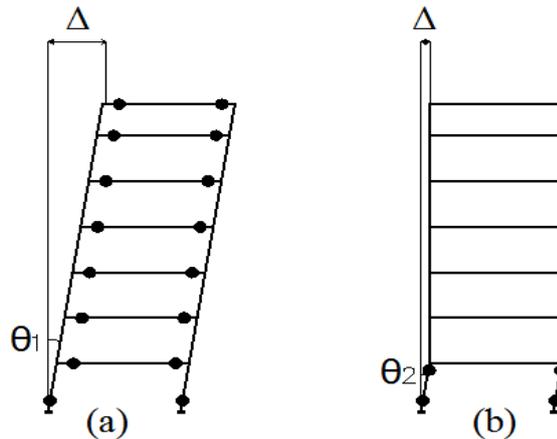
Gambar 2.8: Pola Lendutan Portal Penahan Momen dan Dinding Geser.

(Juwana, 2005)

2.3.3 Perencanaan Struktur Tahan Gempa

Struktur bangunan normal (gedung perkantoran, bangunan sekolah, toko, dsb), pada umumnya tidak perlu di desain untuk menahan gaya gempa kuat dengan respon elastik tanpa mengalami kerusakan, oleh sebab itu, pada saat gempa kuat terjadi, resiko kerusakan tetapi tanpa keruntuhan struktur pada tingkat desain tertentu, harus dapat diterima.

Dengan konsep di atas, maka kerusakan struktur pada saat gempa kuat berlangsung harus di desain pada tempat-tempat tertentu sehingga mudah diperbaiki setelah gempa kuat selesai. Mekanisme keruntuhan dengan desain kerusakan harus direncanakan sehingga struktur dapat rusak pada level desain tanpa keruntuhan. Lokasi kerusakan di desain pada balok dan kolom dasar yang disebut dengan sendi plastis. Sendi plastis ini harus mampu berdeformasi secara inelastik dengan cara memindahkan energi gempa secara baik melalui proses pembentukan sendi plastis.



Gambar 2.9: (a) Beam Sway Mechanism. (b) Column Sway Mechanism.

Sumber: ATC-40 1996

Mekanisme keruntuhan ini dikenal dengan *beam-sway mechanisms* dengan konsep balok lemah kolom kuat (*strong column weak beam*) seperti yang terlihat pada Gambar 2. (a); sedangkan mekanisme *column sway* yang tampak pada bagian Gambar 2. (b) harus dihindarkan karena keruntuhan struktur akan bersifat getas (*brittle*).

Berdasarkan UBC 1997, tujuan dari desain bangunan tahan gempa adalah mencegah terjadinya kegagalan struktur dan terjadinya korban jiwa, dengan 3 kriteria standar yaitu:

- a. Tidak terjadi kerusakan sama sekali pada gempa ringan.
- b. Ketika terjadi gempa sedang, diizinkan terjadi kerusakan arsitektural tanpa adanya kerusakan struktural.
- c. Diizinkan terjadinya kerusakan struktural maupun non-struktural pada gempa kuat, namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh.

2.3.4 Evaluasi Struktur Dengan Analisis Statik Non Linier

2.3.4.1 Properti Analisis Statik Nonlinier

Dua elemen kunci dari suatu prosedur desain berdasarkan kinerja adalah kebutuhan dan kapasitas. Kebutuhan adalah suatu representasi dari kemampuan struktur untuk menahan suatu kebutuhan gempa. Kinerja bergantung pada

bagaimana cara dari kapasitas struktur untuk mampu menanggulangi kebutuhan. Dengan kata lain, struktur harus mempunyai kapasitas untuk menahan kebutuhan gempa seperti kinerja struktur yang adalah kompatibel dengan objektivitas dari desain. Prosedur analisis non linier sederhana menggunakan metode pushover, memerlukan penentuan dari tiga elemen utama yaitu kapasitas (*Capacity*), kebutuhan (*displacement*) dan kinerja (*performance*). Keseluruhan kapasitas dari struktur bergantung pada kapasitas kekuatan dan kapasitas deformasi dari komponen-komponen tunggal struktur.

Metode koefisien pada dasarnya merupakan suatu prosedur modifikasi displacement. Alternatifnya, prosedur modifikasi displacement menghitung displacement maksimum total dari osilator dengan mengalikan respon elastik, mengasumsikan properti linier awal dan redaman, dengan satu atau lebih koefisien. Koefisien-koefisien tipikalnya diturunkan secara empiris dari analisis respon riwayat waktu nonlinier dari osilator dengan periode dan kekuatan yang bervariasi. Suatu bentuk dari linierisasi ekuivalen dikenal sebagai metode kapasitas spektra. Kedua pendekatan ini menggunakan analisis statik non linier, pushover analysis, untuk menghitung karakteristik *force-deformation* lateral dari struktur. Pada kedua metode ini, kebutuhan deformasi global struktur dihitung dari respon suatu sistem SDOF ekuivalen yang mempunyai properti *load-deformation* yang ditentukan dari analisis pushover. Perbedaannya, pada teknik ini digunakan untuk menghitung kebutuhan deformasi maksimum (elastik dan inelastik).

2.3.4.2 Kurva Kapasitas Struktur

Analisa *statik nonlinier* merupakan prosedur analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa. Analisa *statik nonlinier* juga dikenal sebagai analisa *pushover* atau analisa beban dorong statik. Analisa *pushover* dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan faktor pengali sampai satu target perpindahan lateral dari suatu titik acuan tercapai. Biasanya titik tersebut adalah titik pada struktur bagian atas.

Analisa *pushover* menghasilkan kurva kapasitas, kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar, V , terhadap perpindahan titik acuan pada

struktur bagian atas, D. Pada proses pushover, struktur didorong sampai mengalami leleh disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linier sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku non-linier.

Kurva *pushover* dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong. Tujuan analisa pushover adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian-bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya. Cukup banyak studi menunjukkan bahwa analisa statik pushover dapat memberikan hasil mencukupi, ketika dibandingkan dengan hasil analisa dinamik nonlinier, untuk bangunan regular dan tidak tinggi.

Menurut SNI 03-1726-2002, analisa *pushover* atau analisa beban dorong statik adalah suatu cara analisa statik dua dimensi atau tiga dimensi linier dan non- linier, dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur- angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelepasan (sendi plastis) pertama di dalam struktur gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk elastoplastis yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

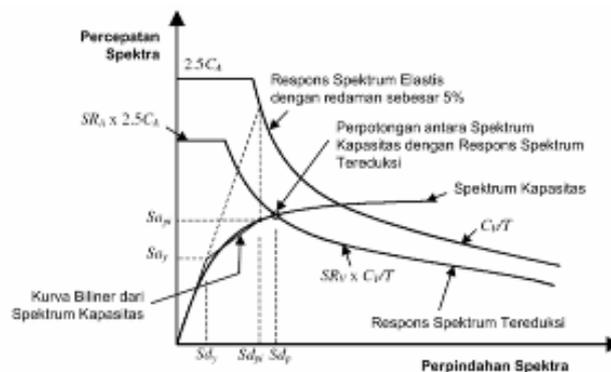
Hasil akhir dari analisis ini berupa nilai-nilai gaya-gaya geser dasar (*base shear*) untuk menghasilkan perpindahan dari struktur tersebut. Nilai-nilai tersebut akan digambarkan dalam bentuk kurva kapasitas yang merupakan gambaran perilaku struktur dalam bentuk perpindahan lateral terhadap beban (*demand*) yang diberikan. Selain itu, analisis *pushover* dapat menampilkan secara visual elemen-elemen struktur yang mengalami kegagalan, sehingga dapat dilakukan pencegahan dengan melakukan pendetailan khusus pada elemen struktur tersebut.

2.3.4.3 Target Perpindahan

Gaya dan deformasi setiap komponen / elemen dihitung terhadap “perpindahan tertentu” di titik kontrol yang disebut sebagai “target perpindahan” dengan notasi δ_t dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat bangunan

mengalami gempa rencana. Kriteria evaluasi level kinerja kondisi bangunan didasarkan pada gaya dan deformasi yang terjadi ketika perpindahan titik kontrol sama dengan target perpindahan δ_t . Jadi parameter target perpindahan sangat penting peranannya bagi perencanaan berbasis kinerja. Ada beberapa cara menentukan target perpindahan, salah satunya adalah *Capacity Spectrum Method* atau Metode Spektrum Kapasitas (FEMA 356 / 440, ATC 40).

Dalam Metode Spektrum Kapasitas, proses dimulai dengan menghasilkan kurva hubungan gaya perpindahan yang memperhitungkan kondisi inelastis struktur yang hasilnya diplot-kan dalam format ADRS (*acceleration displacement response spectrum*). Metode ini secara khusus telah built-in dalam program analisa struktur, Proses konversi kurva pushover dan kurva respon spektrum yang direduksi dalam format ADRS dikerjakan otomatis dalam program.



Gambar 2.10: Penentuan Titik Kinerja menurut Metode Spektrum Kapasitas.

Metode spektrum kapasitas menyajikan secara grafis tiga buah grafik yaitu spektrum kapasitas (*capacity spectrum*), respons spektrum dan spektrum *demand* dalam format ADRS. Untuk mengetahui perilaku dari struktur yang ditinjau terhadap intensitas gempa yang diberikan, kurva kapasitas kemudian dibandingkan dengan tuntutan (*demand*) kinerja yang berupa respons spektrum berbagai intensitas (periode ulang) gempa. Target perpindahan diperoleh melalui titik perpotongan antara spektrum kapasitas dan dan spektrum *demand*.

2.3.4.3.1 Metode *Capacity Spectrum* (ATC-40)

Metode *capacity spectrum* adalah metode yang digunakan program *ETABS* dan dari output-nya dapat diperoleh parameter titik kinerja struktur. Konsep desain kinerja struktur metode *capacity spectrum* pada dasarnya merupakan prosedur yang dilakukan untuk mendapatkan peralihan actual struktur gedung. Peralihan actual yang didapatkan dari hasil ini menunjukkan besar simpangan atap struktur. Perbandingan antara simpangan atap struktur terhadap tinggi total struktur menunjukkan kinerja struktur. Tahapan desain kinerja struktur dengan metode *capacity spectrum* sesuai ATC-40 adalah sebagai berikut:

1. Konversi kurva kapasitas hasil analisis beban dorong menjadi *capacity spectrum*.
2. Menentukan *Performance Point*: Plot *demand spectrum* dengan nilai *damping* 5% sesuai kondisi tanah dan wilayah gempa, lalu menggabungkan *demand spectrum* dengan *capacity spectrum* untuk menentukan *performance point*. Pada tahap ini dilakukan iterasi sesuai prosedur B ATC-40.
3. Ubah *performance point* jadi simpangan atap global.

2.3.4.3.2 Metode *Displacement Coefficient* FEMA 356

Pada metode *displacement coefficient* (FEMA 356), perhitungan dilakukan dengan memodifikasi respons elastik linier sistem struktur SDOF ekuivalen dengan faktor modifikasi C_0 , C_1 , C_2 dan C_3 sehingga dapat dihitung target peralihannya, dengan menetapkan dahulu waktu getar efektif (T_e) untuk memperhitungkan kondisi *inelastic* struktur gedung. Gambaran metode *displacement coefficient* (FEMA 356) seperti terlihat pada Gambar 2.

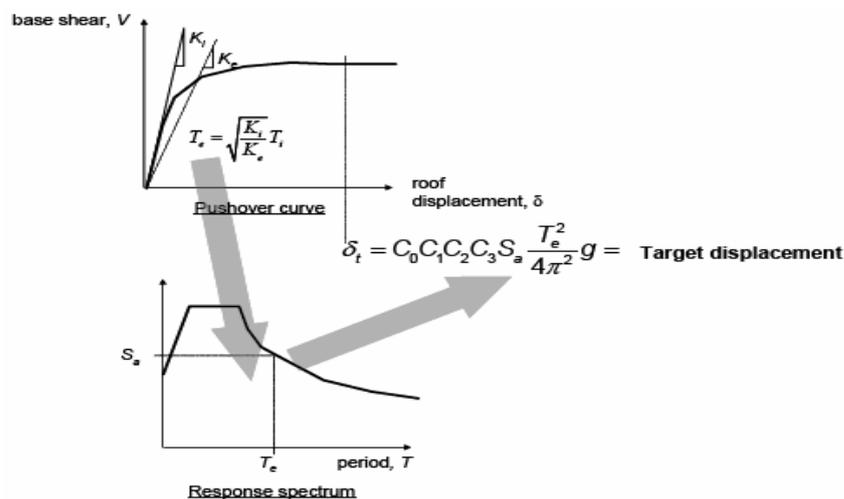
Rumusan target perpindahan yang digunakan pada Metode *Displacement Coefficient* FEMA 356 adalah sebagai berikut:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.7)$$

dengan:

δ_t = target peralihan.

- T_e = waktu getar alami efektif.
- C_0 = faktor modifikasi untuk mengkonversi spectral displacement struktur SDOF ekuivalen menjadi roof displacement struktur sistem MDOF, sesuai FEMA 356 Tabel 3-2.
- C_1 = faktor modifikasi untuk menghu- bungkan peralihan inelastik maksimum dengan peralihan respons elastik linier.
- C_2 = faktor modifikasi untuk mem- perlihatkan *pinched hysteresis shape*, degradasi kekakuan dan penurunan kekuatan pada respon peralihan maksimum, sesuai FEMA 356 Tabel 3-3.
- C_3 = faktor modifikasi untuk mem- perlihatkan kenaikan peralihan akibat efek P-delta.



Gambar 2.11: Metode *Displacement Coefficient* FEMA 356.

Untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai positif maka $C_3=1,0$. Sedangkan untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh negatif, maka C_3 ditentukan dengan Persamaan (2.9) sebagai berikut:

Nilai $C_1 = 1,0$ untuk $T_e \geq T_s$ dan untuk $T_e < T_s$ nilai C_1 diambil dengan persamaan sebagai berikut:

$$C_1 = [1,0 + (R - 1) T_s / T_e] / R \quad (2.8)$$

$$C_3 = 1,0 + \frac{\pi (R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.9)$$

dengan:

R = adalah *strength ratio*, besarnya dapat dihitung sesuai dengan Persamaan (2.10)

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (2.10)$$

Dengan:

S_a = adalah akselerasi spektrum respons pada waktu getar alami fundamental efektif dan rasio redaman pada arah yang ditinjau. V_y adalah gaya geser dasar pada saat leleh.

V_y = gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva *pushover* menjadi bilinear.

W = adalah berat efektif seismik.

C_m = faktor massa efektif, sesuai Tabel 3-1 FEMA 356 3-1.

α = adalah rasio kekakuan pasca leleh dengan kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gayaperalihan nonlinier diidealisasikan sebagai kurva bilinear.

T_s = waktu getar karakteristik *respons spectrum*.

g = percepatan gravitasi 9,81 m/det².

2.3.4.3.3 Metode *Displacement Coefficient* FEMA 440

Merupakan metode *displacement coefficient* pada FEMA 356 yang telah dimodifikasi dan diperbaiki. Persamaan yang digunakan untuk menghitung target peralihan tetap sama, yaitu sesuai Persamaan (2.8). Akan tetapi mengalami modifikasi dan perbaikan dalam menghitung faktor C_1 dan C_2 sebagai berikut:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{a T_e^2} \quad (2.11)$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left[\frac{R-1}{T_e} \right]^2 \quad (2.12)$$

dengan:

R = adalah *strength ratio*,

T_e = waktu getar alami efektif,

a = konstanta.

Nilai konstanta a adalah 130, 90 dan 60 untuk site kategori B, C dan D.

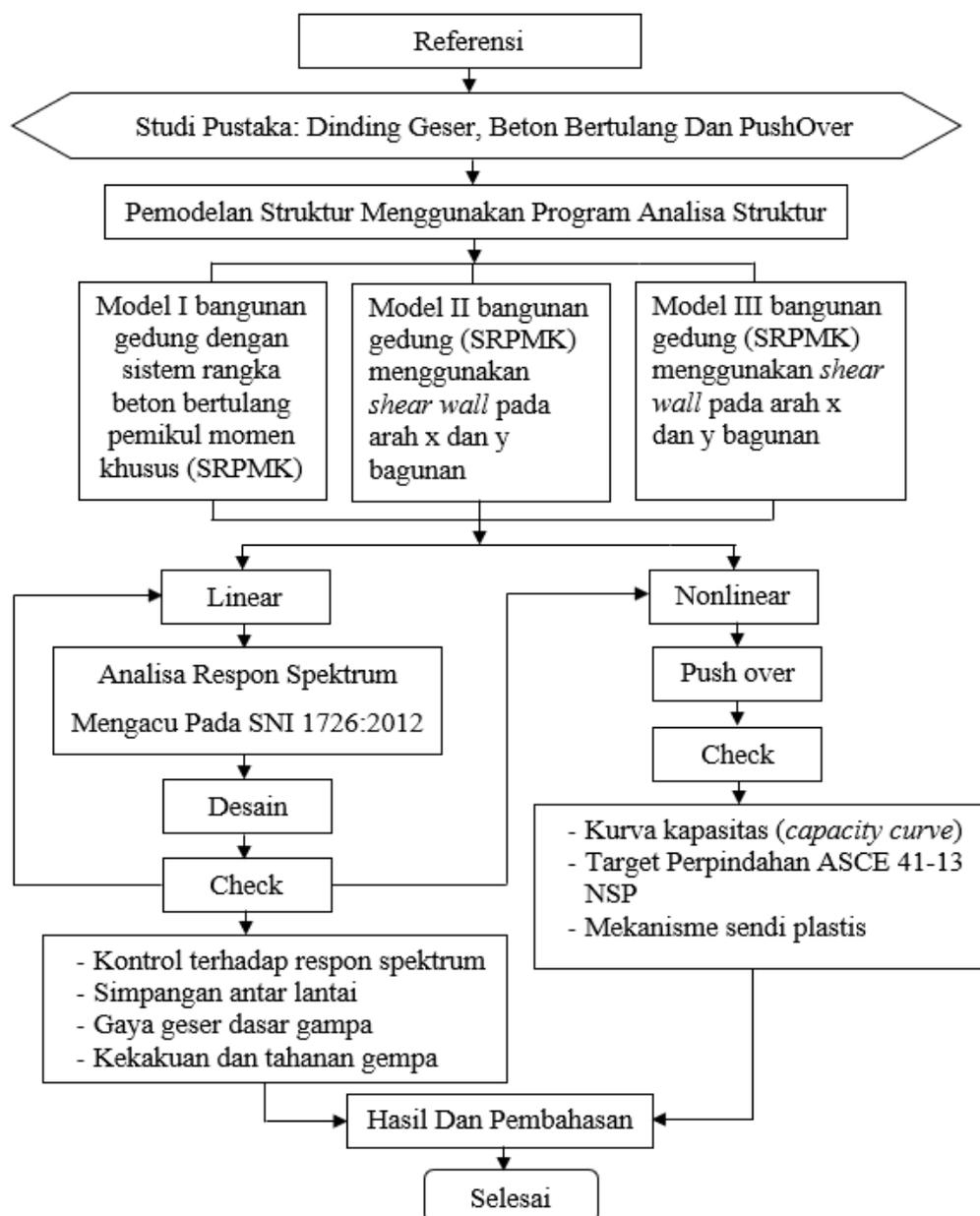
- 1) Untuk waktu getar < 0,2 detik maka nilai C_1 pada 0,2 detik dapat dipakai, sedangkan untuk waktu getar > 1 detik maka $C_1 = 1,0$.
- 2) Untuk waktu getar < 0,2 detik maka nilai C_2 pada 0,2 detik dapat dipakai, sedangkan untuk waktu getar > 0,7 detik maka $C_2 = 1,0$.

BAB 3

METODE PENELITIAN

3.1 Bagan Alir Penelitian

Bab ini berisi tentang pemodelan struktur yang direncanakan. Struktur dianalisis menggunakan *software* bantuan, yaitu Program Analisa Struktur. Secara umum, metode penelitian dalam Tugas Akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.

Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis yang dilakukan memiliki 3 model, yaitu model pertama Menggunakan Sistem Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan kedua model selanjutnya menggunakan sistem ganda dengan dinding geser sebagai penahan gaya *lateral* dan SRPMK sebagai penahan daya gravitasi. Ketiga model bangunan tersebut dianalisis secara Linear dan Non-Linear dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan Program Analisa Struktur untuk mendapatkan nilai simpangan yang ada ketika bangunan telah dikenakan gempa berulang (gabungan). Kemudian nilai simpangan tersebut akan dibandingkan untuk setiap model bangunan serta metode yang digunakan.

3.2. Pemodelan Struktur

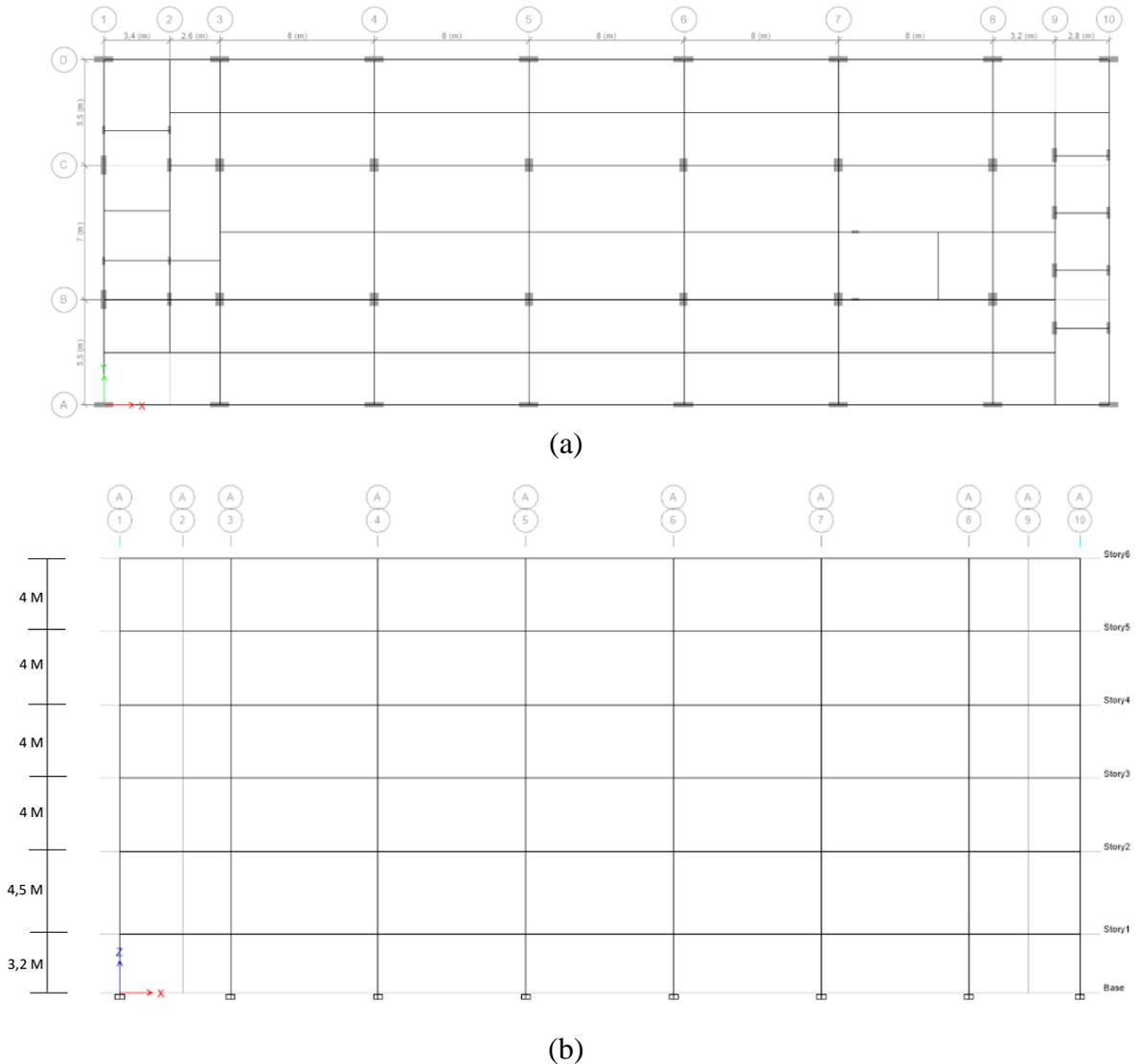
3.2.1 Data Perencanaan Struktur

Adapun data perencanaan struktur yang digunakan pada keempat pemodelan dalam Program Analisa Struktur, yaitu:

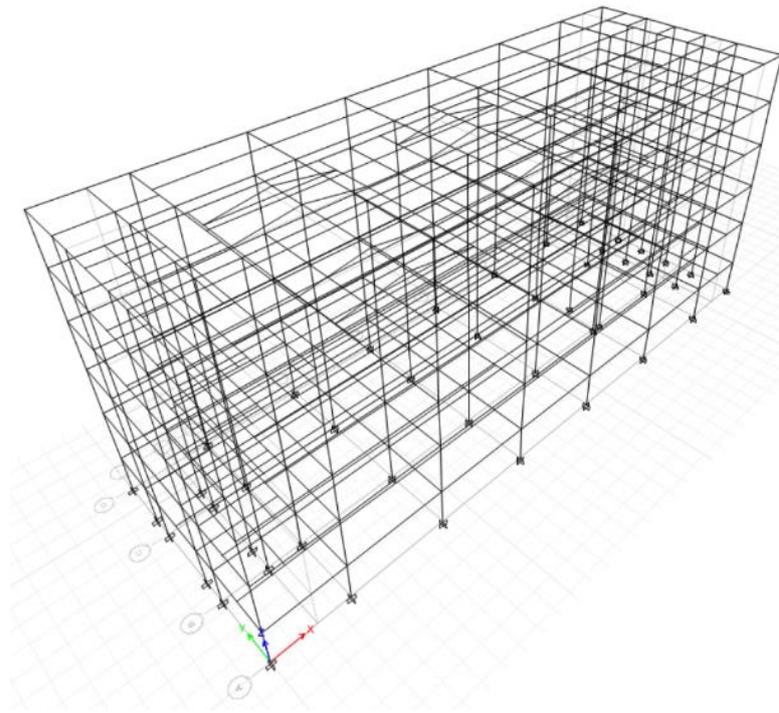
1. Jenis pemanfaatan gedung sekolah/kampus.
2. Gedung terletak di kota Medan.
3. Klasifikasi situs tanah lunak (SE).
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Dan Sistem Ganda Dinding Geser Beton Bertulang Khusus.
5. Jenis portal struktur gedung adalah beton bertulang.
6. Kuat tekan beton ($f'c$) yang digunakan:
 - Kolom : 33,2 MPa
 - Balok : 25 MPa
7. Mutu baja tulangan yang digunakan adalah BJTD 40:
 - Kuat leleh minimum (f_y) : 400 MPa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 570 Mpa
8. Tebal plat lantai yang direncanakan adalah 12 cm.

3.2.2 Konfigurasi Bangunan

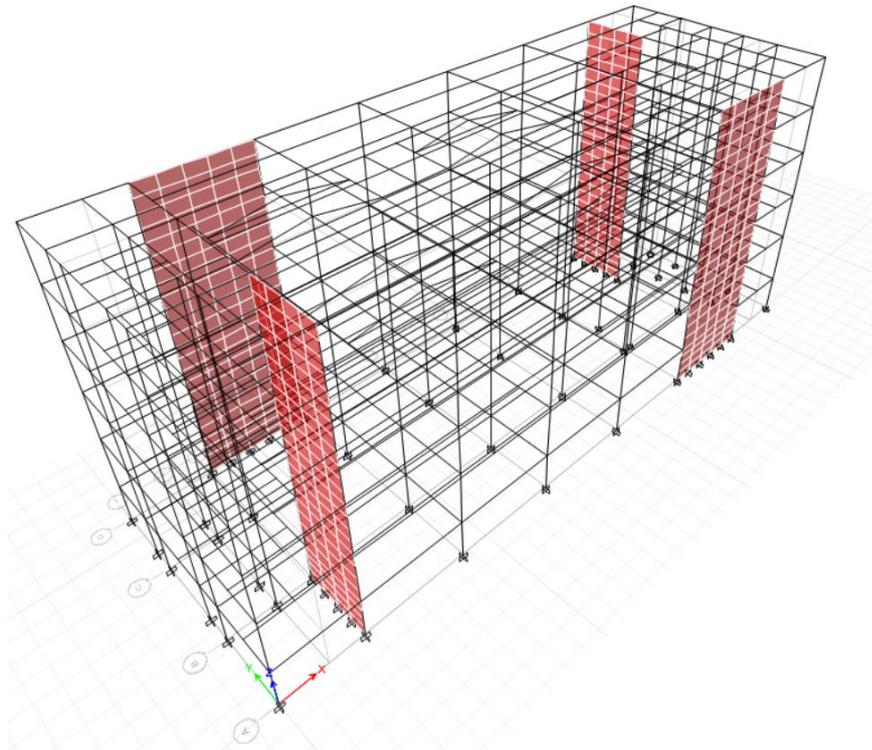
Dalam tugas akhir ini, struktur bangunan yang direncanakan adalah Sistem Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Ganda Dinding Geser Beton Bertulang Khusus. Kedua Bangunan tersebut berbentuk tidak *simetris* seperti yang terlihat pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2: (a) Denah struktur Model 1; (b) Proyeksi Bangunan Model 1; (c) proyeksi bangunan 3D Model 1; (d) Proyeksi Bangunan 3D Model 2; (e) Denah struktur Model 2; (f) Proyeksi bangunan Model 2; (g) Denah struktur Model 3; (h) Proyeksi bangunan Model 3; (i) Proyeksi bangunan 3D model 3.

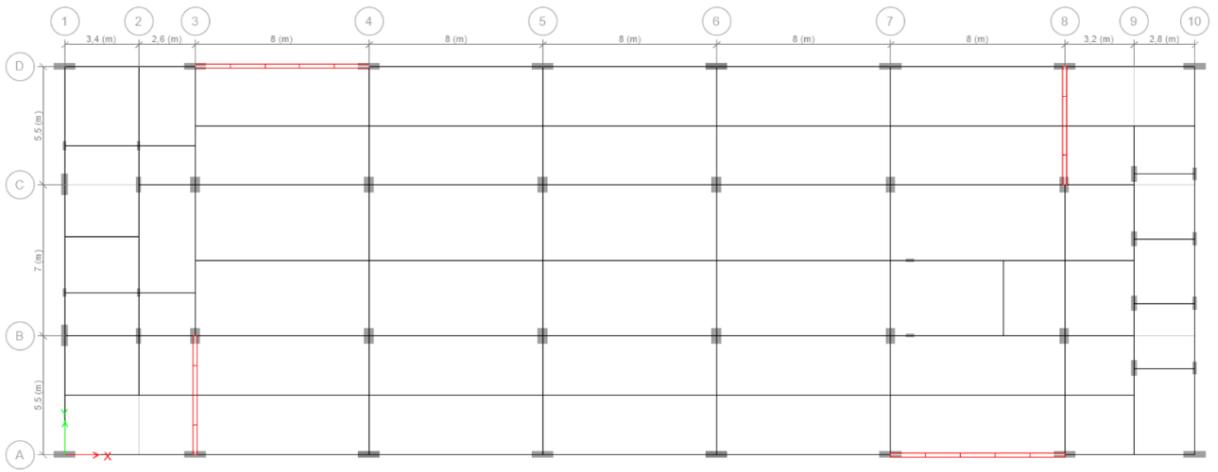


(c)

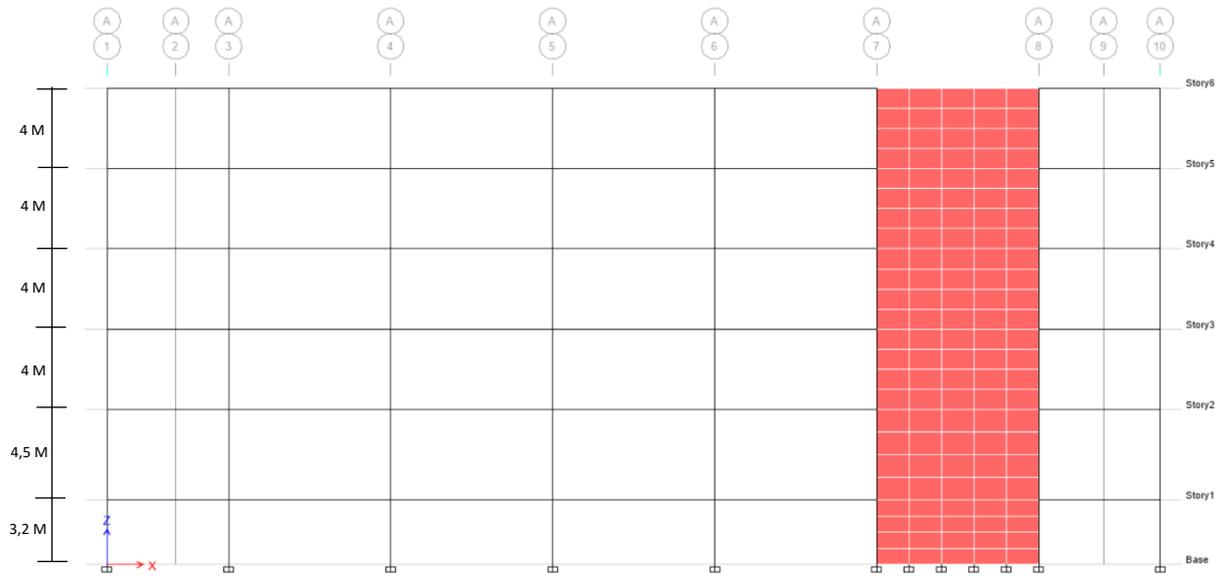


(d)

Gambar 3.2: Lanjutan.

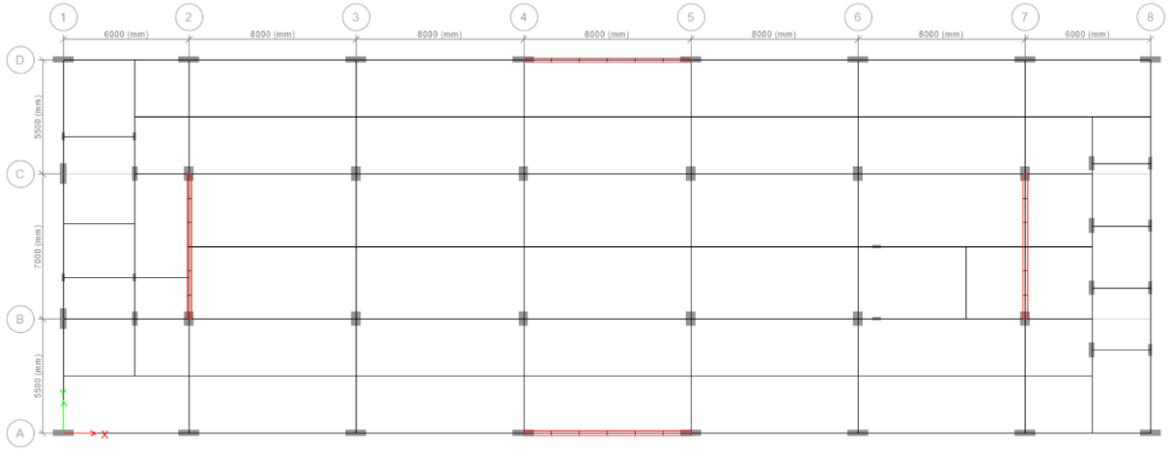


(e)

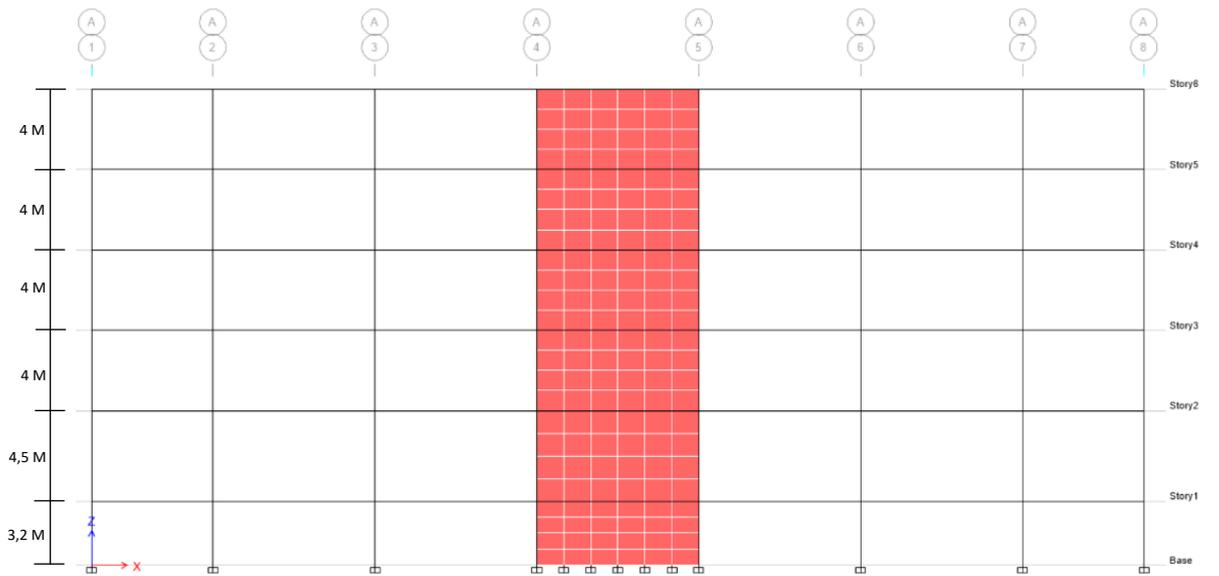


(f)

Gambar 3.2: Lanjutan.

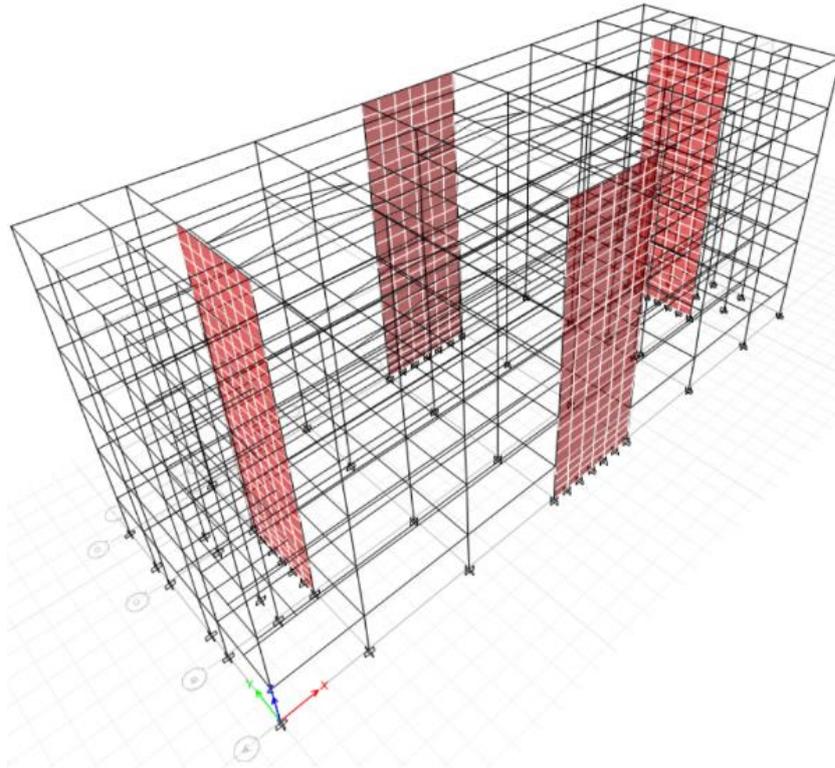


(g)



(h)

Gambar 3.2: Lanjutan.



Gambar 3.2: *lanjutan.*

3.2.3 Dimensi Kolom-Balok

Bangunan yang direncanakan adalah struktur beraturan, Struktur gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang berbeda. Ukuran balok dan kolom terdapat pada Tabel 3.1, detail gambar tulangan balok dan kolom dapat dilihat pada lampiran A6, sedangkan letak dan posisi dari masing-masing ukuran kolom dapat dilihat pada Gambar 3.2.

Tabel 3.1: Komponen Struktur Bangunan

Struktur	Lantai 1 s/d 4	Lantai 5	Lantai 6
Ukuran Balok (mm)	G1 400 x 700	G1 400 x 700	G1 400 x 700
	G1A 400 x 700	G1A 400 x 700	G1A 400 x 700
	G2 300 x 600	G2 300 x 600	G2 300 x 600
	G2A 300 x 600	G2A 300 x 600	G2A 300 x 600
	B1 300 x 600	B1 300 x 600	B1 300 x 600
	B2 300 x 500	B2 300 x 500	B2 300 x 500
	B3 200 x 450	B3 200 x 450	B3 200 x 450
	B4 200 x 400	B4 200 x 400	B4 200 x 400
	B4 200 x 400	B4 200 x 400	B4 200 x 400

Tabel 3.1: *lanjutan.*

Struktur	Lantai 1 s/d 4	Lantai 5	Lantai 6
Ukuran balok (mm)	B5 250 x 450	B5 250 x 450	B5 250 x 450
	CG1A 400 x 700		
	B6 200 x 400		
	CB6 200 x 400		
Ukuran Kolom (mm)	K1 450 x 700		
	K2 300 x 1000		
	K3 250 x 700		
	K4 200 x 600		

3.3 Analisa Struktur

3.3.1 Analisis Dinamik Struktur Linear

Analisis ini menggunakan Metode Respon Spektrum. Pada analisis ini, alat bantu *software* yang digunakan adalah Program Analisa Struktur.

3.3.1.1 Pembebanan

Beban gravitasi yang bekerja pada struktur bangunan diambil dari PPPURG (1987) dan SNI 1727:2013 yang telah disesuaikan dengan jenis dan fungsi bangunan. Beban-beban tersebut adalah beban hidup dan beban mati yang berhubungan dengan komponen material bangunan. Nilai beban hidup dan beban mati yang digunakan dalam perencanaan dapat dilihat pada Tabel 3.2 dan Tabel 3.3.

Tabel 3.2: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Adukan /cm dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²

Tabel 3.3: Beban hidup pada lantai dan atap struktur berdasarkan SNI 1727:2013.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Sekolah (ruang kelas)	1,92 kN/m ²
Koridor lantai pertama	4,79 kN/m ²
Koridor diatas lantai pertama	3,83 kN/m ²
Beban hidup pada atap gedung	0,96 kN/m ²

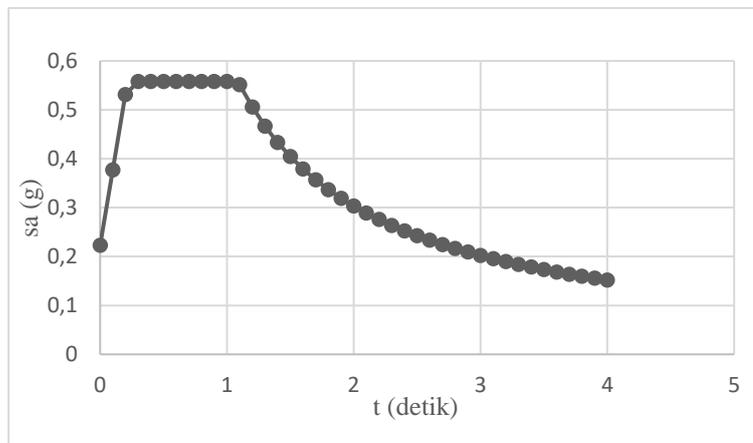
Selanjutnya nilai-nilai tersebut dihitung dan diakumulasikan sesuai dengan luas bangunan pada masing-masing tingkat/lantai yang kemudian digunakan sebagai *input* dalam pemodelan Program Analisa Struktur.

3.3.1.2 Respon Spektrum Desain Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah lunak yang terletak di Kota MEDAN, kemudian dianalisis dengan data- data $PGA = 0.75$ g, $S_s = 0,45$ g dan $S_1 = 0.35$ g. Berdasarkan tahap-tahap yang ada pada SNI 1726: 2012 Pasal 6.4, maka akan didapatkan koefisien atau nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai F_a = 1,86
- Nilai F_v = 2,6
- SMS = 0,837
- SM1 = 0,91
- SDS = 0,558
- SD1 = 0,606667
- T_0 = 0,217443
- T_s = 1,087216
- Nilai S_a

Respon spektrum diplot ke dalam grafik seperti yang ditampilkan pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Medan dengan jenis tanah lunak.

Selanjutnya nilai respon spektrum desain yang didapatkan tersebut digunakan dalam Analisis Dinamik Struktur Linear dengan Metode Respon Spektrum pada pemodelan menggunakan Program Analisa Struktur.

3.3.1.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2012 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa. Berdasarkan sub Bab 7.2.2, maka didapatkan untuk Faktor $R=8$ nilai $\rho=1.3$ yang diperoleh dari kategori desain seismik E dan nilai $SDS = 0,558$.

Tabel 3.4: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ $S_{DS} = 0,558$.

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 1	1,4	0	0	0
Kombinasi 2	1,2	1,6	0	0
Kombinasi 3	1,31	1	0,39	1,3
Kombinasi 4	1,31	1	-0,39	-1,3
Kombinasi 5	1,31	1	0,39	-1,3
Kombinasi 6	1,31	1	-0,39	1,3
Kombinasi 7	1,31	1	1,3	0,39
Kombinasi 8	1,31	1	-1,3	-0,39
Kombinasi 9	1,31	1	1,3	-0,39
Kombinasi 10	1,31	1	-1,3	0,39
Kombinasi 11	0,79	0	0,39	1,3
Kombinasi 12	0,79	0	-0,39	-1,3
Kombinasi 13	0,79	0	0,39	-1,3
Kombinasi 14	0,79	0	-0,39	1,3
Kombinasi 15	0,79	0	1,3	0,39
Kombinasi 16	0,79	0	-1,3	-0,39
Kombinasi 17	0,79	0	1,3	-0,39
Kombinasi 18	0,79	0	-1,3	0,39
Kombinasi Maximum <i>Envelope</i>	Nilai <i>absolute</i> dari seluruh kombinasi			

Kombinasi Maximum memiliki tipe kombinasi yang lain dari Kombinasi 1 sampai 18 yaitu kombinasi dengan tipe *linear add*, sementara Kombinasi Maximum adalah kombinasi dengan tipe *envelope*. Tipe kombinasi ini tidak bersifat

menjumlahkan beban seperti halnya tipe kombinasi *linear add*, namun tipe ini berfungsi untuk mencari nilai gaya maksimum dan minimum dari beban yang bergerak (dimana pada beban bergerak, beban maksimum dan minimum pada suatu batang maupun *joint* tergantung dari posisi bebannya).

3.3.1.4 Perhitungan Tangga

Pada perhitungan tangga digunakan aplikasi analisa struktur yaitu SAP 2000 sebagai alat bantu untuk menghitung nilai-nilai yang ingin diketahui. Data desain tangga dapat dilihat pada tabel dibawah:

Tabel 3.5: data desain tangga pada setiap lantai.

Dimensi	Lantai 1	Lantai 2	Lantai 3-6
Tinggi antar lantai	3,2 m	4,5 m	4 m
Lebar tangga	1,46 m	1,46 m	1,46 m
Kemiringan (α)	28,97°	37,9°	34,68°
Panjang Bordes	4,345 m	4,345 m	4,345 m
Panjang Tangga	3,3 m	3,66 m	3,51 m
Optrade	0,2 m	0,2 m	0,2 m
Antrade	0,25 m	0,25 m	0,25 m
Lebar Bordes	1,455 m	1,455 m	1,455 m
Tebal Plat Bordes	0,15 m	0,15 m	0,15 m

Pada plat tangga yang dihitung pada SAP 2000 beban-beban yg di *input* adalah:

Tabel 3.6: pembebanan pada plat tangga.

Pembebanan	Besarnya beban
Beban Mati	
- Beban Finising Lantai Tebal 5 Cm	1,05 kN/m ²
- Beban Mati Total Trap Beton	1,44 kN/m ²
- Beban Pegangan Tangga	0,5 kN/m ²
Beban hidup	3 kN/m ²

Tabel 3.7: pembebanan pada bordes.

Pembebanan	Besarnya beban
Beban Mati	
- Beban Finising Lantai Tebal 5 Cm	1,05 kN/m ²
Beban hidup	3 kN/m ²

Beban yang ada diatas setelah dimasukkan juga memasukkan kombinasi pembebanan yang dipakai hanya 1,4 DL dan 1,2 DL+1,6 LL yang di *input* pada program SAP 2000. Hasil analisa perhitungan plat tangga dapat dilihat pada lampiran A1.

3.3.1.5 Perhitungan Lift

Data perencanaan lift sebagai berikut:

Tabel 3.8: data rencana lift.

Tipe produksi	hyundai elevator
Tipe Lift	Passenger Elevator
Kapasitas	1000 kg / 15 Orang
Kecepatan	105 m/min
Type	1 Cars
Dimensi Sangkar (Car Size)	
Car Wide (CW)	1,6 m
Car Depth (CD)	1,5 m
Opening	
Width	0,9 m
Height	2,1 m
Dimensi Ruang Luncur (Hoistway)	
Hoistway width (HW)	2,1 m
Hoistway Depth (HD)	1,8 m
Dimensi Mechine Room M/C	
M/C width	2,3 m
M/C depth	3,85 m
M/C height	2,2 m

Dari data diatas di rencanakan bahwa beban dari lift yang di *input* pada program analisa struktur adalah sebesar beban mati sebesar 500 kg/m² dan beban hidup sebesar 1000 kg/m².

3.3.2 Analisis Respon Spektrum Ragam

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 sebesar

paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Nilai untuk masing-masing parameter terkait gaya yang ditinjau, termasuk simpangan antar lantai tingkat, gaya dukung, dan gaya elemen struktur individu untuk masing-masing respon ragam telah dihitung menggunakan properti masing-masing ragam dan respon spektrum dibagi dengan kuantitas (R/I_e). Nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar lantai harus dikalikan dengan kuantitas (C_d/I_e) yang nilainya telah tertera pada Tabel 2 untuk nilai I_e dan Tabel 9 untuk nilai R dan C_d .

Nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam, telah dikombinasikan menggunakan metode akar kuadrat jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) atau metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Metode akar kuadrat jumlah kuadrat diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%, sementara metode kombinasi kuadrat lengkap diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang kurang dari 15. Pada hasil analisa diperoleh hasil:

- a. Model 1 untuk nilai R= 8, didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak diatas 15 %. Jadi menggunakan metode *SRSS*.
- b. Model 2 untuk nilai R= 7, didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak diatas 15 %. Jadi menggunakan metode *SRSS*.
- c. Model 3 untuk nilai R= 7, didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak dibawah 15 %. Jadi menggunakan metode *CQC*.

Untuk perhitungan tertera pada lampiran A2.

3.3.3 Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan SNI 1726: 2012 Pasal 7.3.4.2, nilai gaya geser dengan redundansi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35 persen gaya geser dasar dengan redundansi 1. Jika persyaratan tersebut tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1 harus diganti dengan redundansi 1,3. Dari hasil koreksi untuk setiap gaya geser diperoleh beberapa lantai yang tidak memenuhi syarat 35 persen gaya geser dasar, jadi ketiga model tersebut menggunakan faktor redundansi sebesar 1,3. Untuk perhitungan terdapat pada lampiran A3.

3.4 Perencanaan Tebal Dinding Geser

Pada desain ini, dinding geser yang digunakan memiliki ketebalan yang sama di sepanjang tinggi bangunan. Perencanaan dinding geser dapat dilihat pada SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3.1 disebutkan bahwa tebal dinding geser dapat direncanakan berdasarkan tinggi per lantai terbesar dibagi 25 atau panjang dinding geser dibagi 25 dan tidak boleh lebih kecil dari 100 mm, dengan rumus sebagai berikut.

$$t \text{ dinding} = \frac{\text{tinggi lantai terbesar}}{25} = \frac{4500}{25} = 180 \text{ mm}$$

$$t \text{ dinding} = \frac{\text{panjang dinding geser}}{25} = \frac{3000}{25} = 120 \text{ mm}$$

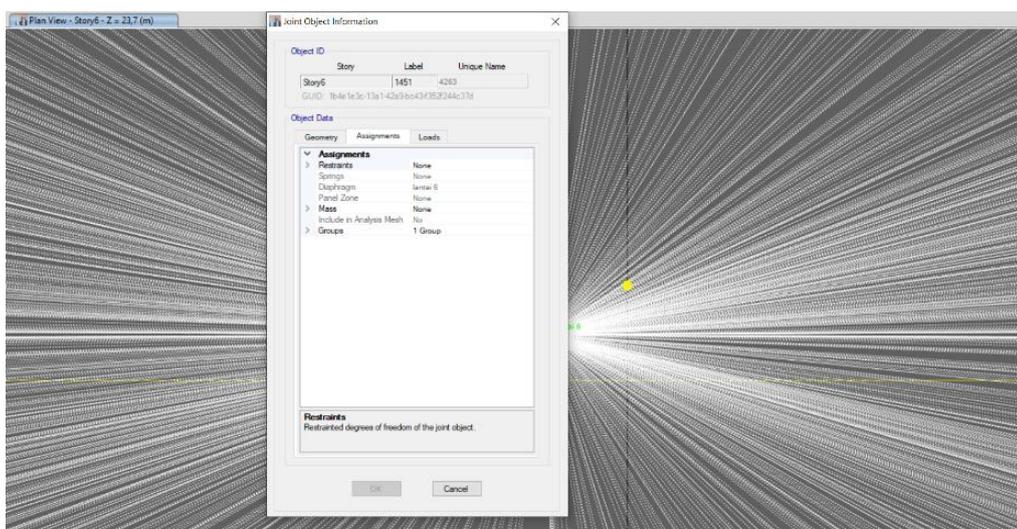
Jadi, diambil nilai terbesar dan tidak boleh kurang dari 100 mm yaitu 180 mm kemudian di bulatkan menjadi 200 mm.

3.5 Langkah-Langkah Pemodelan Dari Metode *Pushover*

Adapun langkah-langkah nya sebagai berikut:

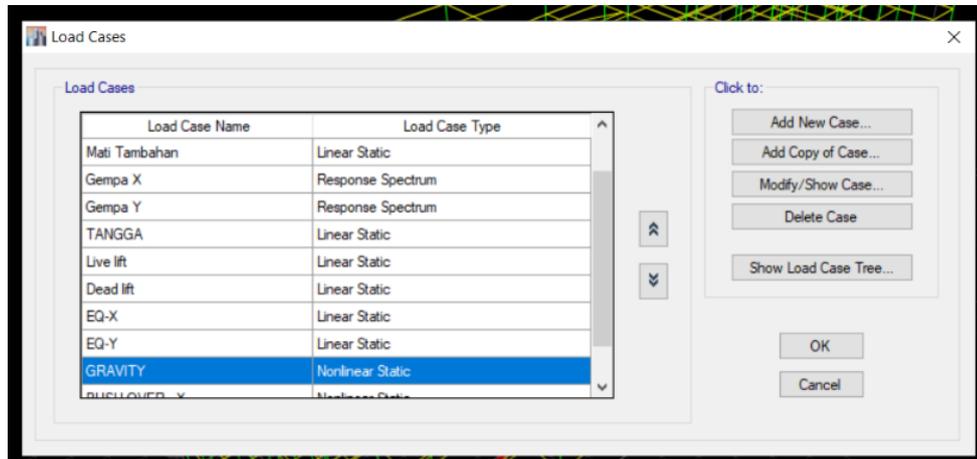
1. Menentukan titik yang akan ditinjau

Titik yang ditinjau adalah titik yang akan ditetapkan sebagai dasar program untuk menghitung deformasi yang terjadi pada puncak bangunan. Titik ini akan ditetapkan pada posisi pusat kuat massa bangunan. Dapat dilihat pada Gambar 3.4.



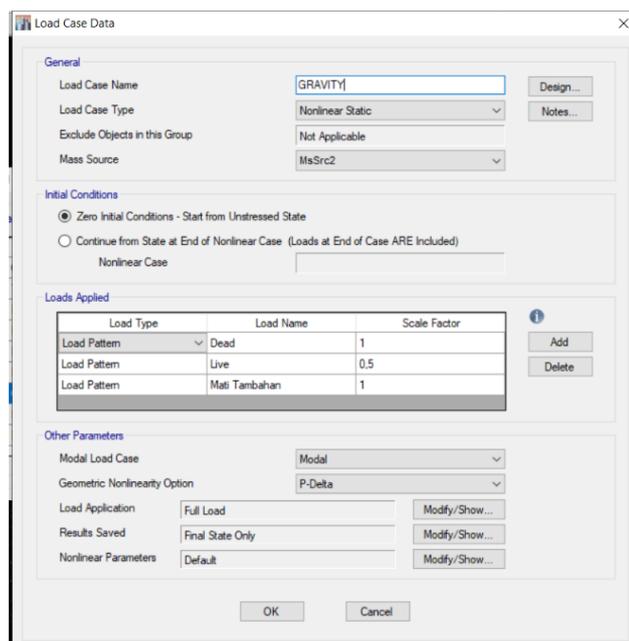
Gambar 3.4: Menentukan titik tinjau.

2. Menentukan *Gravity Nonlinier Case* Dapat dilihat pada gambar 3.5.



Gambar 3.5: *Static Nonlinear Case*.

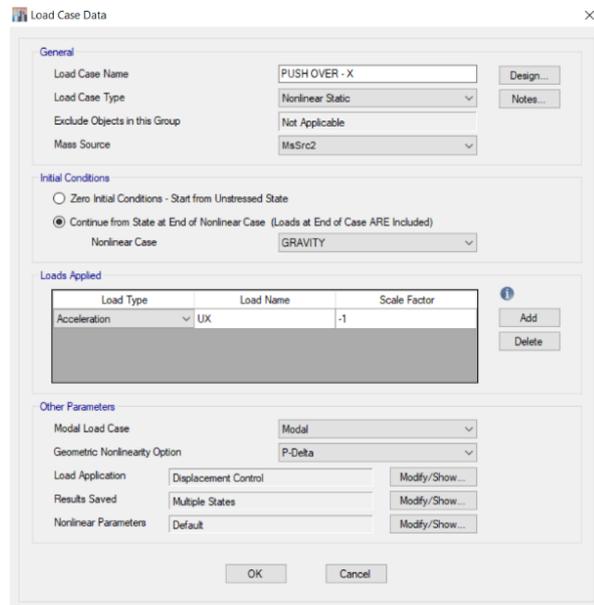
Dalam hal ini persentase beban yang digunakan dalam analisa *pushover* yaitu 100% beban mati (beban mati dan beban mati tambahan) dan 50% beban hidup. Selain itu efek *P-Delta* harus ditambahkan karena pada analisa *pushover displacement* yang terjadi akan terus bertambah seiring dengan penambahan beban dorong statik yang diberikan pada bangunan. Nilai beban tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.6.



Gambar 3.6: *Input Static Nonlinier Case Gravity*.

3. Menentukan *nonlinier pushover case* arah x-x

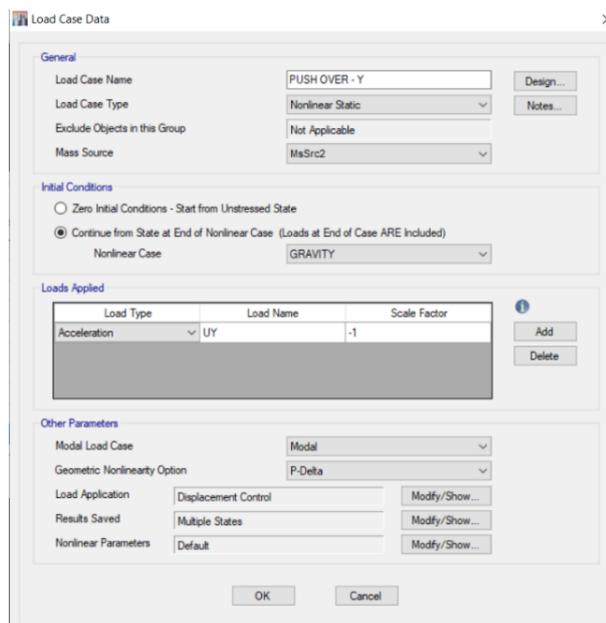
Nilai yang akan di input kedalam program analisi struktur dapat dilihat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7: *Input Static Nonlinear Pushover Case (PUSHOVER -X).*

4. Menentukan *nonlinier pushover case* arah y-y

Sama seperti membuat nonlinier pada x, nilai yg akan diinput dapat dilihat pada Gambar 3.8.



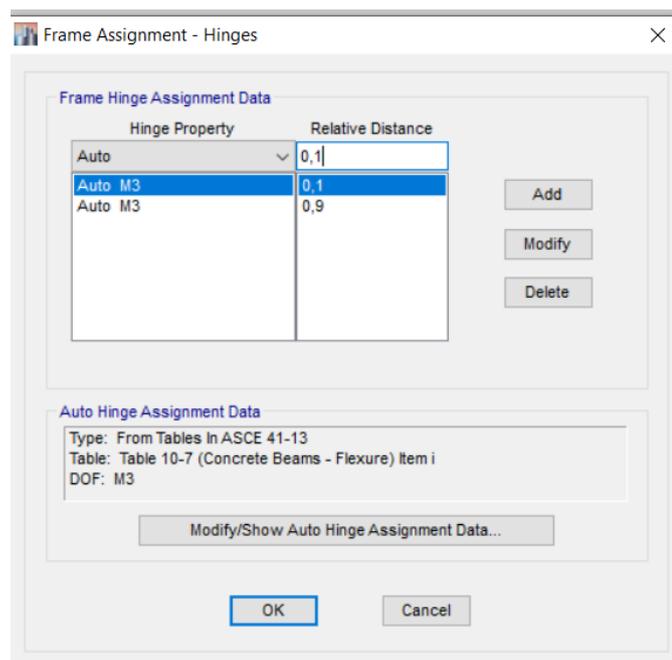
Gambar 3.8: *Input Static Nonlinear Pushover Case (PUSHOVER -Y).*

5. Memodelkan sendi plastis

Dalam analisis *pushover* hal lain yang perlu diperhatikan adalah pemodelan atau pendefinisian sendi plastis (*plastic hinges*) pada elemen struktur yang dibuat. Pendefinisian sendi plastis ini didasarkan pada perilaku struktur yang didesain. Perilaku struktur sangat berpengaruh pada jenis struktur yang dimodelkan. Dalam hal ini struktur akan berperilaku sebagai *beam sawy mechanism*, yang artinya ketika struktur terkena beban lateral maka balok akan terlebih dahulu mengalami kelelahan pada ujung-ujung balok tersebut kemudian dilanjutkan dengan kelelahan pada kolom pada pangkal kolom dan dinding geser pada pangkalnya.

6. Mendefinisikan Sendi Plastis Pada Balok

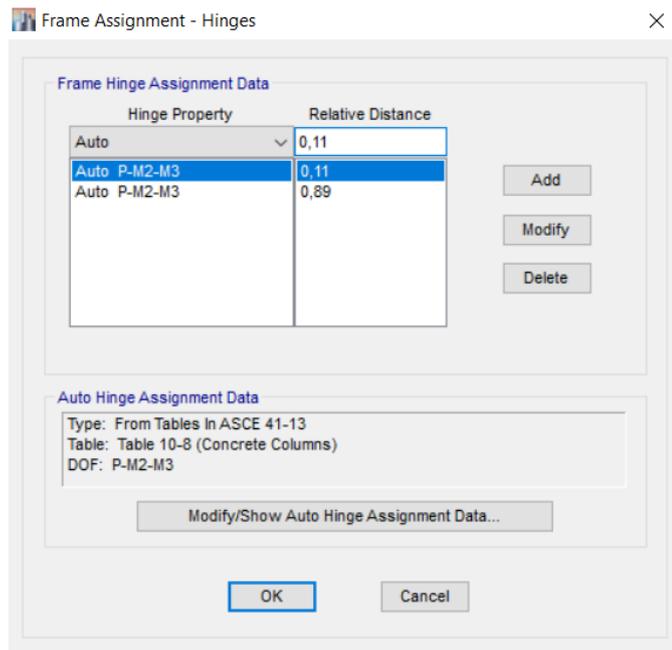
Pilih semua balok induk yang ada pada setiap lantai kemudian satu persatu masukkan nilai hinges nya, seperti terlihat pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9: *input hinge* pada balok.

7. Mendefinisikan Sendi Plastis Pada Kolom

Seperti pada balok, pilih semua kolom yang dianggap sebagai kolom struktur atau kolom yang menahan beban gempa, kecuali kolom praktis. Maka dapat dilihat pada Gambar 3.10.



Gambar 3.10: *input hinge* pada kolom.

8. *Running* program

Program akan menjalankan proses analisisnya, proses ini akan memakan waktu ± 1 jam hingga proses *running* nya selesai, kemudian setelah diproses ini selesai maka kita dapat memunculkan seluruh hasil analisa *pushover* yang kita inginkan, seperti kurva kapasitas (*capacity curve*), Target Perpindahan, Dan menampilkan mekanisme sendi plastis.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Hasil Model Linier Dan NonLinier

Pada Bab ini akan membahas beberapa hasil analisa linier dan non linier oleh Program Analisa Struktur diantaranya, *base shear* (beban geser dasar), nilai simpangan dan gaya- gaya dalam struktur gedung, berdasarkan ketiga model dan dua jenis sistem penahan gaya Gempa pada setiap modelnya, yaitu dengan sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus (SRPMK) dan sistem ganda dinding geser beton bertulang khusus. Semua *input* pembebanan serta kombinasi, zona gempa dan konfigurasi bangunan sama. Serta perbandingan metode analisa pada tiap pemodelan, yaitu analisa respon spektrum ragam.

4.2 Hasil Analisa Linier

4.2.1 Model 1

4.2.1.1 Koreksi Faktor Skala Gaya

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_1) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

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

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1. sebelum menentukan faktor skalanya terlebih menentukan nilai C_s , dapat dilihat dari Tabel 4.1:

Tabel 4.1: Nilai Cs yang digunakan pada model 1.

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X dan Y	0,155	0,105	0,037	0,105

Pada tabel diatas dapat dilihat nilai Cs yang digunakan adalah 0,105. analisa perhitungan mencari nilai Cs dapat dilihat pada lampiran A4.1, kemudain digunakan nilai faktor skala yg dipakai adalah:

$$\text{rumus: } g \times I_e/R$$

$$= 9,81 \times 1,5/8$$

$$= 1,84.$$

dan pada lampiran tersebut juga terdapat analisa faktor skala gaya yang hasil analisa nya bisa kita lihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2: Gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 .

Struktur	Arah Gempa	V_t (kN)	$0,85 V_1$ (kN)	$0,85V_1/V_t \leq 1$	Cek
MODEL 1	Gempa X	4276,866	4928,831	1,15	Not Ok
	Gempa Y	4927,251	4928,831	1,05	Not Ok

Dari hasil analisa diatas kita dapat menarik kesimpulan bahwasanya struktur model 1 ini tidak memenuhi syarat pada koreksi faktor skala gaya pada kedua arah gempanya, maka faktor skala gaya nya diubah menjadi:

untuk arah X = 2,1 dan untuk arah Y = 1,9

Tabel 4.3: Gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 setelah dikoreksi faktor skala.

Struktur	Arah Gempa	V_t (kN)	$0,85 V_1$ (kN)	$0,85V_1/V_t \leq 1$	Cek
MODEL 1	Gempa X	5030,678	4928,831	0,98	Ok
	Gempa Y	5087,921	4928,831	0,97	Ok

Setelah dikoreksi faktor skalanya maka bangunan tersebut sudah memenuhi syarat dari faktor skala gaya yaitu nilai nya harus ≤ 1 .

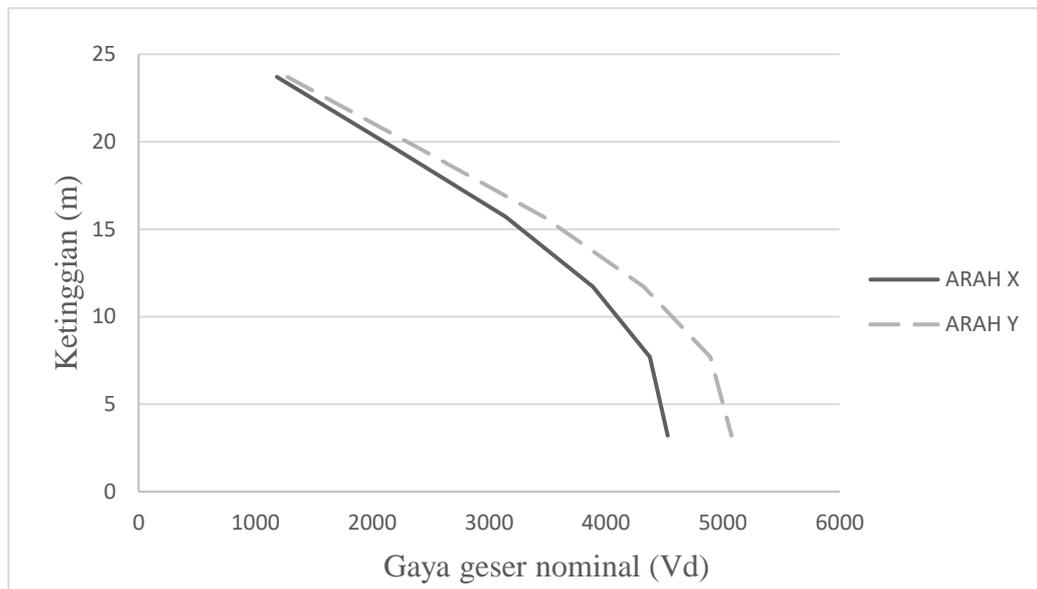
4.2.1.2 Pengecekan Gaya Geser

Pada pengecekan ini dapat dilihat langsung pada program analisa struktur. berikut adalah tabel dan diagram gaya geser struktur terhadap ketinggian bangunan arah x dan y :

Tabel 4.4: Nilai gaya geser per lantai gedung.

Lantai	Tinggi	Arah X	Arah Y
6	23,7	1183,101	1274,1884
5	19,7	2172,963	2379,7131
4	15,7	3140,774	3466,9338
3	11,7	3888,146	4322,8137
2	7,7	4376,215	4894,622
1	3,2	4528,391	5074,9758

Dapat dilihat bahwa nilai perbandingan antara ketinggian bangunan dengan gaya geser per lantai pada arah sumbu gempa x dan y.



Gambar 4.1: Gaya geser nominal kumulatif sepanjang tinggi bangunan.

Dari grafik diatas dapat dilihat bahwa berbandingan nilai gaya geser gedung per lantai dengan tinggi bangunan pada arah gempa x dan y.

4.2.1.3 Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai

Nilai V_1 dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.1.5. Kontrol Koreksi skala simpangan antar tingkat, yaitu:

$$\text{Syarat : } V_t \geq 0,85 C_s W$$

Tabel 4.5: Gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 .

Struktur	Arah Gempa	V_t (KN)	$0,85 C_s W$	Cek
MODEL 1	Gempa X	5030,678	4928,831	Ok
	Gempa Y	5087,921	4928,831	Ok

Dengan demikian syarat skala simpangan antar lantai sudah terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spektrum (V_t) lebih besar dari nilai $0,85x C_s W$, sehingga simpangan antar lantai tidak perlu dikalikan dengan faktor skala.

4.2.1.4 Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012 Pasal 7.12.1, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai yang diizinkan pada pasal tersebut yaitu 0,01 dikali tinggi lantai, nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar lantai tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat.

Tabel 4.6: Hasil analisa nilai simpangan gedung arah x.

Lantai	Tinggi perlantai	Simpangan arah x	Story drift arah x	Story drift arah X x $\frac{cd}{I}$	batas izin / 1,3 (ρ)	Cek arah X
	mm	mm	mm	mm		
Story6	4000	49,157	2,783	10,204	30,769	OKE
Story5	4000	46,374	6,062	22,227	30,769	OKE
Story4	4000	40,312	9,468	34,716	30,769	NO
Story3	4000	30,844	11,892	43,604	30,769	NO
Story2	4500	18,952	14,182	52,001	34,615	NO
Story1	3200	4,77	4,770	17,490	24,615	OKE
Base		0	0	0		

Berdasarkan Tabel diatas terdapat beberapa simpangan antar lantai tingkat yang tidak memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin) atau 0,01 dikali tinggi perlantai.

Tabel 4.7: Hasil analisa nilai simpangan gedung arah y.

Lantai	Tinggi perlantai	Simpangan arah Y	Story drift arah Y	Story drift arah Y x cd/I	batas izin / 1,3 (ρ)	Cek arah Y
	mm	mm	mm	mm	mm	
Story6	4000	43,544	2,169	7,953	30,769	OKE
Story5	4000	41,375	5,446	19,969	30,769	OKE
Story4	4000	35,929	7,805	28,618	30,769	OKE
Story3	4000	28,124	9,971	36,560	30,769	NO
Story2	4500	18,153	13,330	48,877	34,615	NO
Story1	3200	4,823	4,823	17,684	24,615	OKE
Base		0	0	0		

Berdasarkan Tabel diatas terdapat beberapa simpangan antar lantai tingkat yang tidak memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin) atau 0,01 dikali tinggi perlantai.

4.2.1.5 Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 1.

$$\begin{aligned} \theta \text{ Maks} &= \frac{0,5}{Cd \times \beta} \\ &= \frac{0,5}{5,5 \times 1} = 0,0909 \end{aligned}$$

Pada hasil perhitungan diatas, nilai dari *stability ratio* dibawah nilai 1 atau ≤ 1 maka dapat dikatakan kontrolnya memenuhi syarat yang ditentukan. Pada dasarnya efek p-delta dapat diabaikan jika syarat *stability ratio* ≤ 1 sudah terpenuhi, jadi efek p-delta diabaikan pada saat menganalisa struktur tersebut.

4.2.1.6 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal

Berdasarkan SNI 1726:2012 tabel 10, ketidakberaturan horizontal harus di cek. berikut tabel pengecekan ketidakberaturan horizontal.

Tabel 4.8: Ketidakberaturan Horizontal.

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1a	Ketidakberaturan Torsi didefenisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.	No
1b	Ketidakberaturan Torsi Berlebihan didefenisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.	No
2	Ketidakberaturan Sudut Dalam didefenisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	No
3	Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma didefenisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	No
4	Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang didefenisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	No
5	Ketidakberaturan Sistem Nonparalel didefenisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan seismik.	No

Berikut perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan horizontal:

1a. Ketidakberaturan Torsi didefenisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.

1b. Ketidakberaturan Torsi Berlebihan didefenisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.

Berikut adalah analisa dari 1a. dan 1b. sebagai berikut:

Tabel 4.9: ketidakberaturan torsi arah x.

Story	max simpangan arah x	max story drift arah x	max story drift arah X x Cd
	m	m	m
Story6	0,05503	0,00315	0,01730
Story5	0,05188	0,00681	0,03748
Story4	0,04507	0,01061	0,05833
Story3	0,03446	0,01330	0,07313
Story2	0,02117	0,01584	0,08713
Story1	0,00533	0,00533	0,02929

Tabel 4.9: lanjutan.

Story	min simpangan arah x	min story drift arah x	min story drift arah X x Cd
	m	m	m
Story6	0,05465	0,00312	0,01718
Story5	0,05153	0,00676	0,03720
Story4	0,04476	0,01053	0,05794
Story3	0,03423	0,01321	0,07266
Story2	0,02102	0,01573	0,08652
Story1	0,00529	0,00529	0,02907

Tabel 4.9: *lanjutan.*

Delta rata-rata, x	1,2 Delta rata-rata x	1,4 Delta rata-rata x	Cek x	
m	m	m		
0,01724	0,02069	0,02414	1,004	OKE
0,03734	0,04481	0,05228	1,004	OKE
0,05813	0,06976	0,08139	1,003	OKE
0,07290	0,08748	0,10206	1,003	OKE
0,08682	0,10419	0,12155	1,003	OKE
0,02918	0,03501	0,04085	1,004	OKE

Dari beberapa tabel diatas dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan torsi yang di syaratkan yaitu $<1,2$ tidak terjadi pada struktur yang dianalisa, dan jugak ketidakberaturan torsi berlebihan dengan syarat $<1,4$ tidak terjadi pada struktur yang sedang dianalisa.

Tabel 4.10: ketidakberaturan torsi arah y.

Story	max simpangan arah y	max story drift arah y	max story drift arah y X Cd
	m	m	m
Story6	0,05061	0,00271	0,01488
Story5	0,04790	0,00611	0,03360
Story4	0,04179	0,00898	0,04938
Story3	0,03282	0,01149	0,06321
Story2	0,02132	0,01569	0,08627
Story1	0,00564	0,00564	0,03101

Tabel 4.10: *lanjutan.*

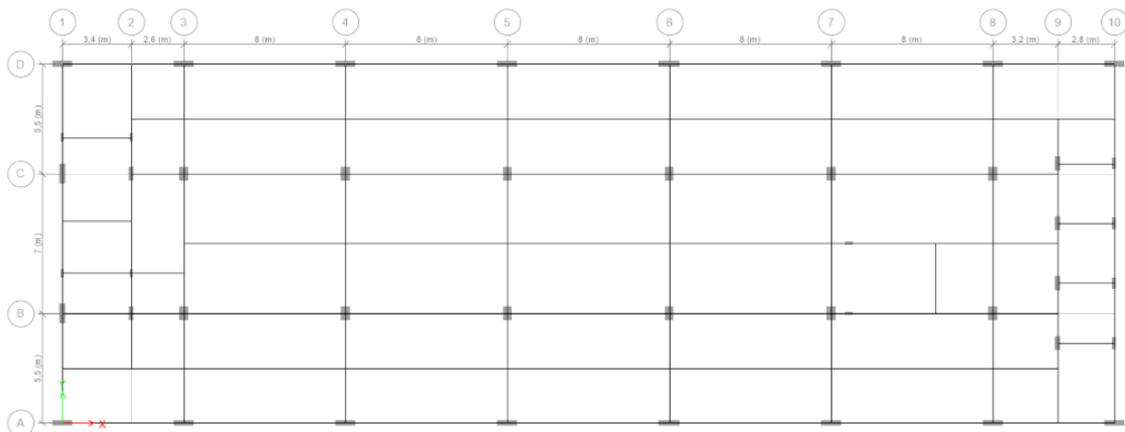
Story	min simpangan arah y	min story drift arah y	min story drift arah y X Cd
	m	m	m
Story6	0,03799	0,00210	0,01154
Story5	0,03589	0,00478	0,02626
Story4	0,03111	0,00691	0,03801
Story3	0,02420	0,00862	0,04738
Story2	0,01559	0,01147	0,06306
Story1	0,00412	0,00412	0,02268

Tabel 4.10: *lanjutan.*

Delta rata-rata, y	1,2 Delta rata-rata y	1,4 Delta rata-rata y	Cek x	
m	m	m		
0,01321	0,01585	0,01850	1,1424	OKE
0,02993	0,03592	0,04190	1,1434	OKE
0,04369	0,05243	0,06117	1,1465	OKE
0,05529	0,06635	0,07741	1,1510	OKE
0,07467	0,08960	0,10453	1,1554	OKE
0,02685	0,03221	0,03758	1,1553	OKE

Dari beberapa tabel diatas dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan torsi yang di syaratkan yaitu $<1,2$ tidak terjadi pada struktur yang dianalisa, dan jugak ketidakberaturan torsi berlebihan dengan syarat $<1,4$ tidak terjadi pada struktur yang sedang dianalisa.

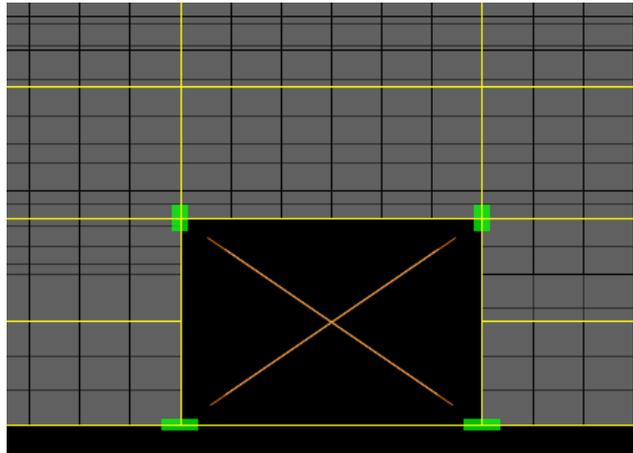
2. Ketidakberaturan Sudut Dalam didefenisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.



Gambar 4.2: Denah struktur.

Pada denah struktur yang di analisa dapat dilihat bahwa struktur tersebut tidak memiliki sudut dalam dikarekan struktur ini hampir seperti struktur simetris, maka ketidakberaturan ini tidak ada.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma didefenisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.



Gambar 4.3: Opening pada lantai 2.

pada analisa struktur ini luas bukaan total adalah $\pm 584 \text{ m}^2$ dan luas bruto/total bangunan pada lantai adalah $\pm 5032 \text{ m}^2$, maka persentasenya adalah 11,6% sehingga ketidakberaturan ini tidak ada.

4. Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang didefenisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.

pada bangunan yang sedang dianalisa tidak memiliki bidang elemen vertikal atau dinding geser, maka ketidakberaturan ini tidak ada.

5. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel didefenisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan seismik.

seperti pada pasal ke 4, bangunan ini tidak memiliki bidang elemen vertikal atau dinding geser, jadi ketidakberaturan ini tidak terjadi.

4.2.1.7 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 11, ketidakberaturan horizontal harus di cek. berikut tabel pengecekan ketidakberaturan vertikal.

Tabel 4.11: Ketidakberaturan Vertikal.

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1a	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak 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.	No
1b	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	No
2	ketidakberaturan berat(massa) didefinisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.	No
3	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat di dekatnya.	No
4	Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat dibawahnya.	No
5a	Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	No
5b	Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Yang Berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	No

Berikut perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan vertikal:

1a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak 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.

berikut adalah analisa dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak:

Tabel 4.12: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a Arah X.

Story	Load Case	Stiffness X	70%	80%	Cek	Cek
		kN/m	Ki/ki+1	Ki/kr		
Story6	Gempa X	402776,678	-	-	-	-
Story5	Gempa X	348505,637	86,53	-	Ok	-
Story4	Gempa X	327299,606	93,92	-	Ok	-
Story3	Gempa X	325397,354	99,42	90,51	Ok	Ok
Story2	Gempa X	308145,763	94,70	92,33	Ok	Ok
Story1	Gempa X	948302,81	307,74	296,08	Ok	Ok

Tabel 4.13: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a Arah Y.

Story	Load Case	Stiffness Y	70%	80%	Cek	Cek
		kN/m	Ki/ki+1	Ki/kr		
Story6	Gempa Y	514410,025	-	-	-	-
Story5	Gempa Y	429642,752	83,52146	-	Ok	-
Story4	Gempa Y	433543,824	100,908	-	Ok	-
Story3	Gempa Y	430206,045	99,23012	93,68622	Ok	Ok
Story2	Gempa Y	361600,629	84,05289	83,87259	Ok	Ok
Story1	Gempa Y	1042450,219	288,2877	255,2209	Ok	Ok

pada kedua tabel diatas dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal pada kedua arah gempa yaitu x dan y tidak terjadi pada bangunan yang sedang di analisa.

1b. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

berikut adalah analisa dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebih:

Tabel 4.14: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b Arah X

Story	Load Case	Stiffness X	60%	70%	Cek	Cek
		kN/m	Ki/ki+1	Ki/kr		
Story6	Gempa X	402776,678	-	-	-	-
Story5	Gempa X	348505,637	86,53	-	Ok	-
Story4	Gempa X	327299,606	93,92	-	Ok	-
Story3	Gempa X	325397,354	99,42	90,51	Ok	Ok
Story2	Gempa X	308145,763	94,70	92,33	Ok	Ok
Story1	Gempa X	948302,81	307,74	296,08	Ok	Ok

Tabel 4.15: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b Arah Y

Story	Load Case	Stiffness Y	60%	70%	Cek	Cek
		kN/m	Ki/ki+1	Ki/kr		
Story6	Gempa Y	514410,025	-	-	-	-
Story5	Gempa Y	429642,752	83,52146	-	Ok	-
Story4	Gempa Y	433543,824	100,908	-	Ok	-
Story3	Gempa Y	430206,045	99,23012	93,68622	Ok	Ok
Story2	Gempa Y	361600,629	84,05289	83,87259	Ok	Ok
Story1	Gempa Y	1042450,219	288,2877	255,2209	Ok	Ok

pada kedua tabel diatas dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal berlebih pada kedua arah gempa yaitu x dan y tidak terjadi pada bangunan yang sedang di analisa.

2. ketidakberaturan berat(massa) didefinisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau. Dapat dilihat pada Tabel 4.16.

Tabel 4.16: Pengecekan Ketidakberaturan Berat.

Story	Massa		Dibandingkan dengan 1,5 x massa dilantai atas	Dibandingkan dengan 1,5 x massa dilantai bawah	Cek	Cek
	ton	kN				
Story1	975,4374	9754,37	14631,56	14631,56	-	Ok
Story2	957,1306	9571,31	14356,96	14356,96	Ok	Ok
Story3	970,2417	9702,42	14553,63	14553,63	Ok	Ok
Story4	970,525	9705,25	14557,88	14557,88	Ok	Ok
Story5	862,1354	8621,35	12932,03	12932,03	Ok	Ok
Story6	697,0544	6970,54	10455,82	10455,82	Ok	-

pada tabel diatas dapat disimpulkan bahwa efektif semua tingkat struktur tidak mengalami ketidakberaturan berat (massa).

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefenisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat di dekatnya.

pada analisa bangunan ini, bangunan tidak memiliki dinding geser. Hanya balok dan kolom sebagai penahan gaya gravitasi dan gaya gempanya.

4. Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral didefenisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat dibawahnya.

seperti pada pasal ke 3, bangunan tidak memiliki dinding geser maka ketidakberaturan ini tidak ada.

5a. Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat didefenisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat diatasnya. kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

berikut adalah hasil analisa dari diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat sebagai berikut:

Tabel 4.17: Pengecekan ketidakberaturan vertikal 5a.

Story	Load Case/Combo	VX	VY	Cek 80 % arah X	Cek 80 % arah Y	Cek	Cek
		kN	kN				
Story6	Envelope Max	1732,77	1687,51	-	-	-	-
Story5	Envelope Max	3159,82	3126,70	182,36	185,29	Ok	Ok
Story4	Envelope Max	4554,39	4538,85	144,13	145,16	Ok	Ok
Story3	Envelope Max	5631,62	5651,56	123,65	124,52	Ok	Ok
Story2	Envelope Max	6331,46	6390,86	112,43	113,08	Ok	Ok
Story1	Envelope Max	6548,12	6623,41	103,42	103,64	Ok	Ok

Pada tabel diatas dapat dilihat bahwa gedung yang di analisa tidak mengalami ketidakberaturan kuat lateral tingkat yaitu diatas 80% pada setiap lantainya.

5b. Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Yang Berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

berikut adalah hasil analisa dari diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebihan sebagai berikut:

Tabel 4.18: Pengecekan ketidakberaturan vertikal 5b.

Story	Load Case/Combo	VX	VY	Cek 65 % arah X	Cek 65 % arah Y	Cek	Cek
		kN	kN				
Story6	Envelope Max	1732,77	1687,51	-	-	-	-
Story5	Envelope Max	3159,82	3126,70	182,36	185,29	Ok	Ok
Story4	Envelope Max	4554,39	4538,85	144,13	145,16	Ok	Ok
Story3	Envelope Max	5631,62	5651,56	123,65	124,52	Ok	Ok
Story2	Envelope Max	6331,46	6390,86	112,43	113,08	Ok	Ok
Story1	Envelope Max	6548,12	6623,41	103,42	103,64	Ok	Ok

Pada tabel diatas dapat dilihat bahwa gedung yang di analisa tidak mengalami ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebih yaitu diatas 80% pada setiap lantainya.

4.2.2 Model 2

4.2.2.1 Koreksi Faktor Skala Gaya

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_1) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

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

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1. sebelum menentukan faktor skalanya terlebih menentukan nilai C_s , dapat dilihat dari Tabel 4.19.

Tabel 4.19: nilai C_s yang digunakan pada model 2.

Arah	C_s Maksimum	C_s Hitungan	C_s Minimum	C_s Digunakan
X dan y	0,117	0,120	0,037	0,117

Pada tabel diatas dapat dilihat nilai C_s yang digunakan adalah 0,105. analisa perhitungan mencari nilai C_s dapat dilihat pada lampiran A4.2, kemudain digunakan nilai faktor skala yg dipakai adalah:

rumus: $g \times I_e/R$

$$= 9,81 \times 1,5 / 7$$

$$= 2,1$$

dan pada lampiran tersebut juga terdapat analisa faktor skala gaya yang hasil analisa nya bisa kita lihat Tabel 4.20.

Tabel 4.20: Gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 .

Struktur	Arah Gempa	V_t (kN)	$0,85 V_1$ (kN)	$0,85 V_1/V_t \leq 1$	Cek
MODEL 1	Gempa X	5790,3278	5499,4962	0,95	Ok
	Gempa Y	5848,5582	5499,4962	0,94	Ok

dari hasil analisa diatas kita dapat menarik kesimpulan bahwasanya struktur model 1 ini sudah memenuhi syarat pada koreksi faktor skala gaya pada kedua arah gempanya yaitu nilai nya harus ≤ 1 .

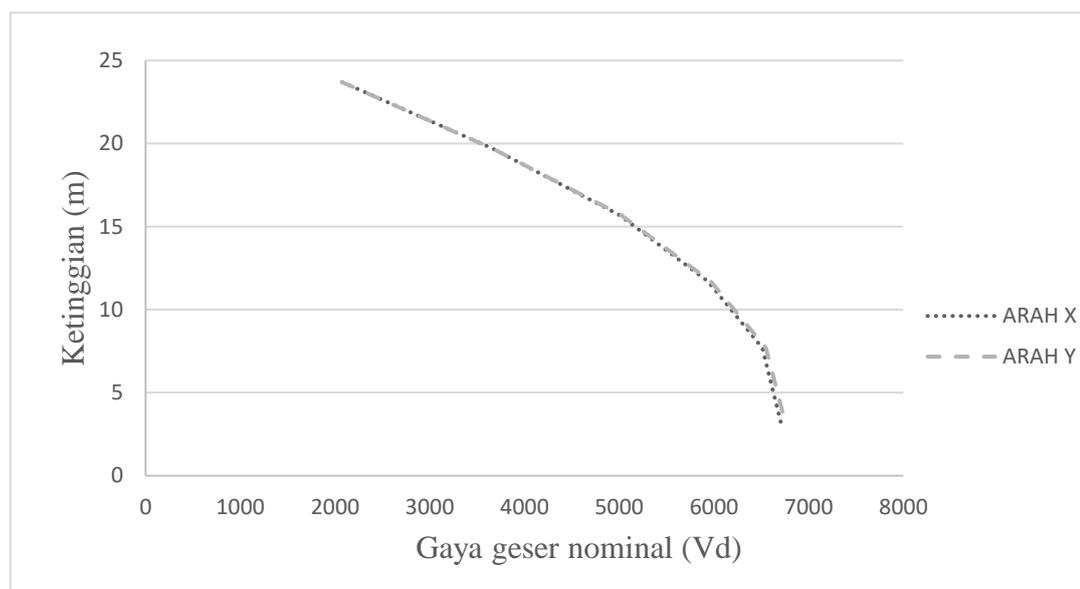
4.2.2.2 Pengecekan Gaya Geser

Pada pengecekan ini dapat dilihat langsung pada progam analisa struktur. berikut adalah tabel dan diagram gaya geser struktur terhadap ketinggian bangunan arah x dan y :

Tabel 4.21: Nilai gaya geser per lantai gedung.

Lantai	Tinggi	Arah X	Arah Y
6	23,7	1791,3938	1808,9567
5	19,7	3161,4598	3181,3992
4	15,7	4322,0266	4342,1525
3	11,7	5128,8425	5164,3561
2	7,7	5620,2838	5674,7743
1	3,2	5790,3278	5848,5582

Dapat dilihat bahwa nilai perbandingan antara ketinggian bangunan dengan gaya geser per lantai pada arah sumbu gempa x dan y.



Gambar 4.4: Gaya geser nominal kumulatif sepanjang tinggi bangunan.

Dari grafik diatas dapat dilihat bahwa berbandingan nilai gaya geser gedung perlantai dengan tinggi bangunan pada arah gempa x dan y terlihat berhimpit karena pada model ke-2 bangunan memiliki dinding penahan gaya lateral mengakibatkan gaya geser kedua sumbu memiliki nilai yang hampir sama.

4.2.2.3 Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai

Nilai V_t dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.22, Kontrol Koreksi skala simpangan antar tingkat, yaitu:

$$\text{Syarat : } V_t \geq 0,85 C_s W$$

Tabel 4.22: gaya geser dasar nominal V_t dan $C_s W$.

Struktur	Arah Gempa	V_t (KN)	$0,85 C_s W$	Cek
MODEL 1	Gempa X	5790,3278	5499,4962	Ok
	Gempa Y	5848,5582	5499,4962	Ok

Dengan demikian syarat skala simpangan antar lantai sudah terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spektrum (V_t) lebih besar dari nilai $0,85 \times C_s W$, sehingga simpangan antar lantai tidak perlu dikalikan dengan faktor skala.

4.2.2.4 Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012 Pasal 7.12.1, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai yang diizinkan pada pasal tersebut yaitu 0,01 dikali tinggi lantai, nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar lantai tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat. Dapat dilihat pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23: Hasil analisa nilai simpangan gedung arah x.

Lantai	Tinggi per lantai	Simpangan arah x	Story drift arah x	Story drift arah X x cd/I	batas izin / 1,3 (ρ)	Cek arah X
	mm	mm	mm	mm		
Story6	4000	14,498	2,795	10,248	30,769	OKE
Story5	4000	11,703	2,971	10,894	30,769	OKE
Story4	4000	8,732	2,957	10,842	30,769	OKE
Story3	4000	5,775	2,666	9,775	30,769	OKE
Story2	4500	3,109	2,280	8,360	34,615	OKE
Story1	3200	0,829	0,829	3,040	24,615	OKE
Base		0	0	0		

Berdasarkan Tabel diatas dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai tingkat sudah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari $\Delta a/\rho$ (simpangan antar tingkat izin) atau 0,01 dikali tinggi per lantai seperti yang dapat dilihat pada tabel 4.2.5.

Tabel 4.24: Hasil analisa nilai simpangan gedung arah y.

Lantai	Tinggi per lantai	Simpangan arah Y	Story drift arah Y	Story drift arah Y x cd/I	batas izin / 1,3 (ρ)	Cek arah Y
	mm	mm	mm	mm	mm	
Story6	4000	23,554	4,310	15,803	30,769	OKE
Story5	4000	19,244	4,773	17,501	30,769	OKE
Story4	4000	14,471	4,838	17,739	30,769	OKE
Story3	4000	9,633	4,455	16,335	30,769	OKE
Story2	4500	5,178	3,849	14,113	34,615	OKE
Story1	3200	1,329	1,329	4,873	24,615	OKE
Base		0	0	0		

Berdasarkan Tabel diatas dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai tingkat sudah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari $\Delta a/\rho$ (simpangan antar tingkat izin) atau 0,01 dikali tinggi per lantai.

4.2.2.5 Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 1.

$$\begin{aligned}\theta \text{ Maks} &= \frac{0,5}{Cd \times \beta} \\ &= \frac{0,5}{5,5 \times 1} = 0,0909\end{aligned}$$

Pada hasil perhitungan diatas, nilai dari *stability ratio* dibawah nilai 1 atau ≤ 1 maka dapat dikatakan kontrolnya memenuhi syarat yang ditentukan. Pada dasarnya efek p-delta dapat diabaikan jika syarat *stability ratio* ≤ 1 sudah terpenuhi, jadi efek p-delta diabaikan pada saat menganalisa struktur tersebut.

4.2.2.6 Persyaratan Penggunaan Sistem Ganda.

Sistem bangunan gedung yang menggunakan sistem ganda memiliki syarat gaya gempa yaitu gaya gempa pada rangka beton pemikul momen nya tidak boleh melebihi 25% dari besar gaya gempa pada dinding geser. Hasil analisa dapat dilihat pada tabel dibawah:

Tabel 4.25: Tabel gaya gempa rangka beton arah X.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX
				kN
Base	1	194	Gempa X Max	29,8199
Base	3	196	Gempa X Max	32,0953
Base	4	197	Gempa X Max	32,5921
Base	5	198	Gempa X Max	33,5083
Base	8	201	Gempa X Max	30,7244
Base	11	225	Gempa X Max	31,4684
Base	13	221	Gempa X Max	33,4725
Base	14	220	Gempa X Max	33,4963
Base	15	219	Gempa X Max	34,4932
Base	18	216	Gempa X Max	31,8731
Base	19	203	Gempa X Max	4,3386
Base	20	202	Gempa X Max	7,3616
Base	22	204	Gempa X Max	16,5712
Base	23	206	Gempa X Max	13,9922
Base	24	211	Gempa X Max	14,1863

Tabel 4.25: *lanjutan.*

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX
				kN
Base	26	212	Gempa X Max	14,4329
Base	27	208	Gempa X Max	14,4123
Base	28	213	Gempa X Max	14,3333
Base	29	209	Gempa X Max	15,9063
Base	30	214	Gempa X Max	14,0186
Base	31	210	Gempa X Max	14,18
Total gaya gempa				481,5328

Tabel 4.26: Tabel gaya gempa dinding geser arah X.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX
				kN
Base	2	195	Gempa X Max	34,2177
Base	6	199	Gempa X Max	303,574
Base	7	200	Gempa X Max	305,0062
Base	12	222	Gempa X Max	35,5212
Base	16	218	Gempa X Max	315,9568
Base	17	217	Gempa X Max	317,6683
Base	21	205	Gempa X Max	16,4244
Base	32	215	Gempa X Max	14,9885
Base	39	7696	Gempa X Max	0,0604
Base	48	7591	Gempa X Max	0,0645
Base	1740	6841	Gempa X Max	434,4795
Base	1754	6849	Gempa X Max	524,931
Base	1758	6854	Gempa X Max	525,3846
Base	1762	6931	Gempa X Max	435,6226
Base	1838	7437	Gempa X Max	453,7079
Base	1845	7445	Gempa X Max	547,2046
Base	1853	7455	Gempa X Max	452,3235
Base	2335	7583	Gempa X Max	0,0087
Base	2345	7595	Gempa X Max	0,0953
Base	2382	7688	Gempa X Max	0,0819
Base	2392	7700	Gempa X Max	0,0093
Total gaya gempa				5263,979

Nilai syarat gaya gempa adalah:

$$= \frac{\text{gaya geser dasar rangka pemikul momen}}{\text{gaya geser dasar ranga pemikul momen} + \text{gaya geser dasar dinding geser}} \times 100 \leq 25\%$$

$$= \frac{481,53}{5745,51} \times 100$$

$$= 8,38 \%$$

Dari hasil perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa nilai persyaratan sistem ganda pada arah X, gaya gempa $\leq 25\%$ sudah terpenuhi. Jadi bangunan tersebut dapat menerapkan sistem ganda untuk bangunan ini pada arah X.

Tabel 4.27: Tabel gaya gempa rangka beton arah Y.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FY
				kN
Base	1	194	Gempa Y Max	14,8277
Base	3	196	Gempa Y Max	14,7861
Base	4	197	Gempa Y Max	15,2438
Base	5	198	Gempa Y Max	15,2844
Base	8	201	Gempa Y Max	10,1786
Base	11	225	Gempa Y Max	16,6258
Base	13	221	Gempa Y Max	15,2889
Base	14	220	Gempa Y Max	15,4426
Base	15	219	Gempa Y Max	15,3277
Base	18	216	Gempa Y Max	14,567
Base	19	203	Gempa Y Max	65,6713
Base	20	202	Gempa Y Max	64,892
Base	22	204	Gempa Y Max	46,1112
Base	23	206	Gempa Y Max	43,895
Base	24	211	Gempa Y Max	44,977
Base	25	207	Gempa Y Max	44,4829
Base	26	212	Gempa Y Max	44,7132
Base	27	208	Gempa Y Max	44,5628
Base	28	213	Gempa Y Max	45,0752
Base	29	209	Gempa Y Max	44,2159
Base	30	214	Gempa Y Max	45,6371
Base	31	210	Gempa Y Max	48,3067
Total gaya gempa				730,1129

Tabel 4.28: Tabel gaya gempa dinding geser arah Y.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FY
				kN
Base	2	195	Gempa Y Max	297,7033
Base	6	199	Gempa Y Max	15,4481
Base	7	200	Gempa Y Max	16,2049
Base	12	222	Gempa Y Max	305,6035
Base	16	218	Gempa Y Max	15,5186
Base	17	217	Gempa Y Max	15,7127
Base	21	205	Gempa Y Max	362,7492
Base	32	215	Gempa Y Max	372,0557

Tabel 4.28: *lanjutan.*

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FY
				kN
Base	39	7696	Gempa Y Max	631,1463
Base	48	7591	Gempa Y Max	615,1478
Base	1740	6841	Gempa Y Max	0,0745
Base	1754	6849	Gempa Y Max	0,0253
Base	1758	6854	Gempa Y Max	0,0313
Base	1762	6931	Gempa Y Max	0,0898
Base	1838	7437	Gempa Y Max	0,0852
Base	1845	7445	Gempa Y Max	0,0288
Base	1849	7450	Gempa Y Max	0,0271
Base	1853	7455	Gempa Y Max	0,0771
Base	2335	7583	Gempa Y Max	555,8016
Base	2345	7595	Gempa Y Max	535,985
Base	2382	7688	Gempa Y Max	549,8518
Base	2392	7700	Gempa Y Max	570,3849
Total gaya gempa				4859,753

Nilai syarat gaya gempa adalah:

$$= \frac{\text{gaya geser dasar rangka pemikul momen}}{\text{gaya geser dasar ranga pemikul momen} + \text{gaya geser dasar dinding geser}} \times 100 \leq 25\%$$

$$= \frac{730,11}{5589,86} \times 100$$

$$= 13,06 \%$$

Dari hasil perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa nilai persyaratan sistem ganda pada arah Y, gaya gempa $\leq 25\%$ sudah terpenuhi. Jadi bangunan tersebut dapat menerapkan sistem ganda untuk bangunan ini pada arah Y.

4.2.2.7 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 10, ketidakberaturan horizontal harus di cek. berikut tabel pengecekan ketidakberaturan horizontal.

Tabel 4.29: Ketidakberaturan Horizontal.

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1a	Ketidakberaturan Torsi didefenisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.	No
1b	Ketidakberaturan Torsi Berlebihan didefenisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.	No
2	Ketidakberaturan Sudut Dalam didefenisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	No
3	Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma didefenisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	No
4	Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang didefenisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	No
5	Ketidakberaturan Sistem Nonparalel didefenisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan seismik.	No

Berikut perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan horizontal:

1a. Ketidakberaturan Torsi didefinisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.

1b. Ketidakberaturan Torsi Berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.

Berikut adalah analisa dari 1a dan 1b sebagai berikut:

Tabel 4.30: Ketidakberaturan torsi arah x.

Story	max simpangan arah x	max story drift arah x	max story drift arah X x Cd
	m	m	m
Story6	0,0148	0,0029	0,0157
Story5	0,0120	0,0030	0,0167
Story4	0,0089	0,0030	0,0166
Story3	0,0059	0,0027	0,0150
Story2	0,0032	0,0023	0,0128
Story1	0,0008	0,0008	0,0047

Tabel 4.30: *lanjutan.*

Story	min simpangan arah x	min story drift arah x	min story drift arah X x Cd
	m	m	m
Story6	0,0142	0,0027	0,0150
Story5	0,0114	0,0029	0,0160
Story4	0,0085	0,0029	0,0159
Story3	0,0056	0,0026	0,0143
Story2	0,0030	0,0022	0,0123
Story1	0,0008	0,0008	0,0045

Tabel 4.30: *lanjutan.*

Delta rata-rata, x	1,2 Delta rata-rata x	1,4 Delta rata-rata x	Cek x	
m	m	m		
0,0153	0,0184	0,0215	1,0231	OKE
0,0164	0,0196	0,0229	1,0230	OKE
0,0163	0,0195	0,0228	1,0229	OKE
0,0147	0,0176	0,0205	1,0228	OKE
0,0125	0,0151	0,0176	1,0225	OKE
0,0046	0,0055	0,0064	1,0217	OKE

Dari beberapa tabel diatas dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan torsi yang di syaratkan yaitu $<1,2$ tidak terjadi pada struktur yang dianalisa, dan jugak ketidakberaturan torsi berlebihan dengan syarat $<1,4$ tidak terjadi pada struktur yang sedang dianalisa.

Tabel 4.31: Ketidakberaturan torsi arah y.

Story	max simpangan arah y	max story drift arah y	max story drift arah y X Cd
	m	m	m
Story6	0,0243	0,0045	0,0247
Story5	0,0198	0,0049	0,0271
Story4	0,0149	0,0050	0,0274
Story3	0,0099	0,0046	0,0252
Story2	0,0053	0,0039	0,0217
Story1	0,0014	0,0014	0,0075

Tabel 4.31: *lanjutan.*

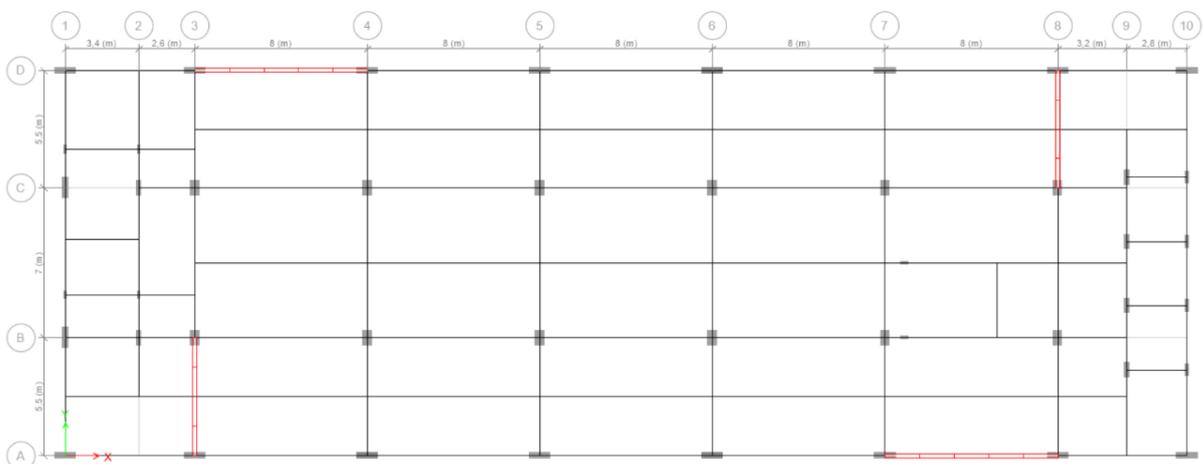
Story	min simpangan arah y	min story drift arah y	min story drift arah y X Cd
	m	m	m
Story6	0,0228	0,0042	0,0229
Story5	0,0187	0,0046	0,0253
Story4	0,0141	0,0047	0,0258
Story3	0,0094	0,0043	0,0238
Story2	0,0051	0,0038	0,0207
Story1	0,0013	0,0013	0,0072

Tabel 4.31: *lanjutan.*

Delta rata-rata, y	1,2 Delta rata-rata y	1,4 Delta rata-rata y	Cek x	
m	m	m		
0,0238	0,0286	0,0333	1,0306	OKE
0,0262	0,0314	0,0367	1,0289	OKE
0,0266	0,0319	0,0373	1,0269	OKE
0,0245	0,0294	0,0343	1,0254	OKE
0,0212	0,0254	0,0297	1,0234	OKE
0,0073	0,0088	0,0102	1,0218	OKE

Dari beberapa tabel diatas dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan torsi yang di syaratkan yaitu $<1,2$ tidak terjadi pada struktur yang dianalisa, dan jugak ketidakberaturan torsi berlebihan dengan syarat $<1,4$ tidak terjadi pada struktur yang sedang dianalisa.

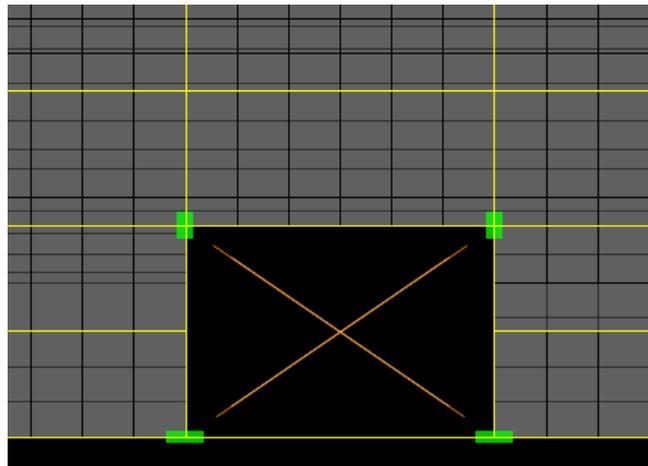
2. Ketidakberaturan Sudut Dalam didefenisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.



Gambar 4.5: Denah struktur.

Pada denah struktur yang di analisa dapat dilihat bahwa struktur tersebut tidak memiliki sudut dalam dikarekan struktur ini hampir seperti struktur simetris, maka ketidakberaturan ini tidak ada.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.



Gambar 4.6: Opening pada lantai 2.

Pada analisa struktur ini luas bukaan total adalah $\pm 584 \text{ m}^2$ dan luas bruto/total bangunan pada lantai adalah $\pm 5032 \text{ m}^2$, maka persentasenya adalah 11,6% sehingga ketidakberaturan ini tidak ada.

4. Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.

pada bangunan yang sedang dianalisa bidang elemen vertikal atau dinding geser di desain menerus dari atas hingga kebawah, maka ketidakberaturan ini tidak ada.

5. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan seismik.

Sesuai dengan desain bangunan ini memiliki bidang elemen vertikal atau dinding geser yang searah dengan sumbu ortogonal atau sumbu x dan y, jadi ketidakberaturan ini tidak terjadi.

4.2.2.8 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal

Berdasarkan SNI 1726:2012 tabel 11, ketidakberaturan horizontal harus di cek. berikut tabel pengecekan ketidakberaturan vertikal.

Tabel 4.32: Ketidakberaturan Vertikal.

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1a	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefenisikan 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.	No
1b	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefenisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	No
2	ketidakberaturan berat(massa) didefenisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.	No
3	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefenisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat di dekatnya.	No
4	Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral didefenisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekauan elemen penahan di tingkat dibawahnya.	No
5a	Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat didefenisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	No
5b	Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Yang Berlebihan didefenisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	No

Berikut perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan vertikal:

1a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak 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.

berikut adalah analisa dari ketidakberaturan kekauan tingkat lunak:

Tabel 4.33: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a Arah X

Story	Load Case	Stiffness X	70%	80%	Cek	Cek
		kN/m	Ki/ki+1	Ki/kr		
Story6	Gempa X	620763,157	-	-	-	-
Story5	Gempa X	1056034,89	170,12	-	Ok	-
Story4	Gempa X	1506237,15	142,63	-	Ok	-
Story3	Gempa X	1920208,83	127,48	180,98	Ok	Ok
Story2	Gempa X	2463354,41	128,29	164,87	Ok	Ok
Story1	Gempa X	6981676,71	283,42	355,62	Ok	Ok

Tabel 4.34: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a Arah Y

Story	Load Case	Stiffness Y	70%	80%	Cek	Cek
		kN/m	Ki/ki+1	Ki/kr		
Story6	Gempa Y	620763,157	-	-	-	-
Story5	Gempa Y	1056034,89	170,12	-	Ok	-
Story4	Gempa Y	1506237,15	142,63	-	Ok	-
Story3	Gempa Y	1920208,83	127,48	180,98	Ok	Ok
Story2	Gempa Y	2463354,41	128,29	164,87	Ok	Ok
Story1	Gempa Y	6981676,71	283,42	355,62	Ok	Ok

Pada kedua tabel diatas dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal pada kedua arah gempa yaitu x dan y tidak terjadi pada bangunan yang sedang di analisa.

1b. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

berikut adalah analisa dari ketidakberaturan kekauan tingkat lunak berlebih :

Tabel 4.35: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b Arah X.

Story	Load Case	Stiffness X	60%	70%	Cek	Cek
		kN/m	Ki/ki+1	Ki/kr		
Story6	Gempa X	620763,157	-	-	-	-
Story5	Gempa X	1056034,89	170,12	-	Ok	-
Story4	Gempa X	1506237,15	142,63	-	Ok	-
Story3	Gempa X	1920208,83	127,48	180,98	Ok	Ok
Story2	Gempa X	2463354,41	128,29	164,87	Ok	Ok
Story1	Gempa X	6981676,71	283,42	355,62	Ok	Ok

Tabel 4.36: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b Arah Y.

Story	Load Case	Stiffness Y	60%	70%	Cek	Cek
		kN/m	Ki/ki+1	Ki/kr		
Story6	Gempa Y	620763,157	-	-	-	-
Story5	Gempa Y	1056034,89	170,12	-	Ok	-
Story4	Gempa Y	1506237,15	142,63	-	Ok	-
Story3	Gempa Y	1920208,83	127,48	180,98	Ok	Ok
Story2	Gempa Y	2463354,41	128,29	164,87	Ok	Ok
Story1	Gempa Y	6981676,71	283,42	355,62	Ok	Ok

Pada kedua tabel diatas dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal berlebih pada kedua arah gempa yaitu x dan y tidak terjadi pada bangunan yang sedang di analisa.

2. ketidakberaturan berat(massa) didefinisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.

berikut adalah analisa dari ketidakberaturan berat(massa):

Tabel 4.37: Pengecekan Ketidakberaturan Berat

Story	Massa		Dibandingkan dengan 1,5 x massa dilantai atas	Dibandingkan dengan 1,5 x massa dilantai bawah	Cek	Cek
	ton	kN				
Story1	989,9378	9899,38	14849,07	14849,07	-	Ok
Story2	973,3553	9733,55	14600,33	14600,33	Ok	Ok
Story3	985,4211	9854,21	14781,32	14781,32	Ok	Ok
Story4	985,7045	9857,05	14785,57	14785,57	Ok	Ok
Story5	877,284	8772,84	13159,26	13159,26	Ok	Ok
Story6	704,0852	7040,85	10561,28	10561,28	Ok	-

Pada Tabel 4.37, dapat disimpulkan bahwa efektif semua tingkat struktur tidak mengalami ketidakberaturan berat (massa).

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat di dekatnya.

Pada analisa bangunan ini, bangunan memiliki dinding geser yang ukurannya sama sepanjang tinggi bangunan sehingga ketidakberaturan ini tidak terjadi.

4. Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat dibawahnya.

Pada analisa bangunan ini, bangunan memiliki dinding geser yang menerus sepanjang tinggi bangunan sehingga ketidakberaturan ini tidak terjadi.

5a. Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat diatasnya. kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

berikut adalah hasil analisa dari diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat sebagai berikut:

Tabel 4.38: Pengecekan ketidakberaturan vertikal 5a.

Story	Load Case/Combo	VX	VY	Cek 80 % arah X	Cek 80 % arah Y	Cek	Cek
		kN	kN				
Story6	Envelope Max	2333,99	2356,19	-	-	-	-
Story5	Envelope Max	4119,28	4144,803	176,49	175,91	Ok	Ok
Story4	Envelope Max	5631,60	5657,393	136,71	136,49	Ok	Ok
Story3	Envelope Max	6682,81	6728,791	118,67	118,94	Ok	Ok
Story2	Envelope Max	7322,93	7393,682	109,58	109,88	Ok	Ok
Story1	Envelope Max	7544,35	7620,049	103,02	103,06	Ok	Ok

Pada tabel diatas dapat dilihat bahwa gedung yang di analisa tidak mengalami ketidakberaturan kuat lateral tingkat yaitu diatas 80 % pada setiap lantainya.

5b. Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Yang Berlebihan didefenisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat diatasnya. kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

berikut adalah hasil analisa dari diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebihan sebagai berikut:

Tabel 4.39: Pengecekan ketidakberaturan vertikal 5b.

Story	Load Case/Combo	VX	VY	Cek 65 % arah X	Cek 65 % arah Y	Cek	Cek
		kN	kN				
Story6	Envelope Max	2333,99	2356,19	-	-	-	-
Story5	Envelope Max	4119,28	4144,803	176,49	175,91	Ok	Ok
Story4	Envelope Max	5631,60	5657,393	136,71	136,49	Ok	Ok
Story3	Envelope Max	6682,81	6728,791	118,67	118,94	Ok	Ok
Story2	Envelope Max	7322,93	7393,682	109,58	109,88	Ok	Ok
Story1	Envelope Max	7544,35	7620,049	103,02	103,06	Ok	Ok

Pada tabel diatas dapat dilihat bahwa gedung yang di analisa tidak mengalami ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebih yaitu diatas 65 % pada setiap lantainya.

4.2.3 Model 3

4.2.3.1 Koreksi Faktor Skala Gaya

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, kombinasi respon untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V_1) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

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

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1. sebelum menentukan faktor skalanya terlebih menentukan nilai C_s , dapat dilihat dari Tabel 4.40:

Tabel 4.40: Nilai C_s yang digunakan pada model 3.

Arah	C_s Maksimum	C_s Hitungan	C_s Minimum	C_s Digunakan
X dan y	0,177	0,120	0,037	0,120

Pada tabel diatas dapat dilihat nilai C_s yang digunakan adalah 0,105. analisa perhitungan mencari nilai C_s dapat dilihat pada lampiran A4.3, kemudain digunakan nilai faktor skala yg dipakai adalah:

rumus: $g \times I_e/R$

$$= 9,81 \times 1,5/7$$

$$= 2,1$$

dan pada lampiran tersebut juga terdapat analisa faktor skala gaya yang hasil analisa nya bisa kita lihat dibawah ini.

Tabel 4.41: Gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 .

Struktur	Arah Gempa	V_t (kN)	$0,85 V_1$ (kN)	$0,85 V_1/V_t \leq 1$	Cek
MODEL 3	Gempa X	5819,9021	6701,9589	1,15	Not Ok
	Gempa Y	5860,2266	6701,9589	1,14	Not Ok

Dari hasil analisa diatas kita dapat menarik kesimpulan bahwasanya struktur model 1 ini tidak memenuhi syarat pada koreksi faktor skala gaya pada kedua arah gempanya, maka faktor skala gaya nya diubah menjadi:
 untuk arah X = 2,42 dan untuk arah Y = 2,42.

Tabel 4.42: Gaya geser dasar nominal V_t dan V_1 setelah dikoreksi faktor skala.

Struktur	Arah Gempa	V_t (kN)	$0,85 V_1$ (kN)	$0,85V_1/V_t \leq 1$	Cek
MODEL 3	Gempa X	6706,7443	6701,9589	1,00	Ok
	Gempa Y	6753,2135	6701,9589	0,99	Ok

Setelah dikoreksi faktor skalanya maka bangunan tersebut sudah memenuhi syarat dari faktor skala gaya yaitu nilai nya harus ≤ 1 .

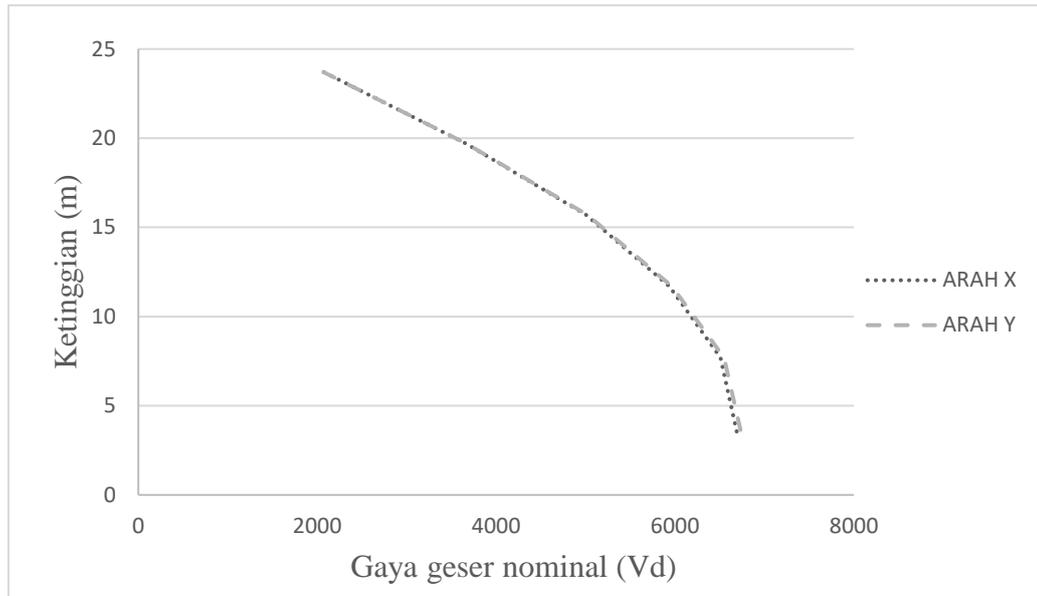
4.2.3.2 Pengecekan Gaya Geser

Pada pengecekan ini dapat dilihat langsung pada progam analisa struktur. berikut adalah tabel dan diagram gaya geser struktur terhadap ketinggian bangunan arah x dan y :

Tabel 4.43: Nilai gaya geser perlantai gedung.

Lantai	Tinggi	Arah X	Arah Y
6	23,7	2073,994	2071,977
5	19,7	3664,283	3666,395
4	15,7	5004,635	5020,088
3	11,7	5937,443	5966,86
2	7,7	6509,939	6549,165
1	3,2	6706,744	6753,214

Dapat dilihat bahwa nilai perbandingan antara ketinggian bangunan dengan gaya geser perlantai pada arah sumbu gempa x dan y.



Gambar 4.7: Gaya geser nominal kumulatif sepanjang tinggi bangunan.

Dari grafik diatas dapat dilihat bahwa berbandingan nilai gaya geser gedung perlantai dengan tinggi bangunan pada arah gempa x dan y terlihat berhimpit karena pada model ke-2 bangunan memiliki dinding penahan gaya lateral mengakibatkan gaya geser kedua sumbu memiliki nilai yang hampir sama.

4.2.3.3 Koreksi Skala Simpangan Antar Lantai

Nilai V_1 dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.2.4 Kontrol Koreksi skala simpangan antar tingkat,yaitu:

Syarat : $V_t \geq 0,85 C_s W$ Berdasarkan tabel 4.44.

Tabel 4.44: Gaya geser dasar nominal V_t dan $C_s W$.

Struktur	Arah Gempa	V_t (KN)	$0,85 C_s W$	Cek
MODEL 3	Gempa X	5790,3278	5499,4962	Ok
	Gempa Y	5848,5582	5499,4962	Ok

Dengan demikian syarat skala simpangan antar lantai sudah terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spktrum (V_t) lebih besar dari nilai $0,85 \times C_s W$, sehingga simpangan antar lantai tidak perlu dikalikan dengan faktor skala.

4.2.3.4 Nilai Simpangan Gedung

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012 Pasal 7.12.1, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai yang diizinkan pada pasal tersebut yaitu 0,01 dikali tinggi lantai, nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar lantai tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat.

Tabel 4.45: Hasil analisa nilai simpangan gedung arah x.

Lantai	Tinggi per lantai	Simpangan arah x	Story drift arah x	Story drift arah X x cd/I	batas izin / 1,3 (ρ)	Cek arah X
	mm	mm	mm	mm		
Story6	4000	17,447	3,401	12,470	30,769	OKE
Story5	4000	14,046	3,599	13,196	30,769	OKE
Story4	4000	10,447	3,561	13,057	30,769	OKE
Story3	4000	6,886	3,190	11,697	30,769	OKE
Story2	4500	3,696	2,719	9,970	34,615	OKE
Story1	3200	0,977	0,977	3,582	24,615	OKE
Base		0	0	0		

Berdasarkan Tabel diatas dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai tingkat sudah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari $\Delta a/\rho$ (simpangan antar tingkat izin) atau 0,01 dikali tinggi per lantai.

Tabel 4.46: Hasil analisa nilai simpangan gedung arah y.

Lantai	Tinggi per lantai	Simpangan arah Y	Story drift arah Y	Story drift arah Y x cd/I	batas izin / 1,3 (ρ)	Cek arah Y
	mm	mm	mm	mm	mm	
Story6	4000	19,408	3,647	13,372	30,769	OKE
Story5	4000	15,761	3,959	14,516	30,769	OKE
Story4	4000	11,802	3,958	14,513	30,769	OKE
Story3	4000	7,844	3,608	13,229	30,769	OKE
Story2	4500	4,236	3,105	11,385	34,615	OKE
Story1	3200	1,131	1,131	4,147	24,615	OKE
Base		0	0	0		

Berdasarkan Tabel diatas dapat disimpulkan bahwa simpangan antar lantai tingkat sudah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari $\Delta a/\rho$ (simpangan antar tingkat izin) atau 0,01 dikali tinggi perlantai.

4.2.3.5 Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 1.

$$\begin{aligned}\theta \text{ Maks} &= \frac{0,5}{cd \times \beta} \\ &= \frac{0,5}{5,5 \times 1} = 0,0909\end{aligned}$$

Pada hasil perhitungan diatas, nilai dari *stability ratio* dibawah nilai 1 atau ≤ 1 maka dapat dikatakan kontrolnya memenuhi syarat yang ditentukan. Pada dasarnya efek p-delta dapat diabaikan jika syarat *stability ratio* ≤ 1 sudah terpenuhi, jadi efek p-delta diabaikan pada saat menganalisa struktur tersebut.

4.2.3.6 Persyaratan Penggunaan Sistem Ganda.

Sistem bangunan gedung yang menggunakan sistem ganda memiliki syarat gaya gempa yaitu gaya gempa pada rangka beton pemikul momen nya tidak boleh melebihi 25% dari besar gaya gempa pada dinding geser. Hasil analisa dapat dilihat pada tabel dibawah:

Tabel 4.47: Tabel gaya gempa rangka beton arah X.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX
				kN
Base	1	194	Gempa X Max	34,636
Base	2	195	Gempa X Max	38,1865
Base	3	196	Gempa X Max	37,8121
Base	6	199	Gempa X Max	37,9185
Base	7	200	Gempa X Max	37,9286
Base	8	201	Gempa X Max	33,7777
Base	11	225	Gempa X Max	35,4194
Base	12	222	Gempa X Max	38,3177
Base	13	221	Gempa X Max	38,0071
Base	16	218	Gempa X Max	38,0663

Tabel 4.47: *lanjutan.*

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX
				kN
Base	17	217	Gempa X Max	38,1437
Base	18	216	Gempa X Max	34,1744
Base	19	203	Gempa X Max	4,8393
Base	20	202	Gempa X Max	7,3988
Base	23	206	Gempa X Max	14,8628
Base	24	211	Gempa X Max	14,9483
Base	25	207	Gempa X Max	14,8357
Base	28	213	Gempa X Max	14,8246
Base	26	212	Gempa X Max	14,7507
Base	27	208	Gempa X Max	14,8706
Base	29	209	Gempa X Max	16,1574
Base	30	214	Gempa X Max	14,7503
Total gaya gempa				574,6265

Tabel 4.48: Tabel gaya gempa dinding geser arah X.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX
				kN
Base	4	197	Gempa X Max	385,5996
Base	5	198	Gempa X Max	385,5797
Base	14	220	Gempa X Max	386,0965
Base	15	219	Gempa X Max	386,101
Base	21	205	Gempa X Max	16,7344
Base	22	204	Gempa X Max	16,52
Base	31	210	Gempa X Max	14,9623
Base	32	215	Gempa X Max	15,4061
Base	42	7686	Gempa X Max	0,0358
Base	46	7883	Gempa X Max	0,0406
Base	1113	7493	Gempa X Max	384,0801
Base	1114	7502	Gempa X Max	486,1533
Base	1115	7507	Gempa X Max	501,1571
Base	1116	7512	Gempa X Max	486,1538
Base	1117	7517	Gempa X Max	384,0807
Base	1143	6841	Gempa X Max	383,5521
Base	1145	6850	Gempa X Max	485,3909
Base	1147	6855	Gempa X Max	500,3196
Base	1149	6932	Gempa X Max	485,3828
Base	1151	7235	Gempa X Max	383,5407
Base	2385	7670	Gempa X Max	0,0479
Base	2394	7680	Gempa X Max	0,0177
Base	2403	7691	Gempa X Max	0,0219

Tabel 4.48: *lanjutan.*

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX
				kN
Base	2408	7697	Gempa X Max	0,043
Base	2473	7867	Gempa X Max	0,0372
Base	2482	7877	Gempa X Max	0,0161
Base	2491	7888	Gempa X Max	0,0154
Base	2496	7894	Gempa X Max	0,0411
Total gaya gempa				6087,127

Nilai syarat gaya gempa adalah:

$$= \frac{\text{gaya geser dasar rangka pemikul momen}}{\text{gaya geser dasar ranga pemikul momen} + \text{gaya geser dasar dinding geser}} \times 100 \leq 25\%$$

$$= \frac{574,627}{6661,75} \times 100$$

$$= 8,62 \%$$

Dari hasil perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa nilai persyaratan sistem ganda pada arah X, gaya gempa $\leq 25\%$ sudah terpenuhi. Jadi bangunan tersebut dapat menerapkan sistem ganda untuk bangunan ini pada arah X.

Tabel 4.50: Tabel gaya gempa rangka beton arah Y.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FY
				kN
Base	1	194	Gempa Y Max	10,8762
Base	2	195	Gempa Y Max	13,4801
Base	3	196	Gempa Y Max	11,051
Base	6	199	Gempa Y Max	11,2513
Base	7	200	Gempa Y Max	13,8498
Base	8	201	Gempa Y Max	8,017
Base	11	225	Gempa Y Max	11,6477
Base	12	222	Gempa Y Max	13,9282
Base	13	221	Gempa Y Max	11,2711
Base	16	218	Gempa Y Max	11,0725
Base	17	217	Gempa Y Max	13,3461
Base	18	216	Gempa Y Max	10,4367
Base	19	203	Gempa Y Max	52,9294
Base	20	202	Gempa Y Max	53,0424
Base	23	206	Gempa Y Max	35,2312
Base	24	211	Gempa Y Max	35,3627
Base	25	207	Gempa Y Max	35,7862

Tabel 4.50: *lanjutan.*

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FY
				kN
Base	26	212	Gempa Y Max	35,785
Base	27	208	Gempa Y Max	36,0819
Base	28	213	Gempa Y Max	36,1129
Base	29	209	Gempa Y Max	35,3948
Base	30	214	Gempa Y Max	36,2394
Total gaya gempa				532,1936

Tabel 4.51: Tabel gaya gempa dinding geser arah Y.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FY
				kN
Base	4	197	Gempa Y Max	11,0892
Base	5	198	Gempa Y Max	11,2421
Base	14	220	Gempa Y Max	11,2204
Base	21	205	Gempa Y Max	359,344
Base	22	204	Gempa Y Max	359,4919
Base	31	210	Gempa Y Max	368,4677
Base	32	215	Gempa Y Max	368,3523
Base	42	7686	Gempa Y Max	493,0006
Base	46	7883	Gempa Y Max	505,0943
Base	1113	7493	Gempa Y Max	0,0457
Base	1114	7502	Gempa Y Max	0,0264
Base	1115	7507	Gempa Y Max	0,0342
Base	1116	7512	Gempa Y Max	0,0264
Base	1117	7517	Gempa Y Max	0,0455
Base	1143	6841	Gempa Y Max	0,0461
Base	1145	6850	Gempa Y Max	0,0265
Base	1147	6855	Gempa Y Max	0,0341
Base	1149	6932	Gempa Y Max	0,0265
Base	1151	7235	Gempa Y Max	0,0457
Base	2385	7670	Gempa Y Max	393,3666
Base	2394	7680	Gempa Y Max	479,0837
Base	2403	7691	Gempa Y Max	479,1833
Base	2408	7697	Gempa Y Max	393,5114
Base	2473	7867	Gempa Y Max	403,2025
Base	2482	7877	Gempa Y Max	490,9494
Base	2491	7888	Gempa Y Max	490,8906
Base	2496	7894	Gempa Y Max	403,1048
Total gaya gempa				6032,006

Nilai syarat gaya gempa adalah:

$$= \frac{\text{ gaya geser dasar rangka pemikul momen}}{\text{ gaya geser dasar ranga pemikul momen + gaya geser dasar dinding geser}} \times 100 \leq 25\%$$

$$= \frac{532,194}{6564,2} \times 100$$

$$= 8,11 \%$$

Dari hasil perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa nilai persyaratan sistem ganda pada arah Y, gaya gempa $\leq 25\%$ sudah terpenuhi. Jadi bangunan tersebut dapat menerapkan sistem ganda untuk bangunan ini pada arah Y.

4.2.3.7 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 10, ketidakberaturan horizontal harus di cek. berikut tabel pengecekan ketidakberaturan horizontal.

Tabel 4.52: Ketidakberaturan Horizontal.

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1a	Ketidakberaturan Torsi didefenisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.	No
1b	Ketidakberaturan Torsi Berlebihan didefenisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata dikedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal refrensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.	No
2	Ketidakberaturan Sudut Dalam didefenisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	No

Tabel 4.52: *lanjutan.*

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
3	Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma didefenisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	No
4	Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang didefenisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	No
5	Ketidakberaturan Sistem Nonparalel didefenisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan seismik.	No

Berikut perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan horizontal:

1a. Ketidakberaturan Torsi didefenisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.

1b. Ketidakberaturan Torsi Berlebihan didefenisikan ada jika simpangan antarlantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tidak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antarlantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur yang diafragmanya kaku atau setengah kaku.

Berikut adalah analisa dari 1a. ketidakberaturan torsi dan 1b. ketidakberaturan torsi berlebihan sebagai berikut:

Tabel 4.53: ketidakberaturan torsi arah x.

Story	max simpangan arah x	max story drift arah x	max story drift arah X x Cd
	m	m	m
Story6	0,0175	0,0034	0,0187
Story5	0,0141	0,0036	0,0198
Story4	0,0105	0,0036	0,0196
Story3	0,0069	0,0032	0,0176
Story2	0,0037	0,0027	0,0150
Story1	0,0010	0,0010	0,0054

Tabel 4.53: lanjutan.

Story	min simpangan arah x	min story drift arah x	min story drift arah X x Cd
	m	m	m
Story6	0,0174	0,0034	0,0187
Story5	0,0140	0,0036	0,0198
Story4	0,0104	0,0036	0,0196
Story3	0,0069	0,0032	0,0175
Story2	0,0037	0,0027	0,0149
Story1	0,0010	0,0010	0,0054

Tabel 4.53: lanjutan.

Delta rata-rata, x	1,2 Delta rata-rata x	1,4 Delta rata-rata x	Cek x	
m	m	m		
0,0187	0,0224	0,0262	1,0018	OKE
0,0198	0,0238	0,0277	1,0018	OKE
0,0196	0,0235	0,0274	1,0017	OKE
0,0175	0,0211	0,0246	1,0017	OKE
0,0150	0,0179	0,0209	1,0014	OKE
0,0054	0,0064	0,0075	1,0015	OKE

Dari beberapa tabel diatas dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan torsi yang di syaratkan yaitu <1,2 tidak terjadi pada struktur yang dianalisa, dan jugak ketidakberaturan torsi berlebihan dengan syarat <1,4 tidak terjadi pada struktur yang sedang dianalisa.

Tabel 4.54: ketidakberaturan torsi arah y.

Story	max simpangan arah y	max story drift arah y	max story drift arah y X Cd
	m	m	m
Story6	0,0201	0,0038	0,0210
Story5	0,0163	0,0041	0,0226
Story4	0,0122	0,0041	0,0226
Story3	0,0081	0,0037	0,0205
Story2	0,0043	0,0032	0,0176
Story1	0,0012	0,0012	0,0064

Tabel 4.54: lanjutan.

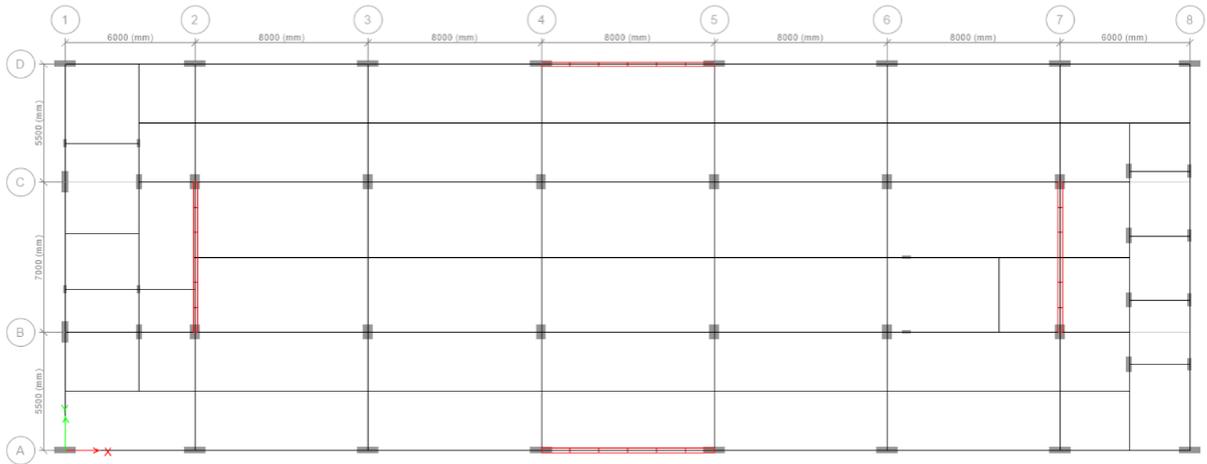
Story	min simpangan arah y	min story drift arah y	min story drift arah y X Cd
	m	m	m
Story6	0,0187	0,0035	0,0192
Story5	0,0152	0,0038	0,0208
Story4	0,0114	0,0038	0,0210
Story3	0,0076	0,0035	0,0192
Story2	0,0041	0,0030	0,0166
Story1	0,0011	0,0011	0,0061

Tabel 4.54: lanjutan.

Delta rata-rata, y	1,2 Delta rata-rata y	1,4 Delta rata-rata y	Cek x	
m	m	m		
0,0201	0,0242	0,0282	1,0356	OKE
0,0217	0,0261	0,0304	1,0334	OKE
0,0218	0,0261	0,0305	1,0309	OKE
0,0198	0,0238	0,0278	1,0285	OKE
0,0171	0,0205	0,0239	1,0257	OKE
0,0062	0,0075	0,0087	1,0230	OKE

Dari beberapa tabel diatas dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan torsi yang di syaratkan yaitu <1,2 tidak terjadi pada struktur yang dianalisa, dan jugak ketidakberaturan torsi berlebihan dengan syarat <1,4 tidak terjadi pada struktur yang sedang dianalisa.

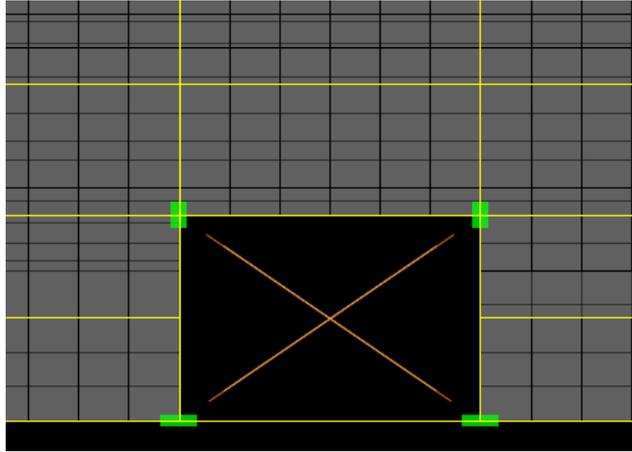
2. Ketidakberaturan Sudut Dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.



Gambar 4.8: Denah struktur.

Pada denah struktur yang di analisa dapat dilihat bahwa struktur tersebut tidak memiliki sudut dalam dikarekan struktur ini hampir seperti struktur simetris, maka ketidakberaturan ini tidak ada.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.



Gambar 4.9: Opening pada lantai 2.

Pada analisa struktur ini luas bukaan total adalah $\pm 584 \text{ m}^2$ dan luas bruto/total bangunan pada lantai adalah $\pm 5032 \text{ m}^2$, maka persentasenya adalah 11,6% sehingga ketidakberaturan ini tidak ada.

4. Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang didefenisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.

Pada bangunan yang sedang dianalisa bidang elemen vertikal atau dinding geser di desain menerus dari atas hingga kebawah, maka ketidakberaturan ini tidak ada.

5. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel didefenisikan ada jika elemen penahan lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan seismik.

Sesuai dengan desain bangunan ini memiliki bidang elemen vertikal atau dinding geser yang searah dengan sumbu ortogonal atau sumbu x dan y, jadi ketidakberaturan ini tidak terjadi.

4.2.3.8 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 11, ketidakberaturan horizontal harus di cek. berikut tabel pengecekan ketidakberaturan vertikal.

Tabel 4.55: Ketidakberaturan Vertikal.

No.	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pengecekan
1a	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefenisikan 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.	No
1b	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih didefenisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	No
2	ketidakberaturan berat(massa) didefenisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.	No
3	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefenisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat di dekatnya.	No
4	Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral didefenisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat dibawahnya.	No
5a	Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat didefenisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	No
5b	Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Yang Berlebih didefenisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	No

Berikut perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan vertikal:

1a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak 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.

berikut adalah analisa dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak :

Tabel 4.56: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a Arah X.

Story	Load Case	Stiffness X	70% Ki/ki+1	80% Ki/kr	Cek	Cek
		kN/m				
Story6	Gempa X	589946,233	-	-	-	-
Story5	Gempa X	1013059,97	171,72	-	Ok	-
Story4	Gempa X	1460523,04	144,17	-	Ok	-
Story3	Gempa X	1855394,67	127,04	181,69	Ok	Ok
Story2	Gempa X	2402141,67	129,47	166,47	Ok	Ok
Story1	Gempa X	6867141,51	285,88	360,29	Ok	Ok

Tabel 4.57: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1a Arah Y.

Story	Load Case	Stiffness Y	70% Ki/ki+1	80% Ki/kr	Cek	Cek
		kN/m				
Story6	Gempa Y	567347,896	-	-	-	-
Story5	Gempa Y	925427,576	163,1147	-	Ok	-
Story4	Gempa Y	1301107,128	140,5952	-	Ok	-
Story3	Gempa Y	1650854,15	126,8807	177,2645	Ok	Ok
Story2	Gempa Y	1903836,117	115,3243	147,303	Ok	Ok
Story1	Gempa Y	5966263,38	313,3811	368,6066	Ok	Ok

Pada kedua tabel diatas dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal pada kedua arah gempa yaitu x dan y tidak terjadi pada bangunan yang sedang di analisa.

1b. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

berikut adalah analisa dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebih :

Tabel 4.58: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b Arah X.

Story	Load Case	Stiffness X	60%	70%	Cek	Cek
		kN/m	Ki/ki+1	Ki/kr		
Story6	Gempa X	589946,233	-	-	-	-
Story5	Gempa X	1013059,97	171,72	-	Ok	-
Story4	Gempa X	1460523,04	144,17	-	Ok	-
Story3	Gempa X	1855394,67	127,04	181,69	Ok	Ok
Story2	Gempa X	2402141,67	129,47	166,47	Ok	Ok
Story1	Gempa X	6867141,51	285,88	360,29	Ok	Ok

Tabel 4.59: Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal 1b Arah Y.

Story	Load Case	Stiffness Y	60%	70%	Cek	Cek
		kN/m	Ki/ki+1	Ki/kr		
Story6	Gempa Y	567347,896	-	-	-	-
Story5	Gempa Y	925427,576	163,1147	-	Ok	-
Story4	Gempa Y	1301107,128	140,5952	-	Ok	-
Story3	Gempa Y	1650854,15	126,8807	177,2645	Ok	Ok
Story2	Gempa Y	1903836,117	115,3243	147,303	Ok	Ok
Story1	Gempa Y	5966263,38	313,3811	368,6066	Ok	Ok

Pada kedua tabel diatas dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal berlebih pada kedua arah gempa yaitu x dan y tidak terjadi pada bangunan yang sedang di analisa.

2. ketidakberaturan berat(massa) didefinisikan ada jika efektif semua tingkat lebih dari 150% efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari pada lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.

berikut adalah analisa dari ketidakberaturan berat(massa):

Tabel 4.60: Pengecekan Ketidakberaturan Berat.

Story	Massa		Dibandingkan dengan 1,5 x massa dilantai atas	Dibandingkan dengan 1,5 x massa dilantai bawah	Cek	Cek
	ton	kN				
Story1	1208,842	11858,74	18132,63	18132,63	-	Ok
Story2	1171,572	11493,12	17573,58	17573,58	Ok	Ok
Story3	1207,649	11847,04	18114,74	18114,74	Ok	Ok
Story4	1206,782	11838,53	18101,73	18101,73	Ok	Ok
Story5	1029,785	10102,19	15446,78	15446,78	Ok	Ok
Story6	897,1819	8801,35	13457,73	13457,73	Ok	-

Pada Tabel 4.60 dapat disimpulkan bahwa efektif semua tingkat struktur tidak mengalami ketidakberaturan berat (massa).

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan seismik tingkat di dekatnya.

Pada analisa bangunan ini, bangunan memiliki dinding geser yang ukurannya sama sepanjang tinggi bangunan sehingga ketidakberaturan ini tidak terjadi.

4. Diskontinuitas Arah Bidang Dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat dibawahnya.

Pada analisa bangunan ini, bangunan memiliki dinding geser yang menerus sepanjang tinggi bangunan sehingga ketidakberaturan ini tidak terjadi.

5a. Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat diatasnya. kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

berikut adalah hasil analisa dari diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat sebagai berikut:

Tabel 4.62: Pengecekan ketidakberaturan vertikal 5a.

Story	Load Case/Combo	VX	VY	Cek 80	Cek 80	Cek	Cek
		kN	kN	% arah X	% arah Y		
Story6	Envelope Max	2697,66	2695,00	-	-	-	-
Story5	Envelope Max	4766,18	4768,85	176,68	176,95	Ok	Ok
Story4	Envelope Max	6509,64	6529,67	136,58	136,92	Ok	Ok
Story3	Envelope Max	7722,95	7761,16	118,64	118,86	Ok	Ok
Story2	Envelope Max	8467,55	8518,53	109,64	109,76	Ok	Ok
Story1	Envelope Max	8723,49	8783,90	103,02	103,12	Ok	Ok

Pada tabel diatas dapat dilihat bahwa gedung yang di analisa tidak mengalami ketidakberaturan kuat lateral tingkat yaitu diatas 80 % pada setiap lantainya.

5b. Diskontinuitas Dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Yang Berlebihan didefenisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat diatasnya. kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.

berikut adalah hasil analisa dari diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebihan sebagai berikut:

Tabel 4.63: Pengecekan ketidakberaturan vertikal 5b.

Story	Load Case/Combo	VX	VY	Cek 65 % arah X	Cek 65 % arah Y	Cek	Cek
		kN	kN				
Story6	Envelope Max	2697,66	2695,00	-	-	-	-
Story5	Envelope Max	4766,18	4768,85	176,68	176,95	Ok	Ok
Story4	Envelope Max	6509,64	6529,67	136,58	136,92	Ok	Ok
Story3	Envelope Max	7722,95	7761,16	118,64	118,86	Ok	Ok
Story2	Envelope Max	8467,55	8518,53	109,64	109,76	Ok	Ok
Story1	Envelope Max	8723,49	8783,90	103,02	103,12	Ok	Ok

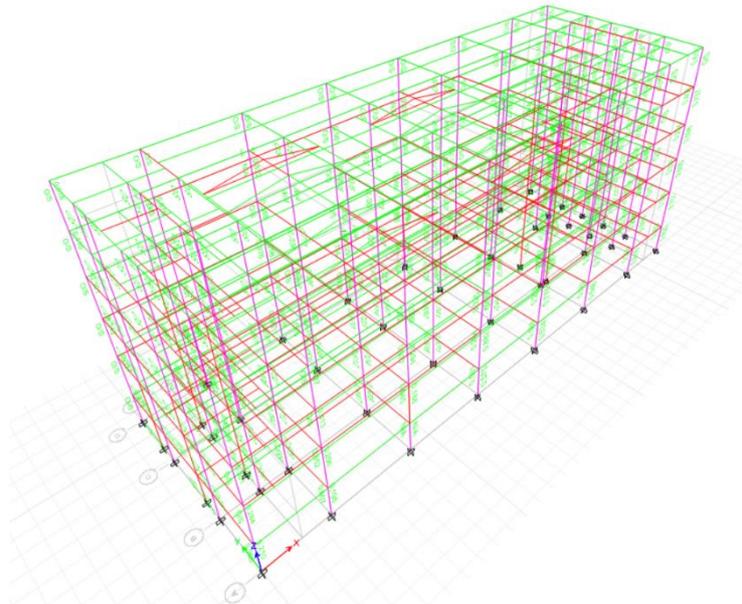
Pada tabel diatas dapat dilihat bahwa gedung yang di analisa tidak mengalami ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebih yaitu diatas 65 % pada setiap lantainya.

4.3 Hasil Analisa Nonlinier

4.3.1 Model 1

4.3.1.1 Analisa *Pushover*

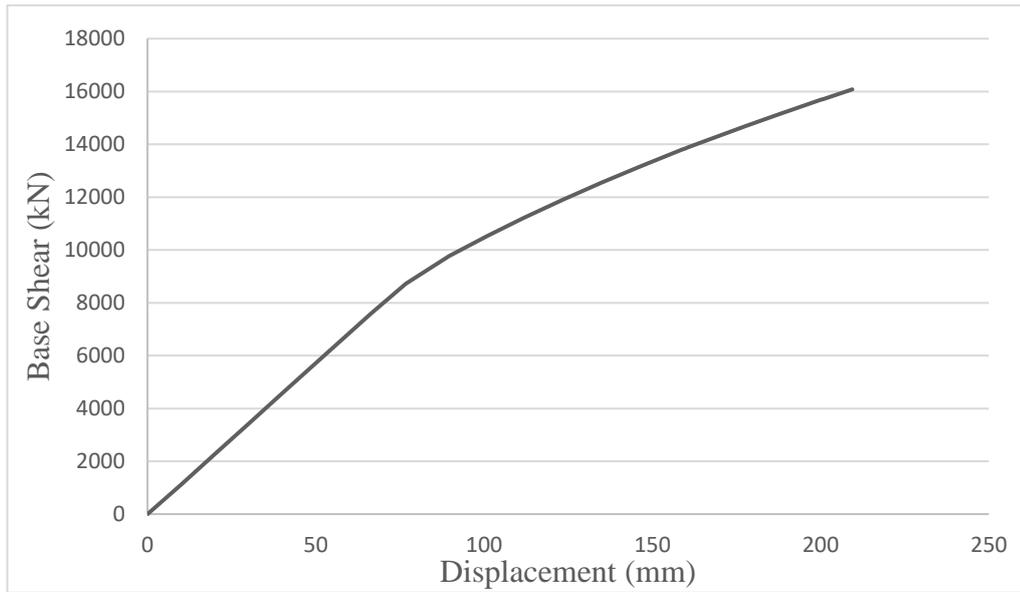
Dari analisa statik linear diperoleh kekuatan struktur (dimensi dan jumlah luas tulangan). Selanjutnya dilakukan analisis pushover pada model gedung berdasarkan jumlah luas tulangan nominal yang diperoleh dari analisis dinamik. Dari analisis *pushover* diperoleh hasil berupa kurva kapasitas (*capacity curve*) dan skema kelelahan berupa distribusi sendi plastis yang terjadi. Sendi plastis akibat momen lentur terjadi pada struktur jika beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur yang ditinjau. Sesuai dengan metode perencanaan kolom kuat-balok lemah, untuk desain pada struktur berductilitas penuh mekanisme tingkat tidak diperkenankan terjadi, Dapat dilihat dari Gambar 4.10.



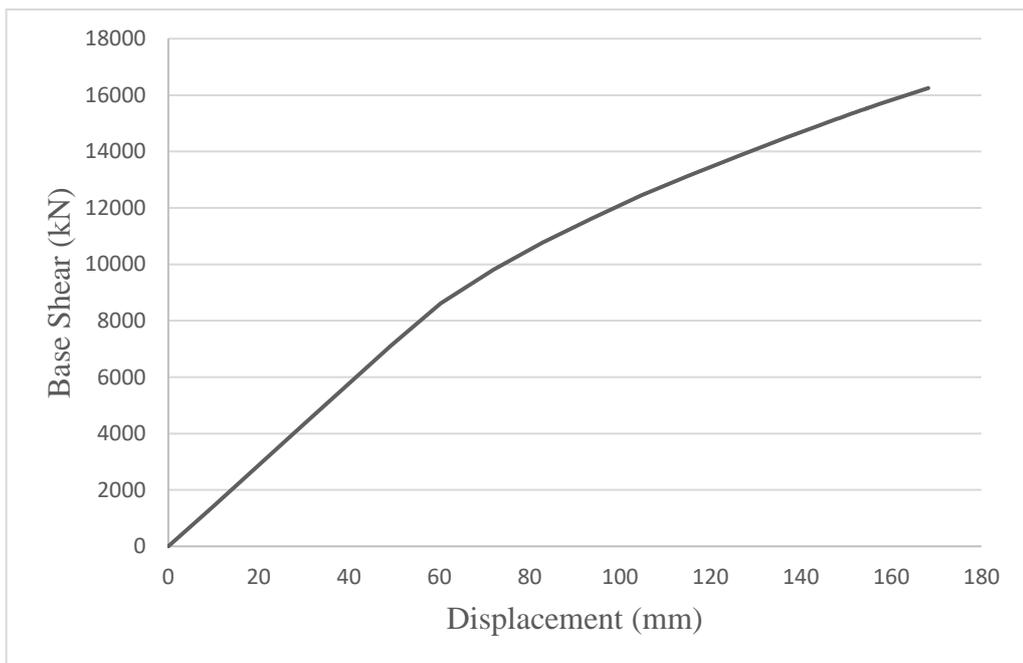
Gambar 4.10: Model Perencanaan Kolom Kuat-Balok Lemah.

4.3.1.2 Kurva Kapasitas (*Capacity Curve*)

Kurva kapasitas menunjukkan hubungan antara gaya gempa dan perpindahan yang terjadi hingga struktur runtuh. Perpindahan yang ditinjau adalah perpindahan atap dan gaya geser dasar (base shear). Dari analisis pushover dengan program analisis struktur didapat kurva kapasitas sebagai berikut:



(a)



(b)

Gambar 4.11: (a) Kurva Kapasitas Akibat *Pushover-X* ;(b) Kurva Kapasitas Akibat *Pushover-Y*.

Dari grafik-grafik diatas dapat dilihat bahwa perbandingan antara besarnya perpindahan berbanding dengan gaya geser dasar bangunan. Didapatkan hasil perpindahan dan gaya geser maksimum, seperti ditampilkan dalam Tabel 4.46:

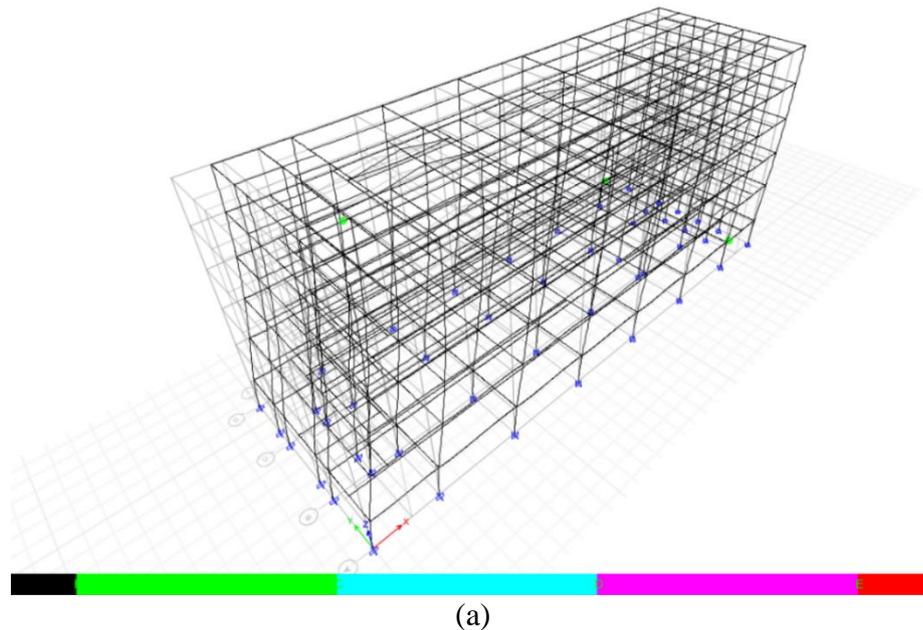
Tabel 4.64: Perpindahan dan Gaya Geser Maksimum.

Struktur	Type <i>Pushover</i>	Perpindahan Maksimum (m)	Gaya Geser Dasar Maksimum (kN)
Model 1	<i>Pushover X</i>	0,209436	16079,9899
	<i>Pushover Y</i>	0,168236	16248,5884

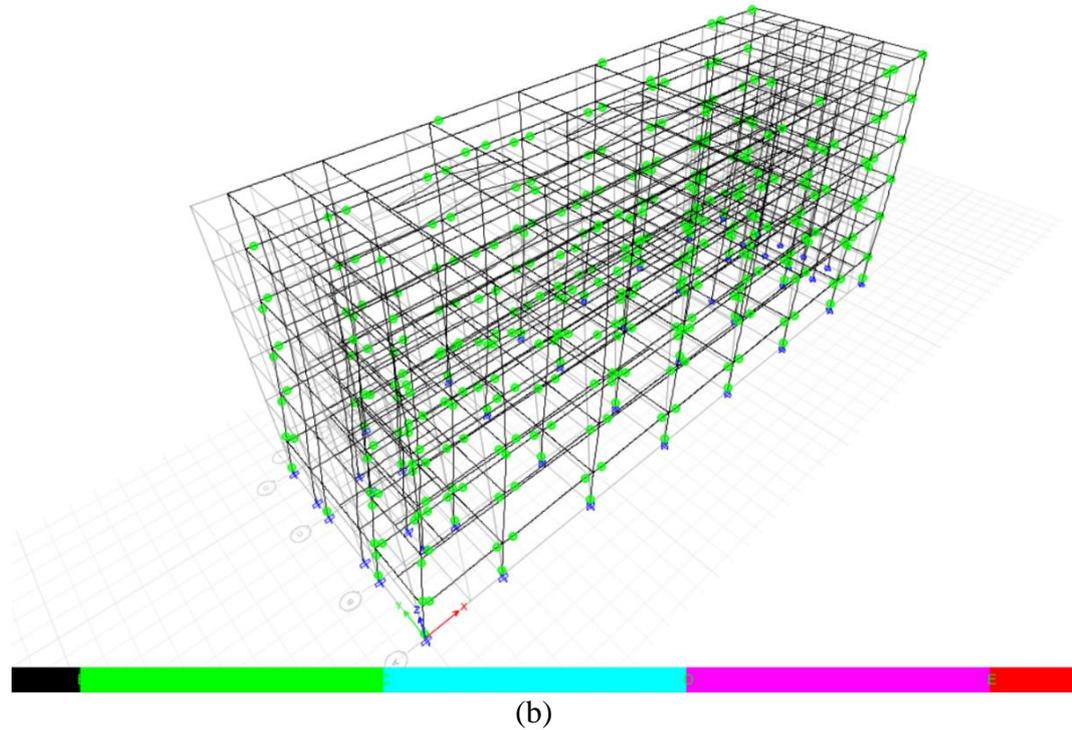
Dapat dilihat pada tabel diatas berapa nilai perpindahan maksimum dan gaya geser maksimum yang terjadi pada bangunan yang dianalisa baik pada arah sumbu *pushover x* maupun *pushover y*.

4.3.1.3 Mekanisme Sendi Plastis

Pada mekanisme sendi plastis ini akan tampilkan gambar pola distribusi sendi plastis, yang diambil pada portal eksternal yang menjadi model dalam penampilan sendi plastis, dan dapat dilihat seberapa kemampuan gedung tersebut.

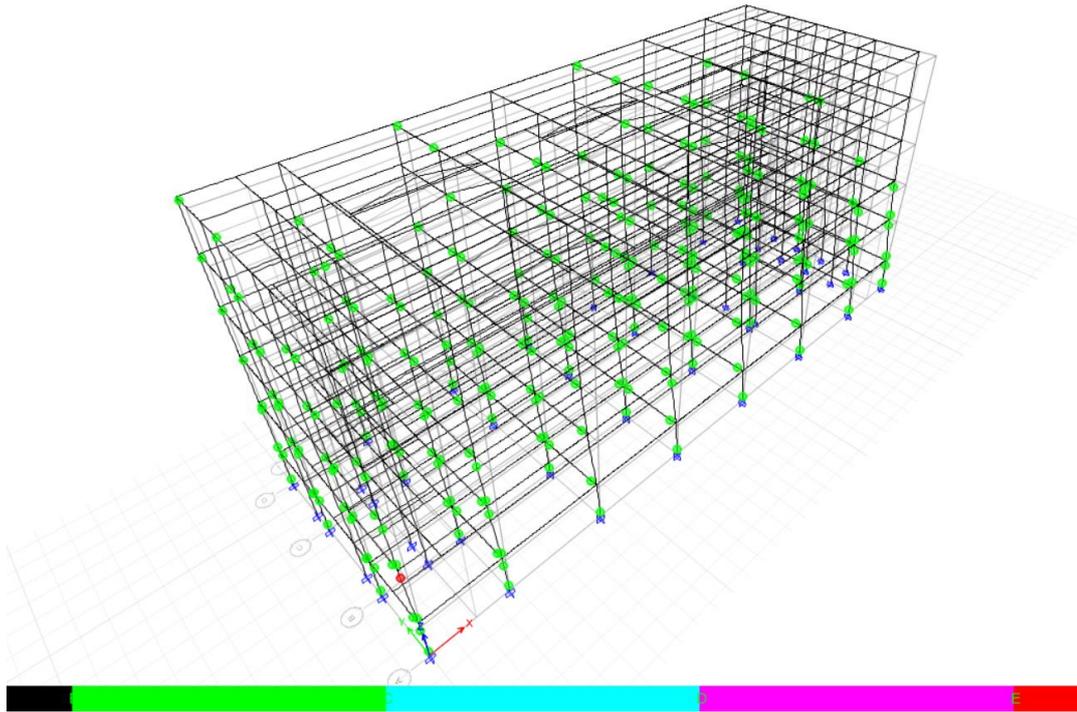


Gambar 4.12: (a) Distribusi sendi plastis *pushover x* step 7 ;(b) Distribusi sendi plastis *pushover x* step 38.

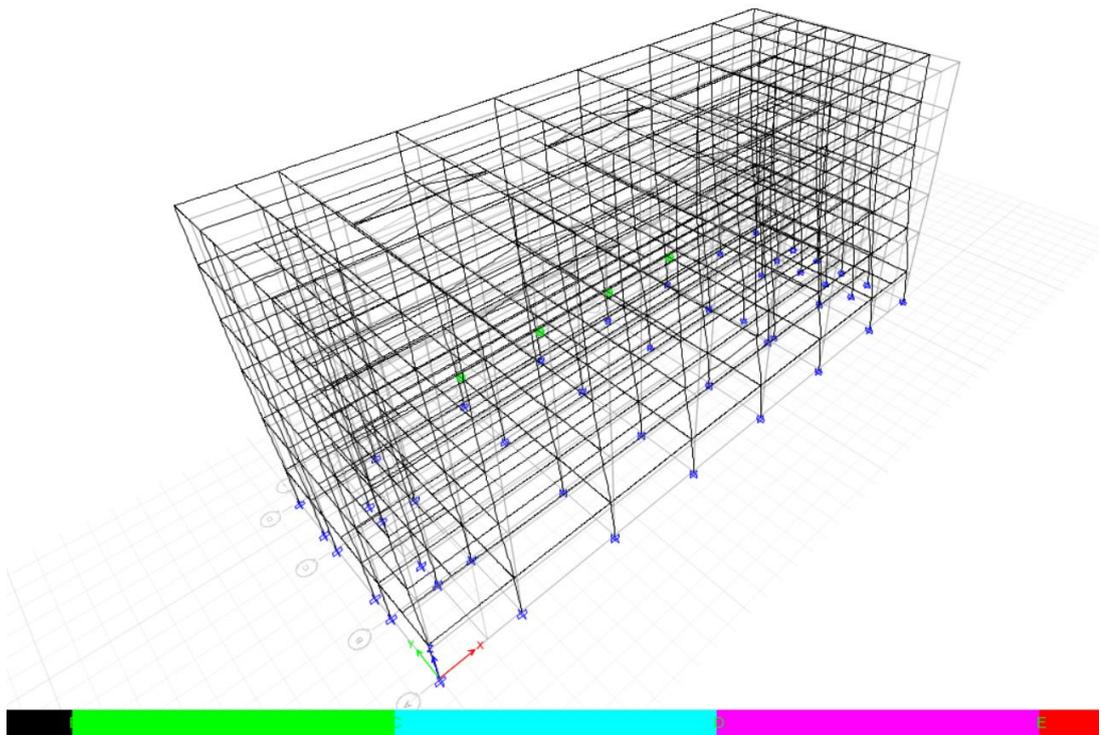


Gambar 4.12: *lanjutan.*

Pelelehan sendi plastis pertama kali terjadi pada balok pada *step* ke 7 seperti yang ditunjukkan Gambar 4.12 (a). Pada *step* 7 ini, besar perpindahan adalah sebesar 0,06 m dan gaya geser dasar sebesar 6875,8107 kN. Sedangkan pada Gambar 4.12 (b) ditunjukkan distribusi sendi plastis pada *step* ke 38 yang merupakan kondisi maksimum, pada *step* ke 38 ini besar perpindahan adalah 0,21m dan gaya geser dasar sebesar 16079,9899kN. Setelah dilakukan prosedur percobaan sesuai dengan standart perencanaan gedung tahan gempa, namun dapat dilihat pada kondisi maksimum sekalipun belum terjadi kehancuran terhadap sendi paltis pada struktur bangunan, baik kolom maupun balok seperti dapat dilihat pada Gambar 4.12 (b).



(a)



(b)

Gambar 4.13: (a) Distribusi sendi plastis *pushover* y step 5 ;(b) Distribusi sendi plastis *pushover* y step 42.

Pelelehan sendi plastis pertama kali terjadi pada balok pada *step* ke 5 seperti yang ditunjukkan Gambar 4.13 (a). Pada *step* ke 5 ini, besar perpindahan adalah sebesar 0,04 m dan gaya geser dasar sebesar 5746,0832 kN. Sedangkan pada Gambar 4.13 (b) ditunjukkan distribusi sendi plastis pada *step* ke 42 yang merupakan kondisi maksimum, pada *step* ke 42 ini, besar perpindahan adalah 0,17 m dan gaya geser dasar sebesar 16248,5884 kN. Setelah dilakukan prosedur percobaan sesuai dengan standart perencanaan gedung tahan gempa, namun dapat dilihat pada kondisi maksimum sekalipun hanya satu kolom yang mengalami kehancuran terhadap sendi paltis pada struktur bangunan seperti dapat dilihat pada Gambar 4.13 (b).

Tabel 4.65: Tingkat kerusakan struktur akibat adanya sendi plastis.

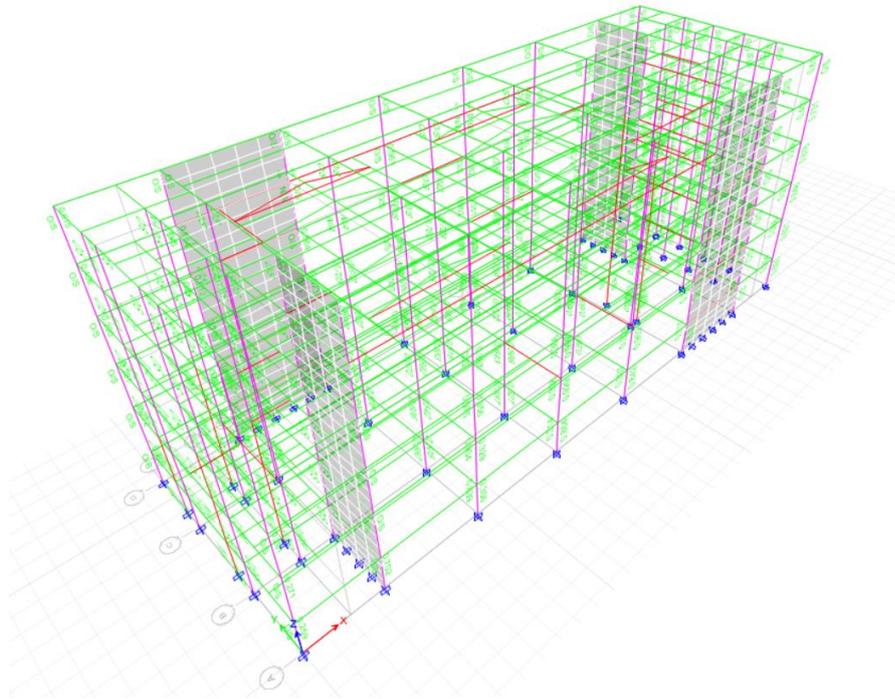
Keterangan	Simbol	Penjelasan
A		Menunjukkan batas linier yang kemudian diikuti perlelehan pertama pada gedung.
B		Terjadi kerusakan mulai dari kecil sampai tingkat sedang kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan.
C		Terjadi kerusakan yang parah pada struktur hingga kekakuannya berkurang banyak.
D		Terjadi degradasi kekuatan struktur yang besar sehingga kondisi struktur stabil dan hampir <i>collapse</i> .
E		Struktur sudah tidak mampu menahan gaya geser.

4.3.2 Model 2

4.3.1.1 Analisa *Pushover*

Dari analisa statik linear diperoleh kekuatan struktur (dimensi dan jumlah luas tulangan). Selanjutnya dilakukan analisis *pushover* pada model gedung berdasarkan jumlah luas tulangan nominal yang diperoleh dari analisis dinamik. Dari analisis *pushover* diperoleh hasil berupa kurva kapasitas (*capacity curve*) dan skema kelelahan berupa distribusi sendi plastis yang terjadi. Sendi plastis akibat momen lentur terjadi pada struktur jika beban yang bekerja melebihi kapasitas momen

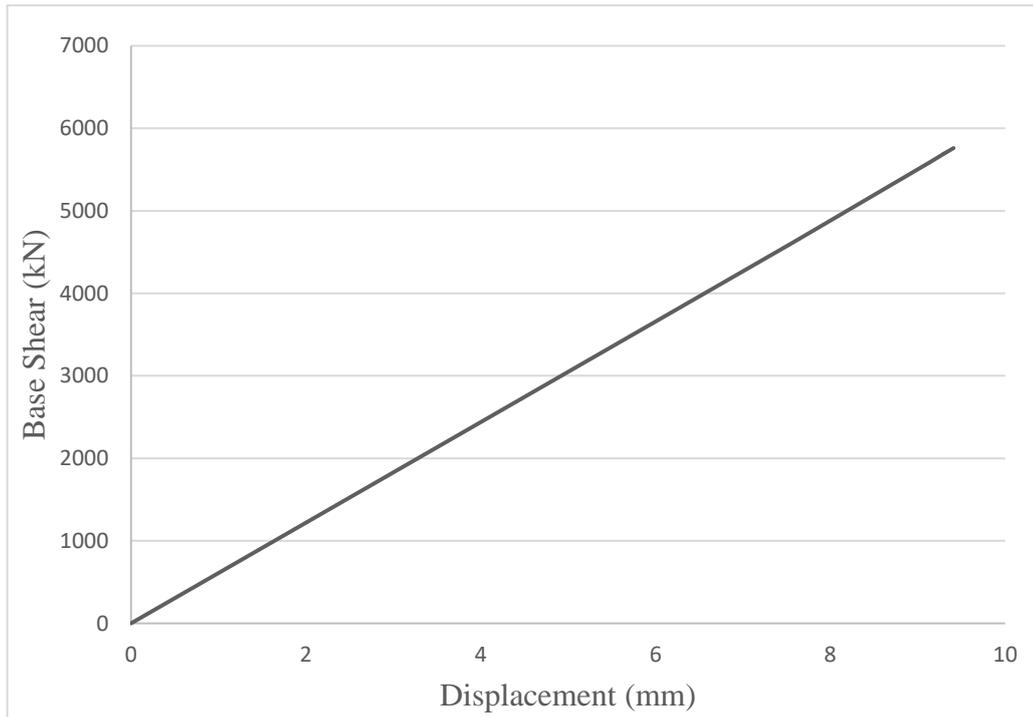
lentur yang ditinjau. Sesuai dengan metode perencanaan kolom kuat-balok lemah, untuk desain pada struktur berdaktilitas penuh mekanisme tingkat tidak diperkenankan terjadi, Dapat dilihat dari Gambar 4.14.



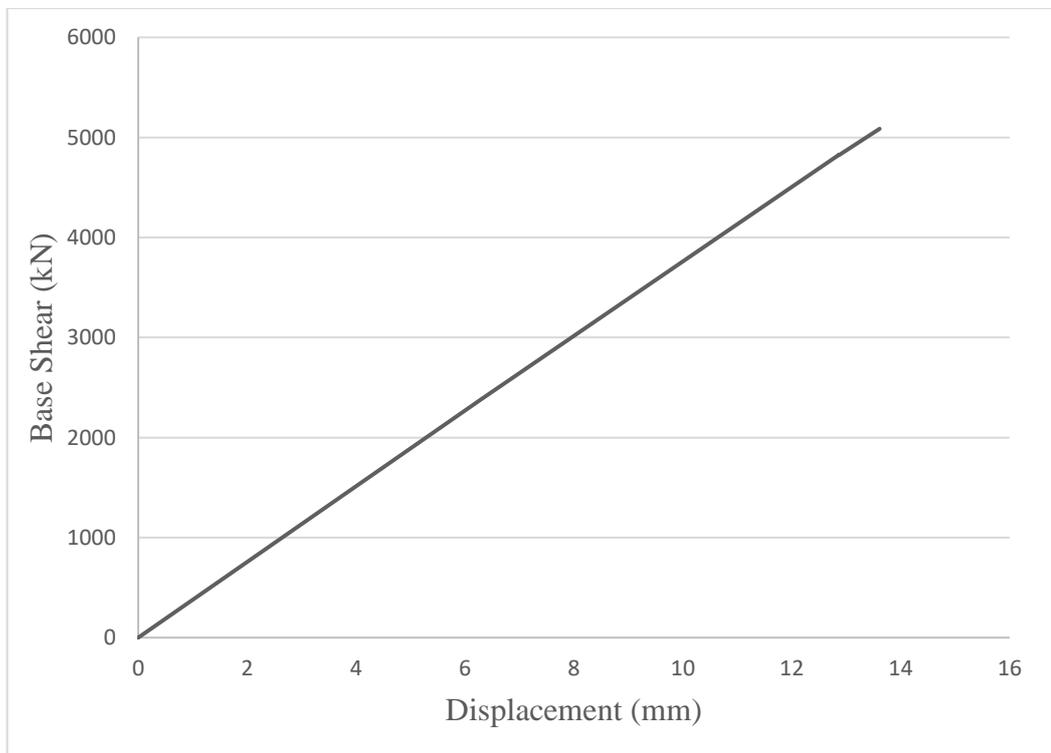
Gambar 4.14: Model Perencanaan Kolom Kuat-Balok Lemah.

4.3.1.2 Kurva Kapasitas (*Capacity Curve*)

Kurva kapasitas menunjukkan hubungan antara gaya gempa dan perpindahan yang terjadi hingga struktur runtuh. Perpindahan yang ditinjau adalah perpindahan atap dan gaya geser dasar (*base shear*). Dari analisis pushover dengan program analisis struktur didapat kurva kapasitas sebagai berikut:



(a)



(b)

Gambar 4.15: (a) Kurva Kapasitas Akibat *Pushover-X* ;(b) Kurva Kapasitas Akibat *Pushover-Y*.

Dari grafik-grafik diatas dapat dilihat bahwa perbandingan antara besarnya perpindahan berbanding dengan gaya geser dasar bangunan. Didapatkan hasil perpindahan dan gaya geser maksimum, seperti ditampilkan dalam tabel berikut:

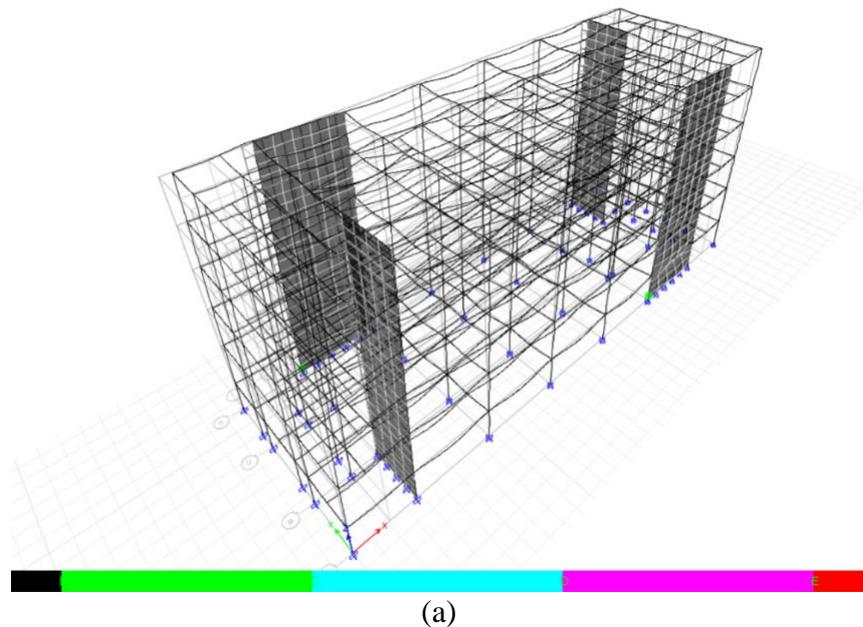
Tabel 4.66: Perpindahan dan Gaya Geser Maksimum.

Struktur	Tipe <i>Pushover</i>	Perpindahan Maksimum (m)	Gaya Geser Dasar Maksimum (kN)
Model 2	<i>Pushover X</i>	0,00941	5760,225
	<i>Pushover Y</i>	0,013614	5086,5044

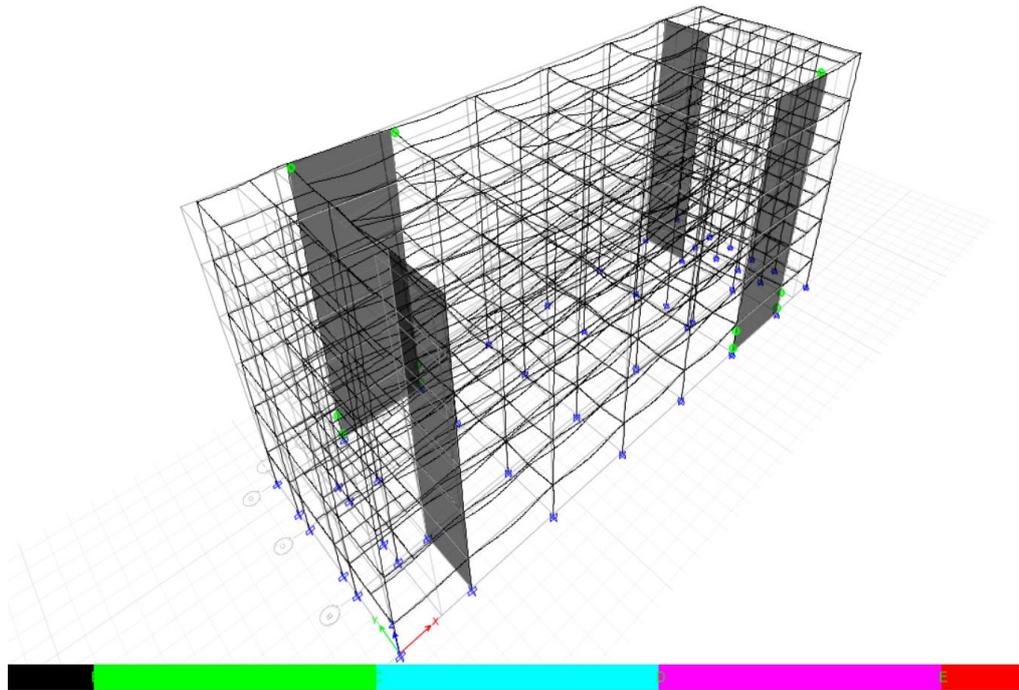
Dapat dilihat pada tabel diatas berapa nilai perpindahan maksimum dan gaya geser maksimum yang terjadi pada bangunan yang dianalisa baik pada arah sumbu *pushover x* maupun *pushover y*.

4.3.1.3 Mekanisme Sendi Plastis

Pada mekanisme sendi plastis ini akan tampilan gambar pola distribusi sendi plastis, yang diambil pada portal eksternal yang menjadi model dalam penampilan sendi plastis, dan dapat dilihat seberapa kemampuan gedung tersebut.



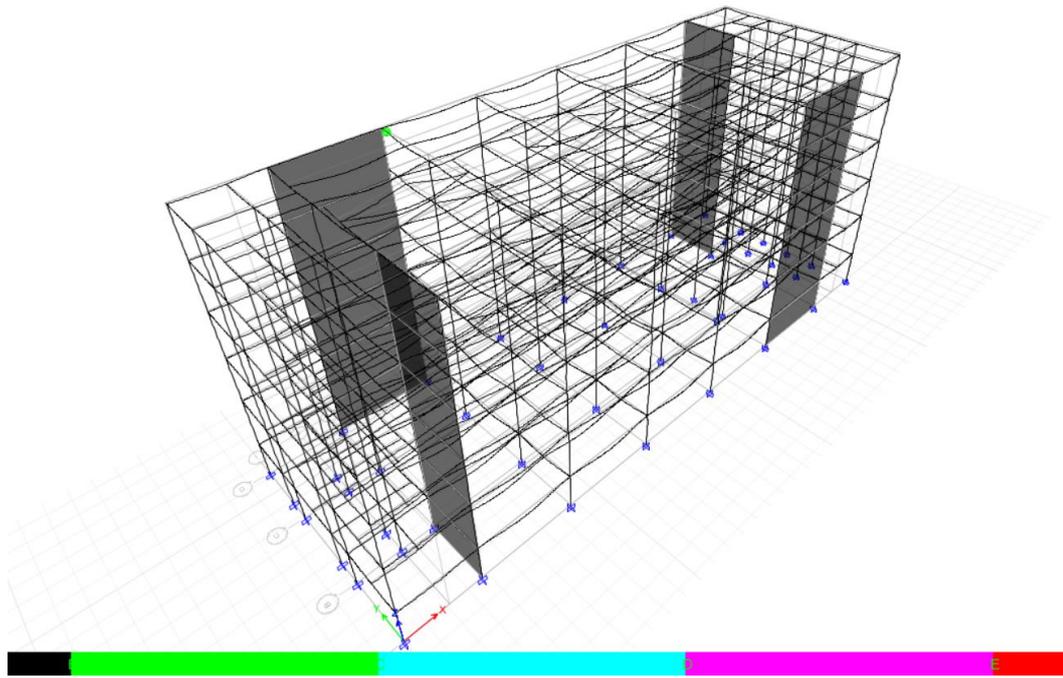
Gambar 4.16: (a) Distribusi sendi plastis *pushover x* step 1 ;(b) Distribusi sendi plastis *pushover x* step 19.



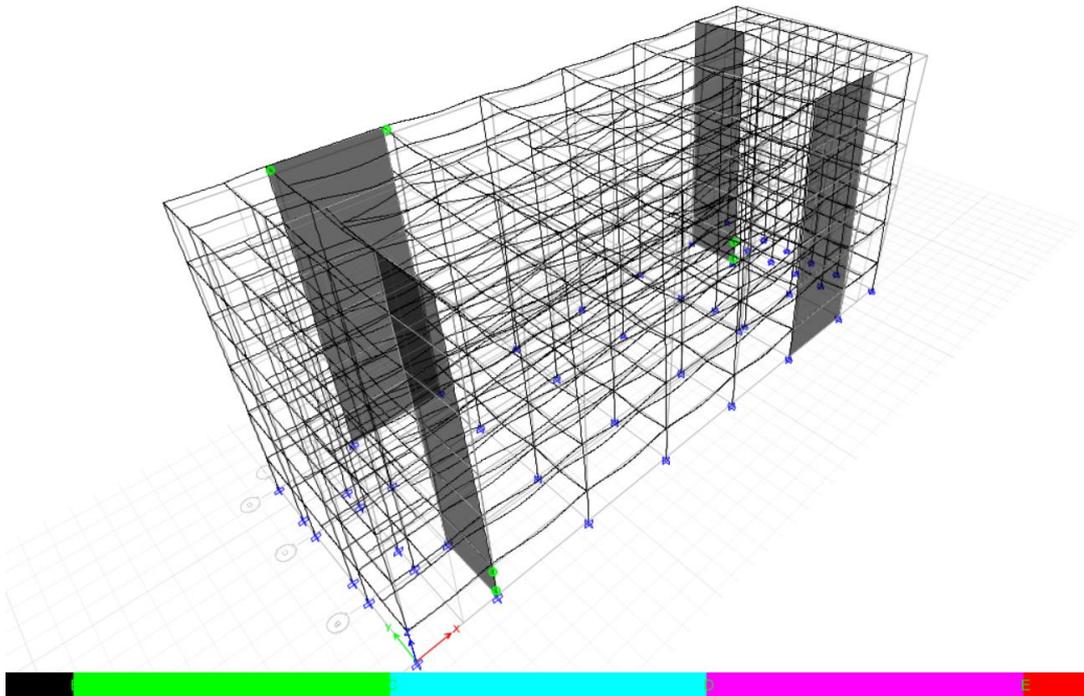
(b)

Gambar 4.16: *lanjutan,*

Pelelehan sendi plastis pertama kali terjadi pada balok pada *step* ke 1 seperti yang ditunjukkan Gambar 4.16 (a). Pada *step* 1 ini, besar perpindahan adalah sebesar 0,007579 m dan gaya geser dasar sebesar 4618,08 kN. Sedangkan pada Gambar 4.16 (b) ditunjukkan distribusi sendi plastis pada *step* ke 19 yang merupakan kondisi maksimum, pada *step* ke 19 ini besar perpindahan adalah 0,00941 m dan gaya geser dasar sebesar 5760,225 kN. Setelah dilakukan prosedur percobaan sesuai dengan standart perencanaan gedung tahan gempa, namun dapat dilihat pada kondisi maksimum sekalipun belum terjadi kehancuran terhadap sendi paltis pada struktur bangunan, baik kolom maupun balok seperti dapat dilihat pada Gambar 4.16 (b).



(a)

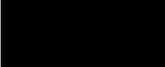


(b)

Gambar 4.17: (a) Distribusi sendi plastis *pushover* y step 1 ;(b) Distribusi sendi plastis *pushover* x step 8.

Pelelehan sendi plastis pertama kali terjadi pada balok pada *step* ke 1 seperti yang ditunjukkan Gambar 4.17 (a). Pada *step* ke 1 ini, besar perpindahan adalah sebesar 0,006288 m dan gaya geser dasar sebesar 2377,7785 kN. Sedangkan pada Gambar 4.17 (b) ditunjukkan distribusi sendi plastis pada *step* ke 8 yang merupakan kondisi maksimum, pada *step* ke 8 ini, besar perpindahan adalah 0,013614 m dan gaya geser dasar sebesar 5086,5044 kN. Setelah dilakukan prosedur percobaan sesuai dengan standart perencanaan gedung tahan gempa, namun dapat dilihat pada kondisi maksimum sekalipun belum terjadi kehancuran terhadap sendi paltis pada struktur bangunan, baik kolom maupun balok seperti dapat dilihat pada Gambar 4.17 (b).

Tabel 4.67: Tingkat kerusakan struktur akibat adanya sendi plastis.

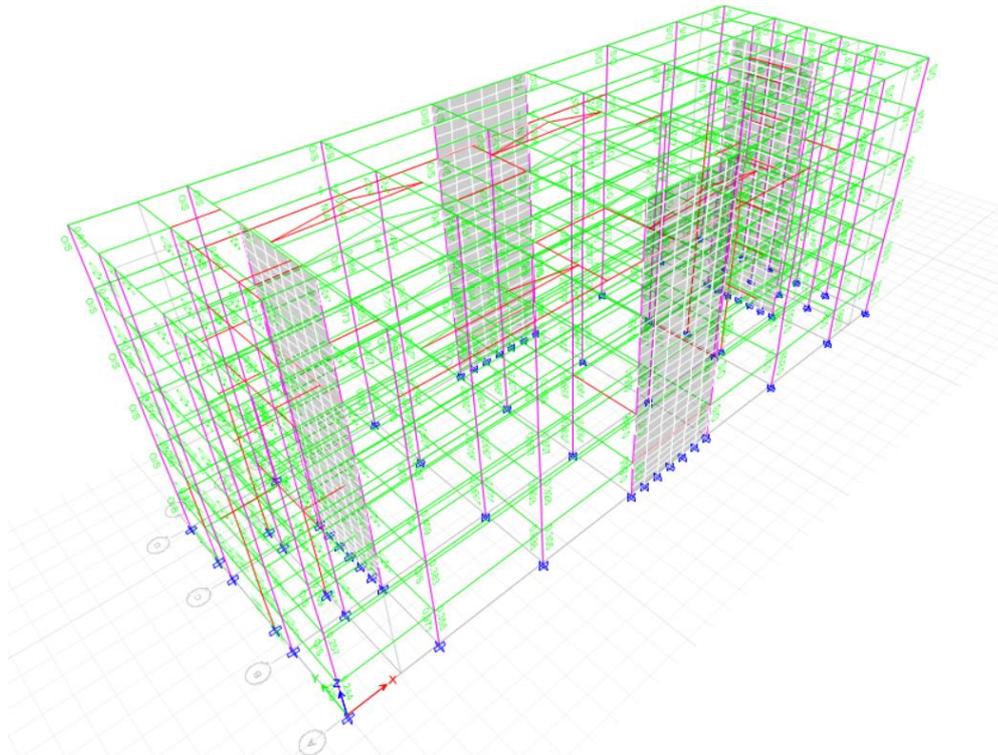
Keterangan	Simbol	Penjelasan
A		Menunjukkan batas linier yang kemudian diikuti perlelehan pertama pada gedung.
B		Terjadi kerusakan mulai dari kecil sampai tingkat sedang kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan.
C		Terjadi kerusakan yang parah pada struktur hingga kekakuannya berkurang banyak.
D		Terjadi degradasi kekuatan struktur yang besar sehingga kondisi struktur stabil dan hampir <i>collapse</i> .
E		Struktur sudah tidak mampu menahan gaya geser.

4.3.3 Model 3

4.3.1.1 Analisa *Pushover*

Dari analisa statik linear diperoleh kekuatan struktur (dimensi dan jumlah luas tulangan). Selanjutnya dilakukan analisis *pushover* pada model gedung berdasarkan jumlah luas tulangan nominal yang diperoleh dari analisis dinamik. Dari analisis *pushover* diperoleh hasil berupa kurva kapasitas (*capacity curve*) dan skema kelelehan berupa distribusi sendi plastis yang terjadi. Sendi plastis akibat momen lentur terjadi pada struktur jika beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur yang ditinjau. Sesuai dengan metode perencanaan kolom kuat-balok lemah,

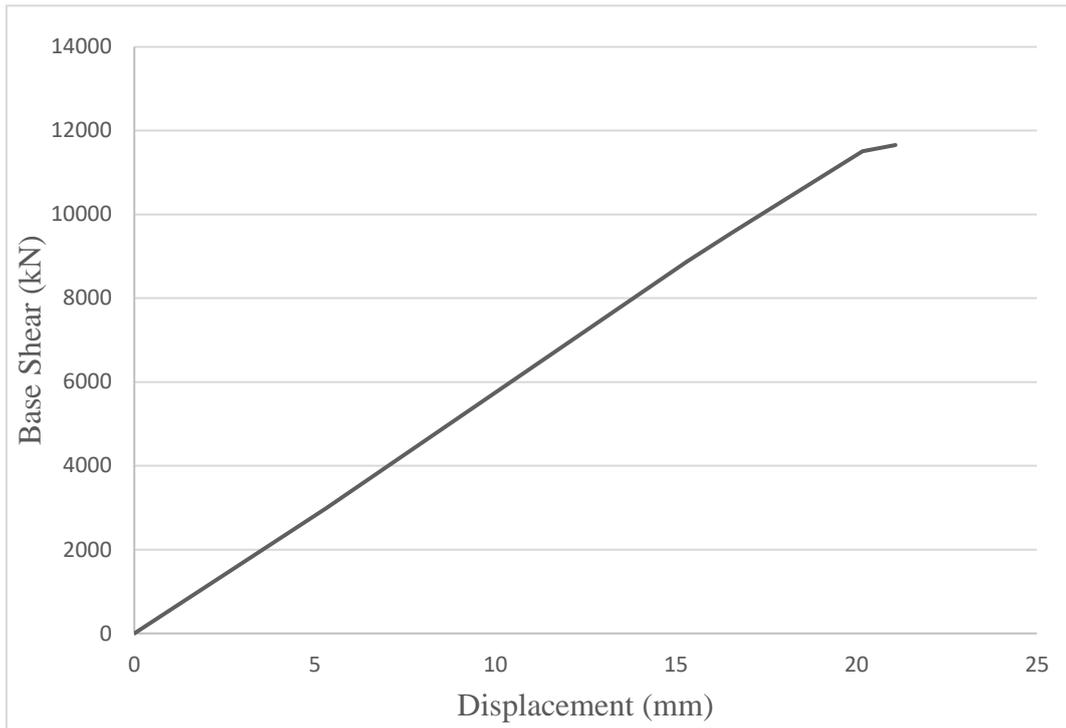
untuk desain pada struktur berdaktilitas penuh mekanisme tingkat tidak diperkenankan terjadi, Dapat dilihat dari Gambar 4.18.



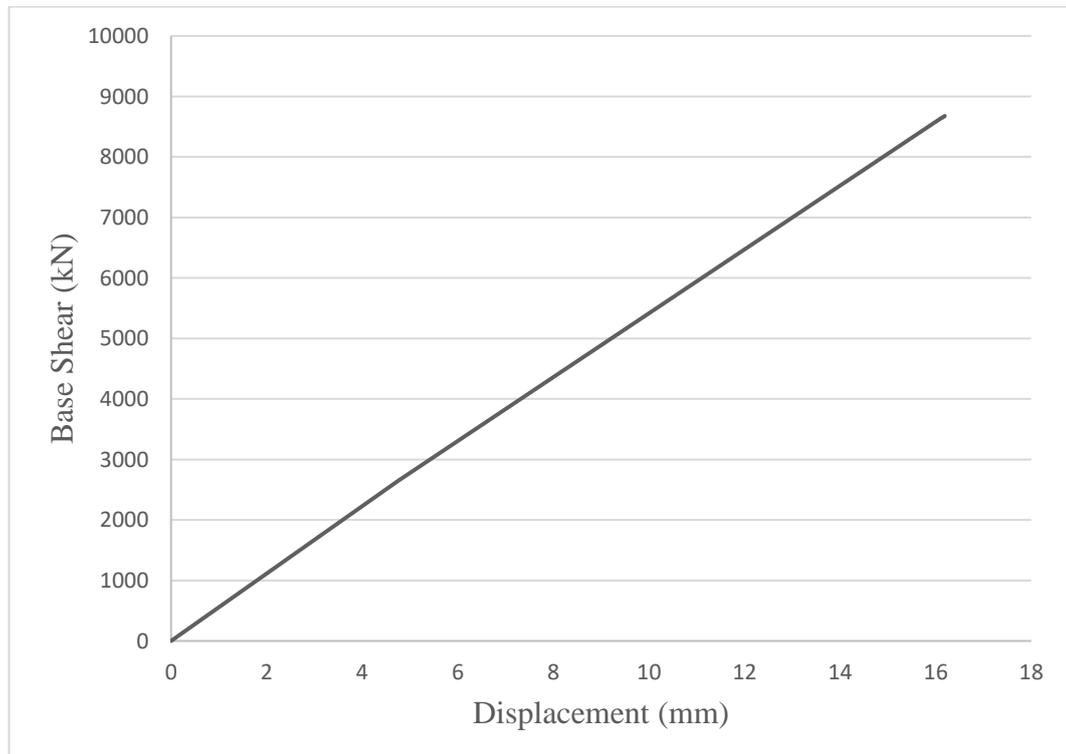
Gambar 4.18: Model Perencanaan Kolom Kuat-Balok Lemah.

4.3.1.2 Kurva Kapasitas (*Capacity Curve*)

Kurva kapasitas menunjukkan hubungan antara gaya gempa dan perpindahan yang terjadi hingga struktur runtuh. Perpindahan yang ditinjau adalah perpindahan atap dan gaya geser dasar (base shear). Dari analisis pushover dengan program analisis struktur didapat kurva kapasitas sebagai berikut.



(a)



(b)

Gambar 4.19: (a) Kurva Kapasitas Akibat *Pushover*-X ;(b) Kurva Kapasitas Akibat *Pushover*-Y.

Dari grafik-grafik diatas dapat dilihat bahwa perbandingan antara besarnya perpindahan berbanding dengan gaya geser dasar bangunan. Didapatkan hasil perpindahan dan gaya geser maksimum, seperti ditampilkan dalam tabel berikut:

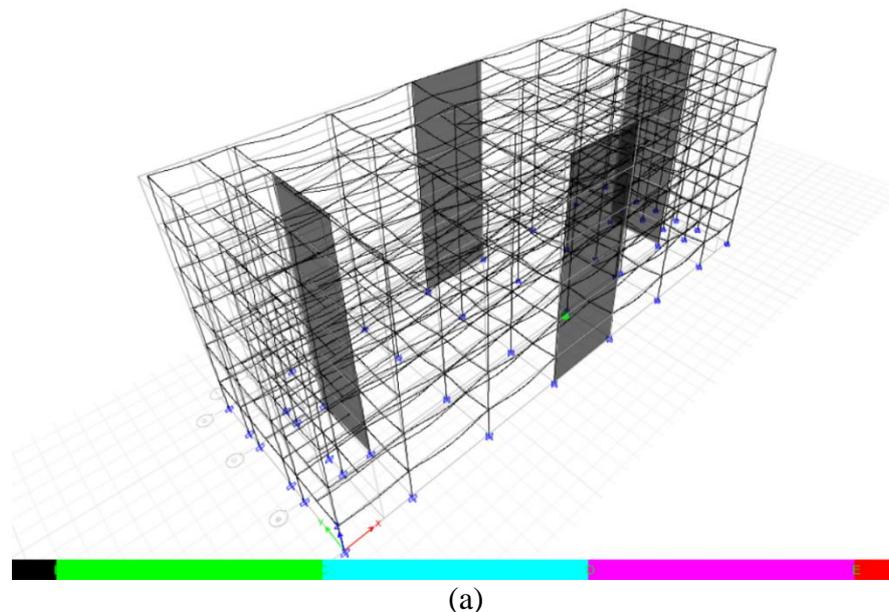
Tabel 4.68: Perpindahan dan Gaya Geser Maksimum.

Struktur	Tipe <i>Pushover</i>	Perpindahan Maksimum (m)	Gaya Geser Dasar Maksimum (kN)
Model 3	<i>Pushover X</i>	0,021081	11656,531
	<i>Pushover Y</i>	0,016192	8678,265

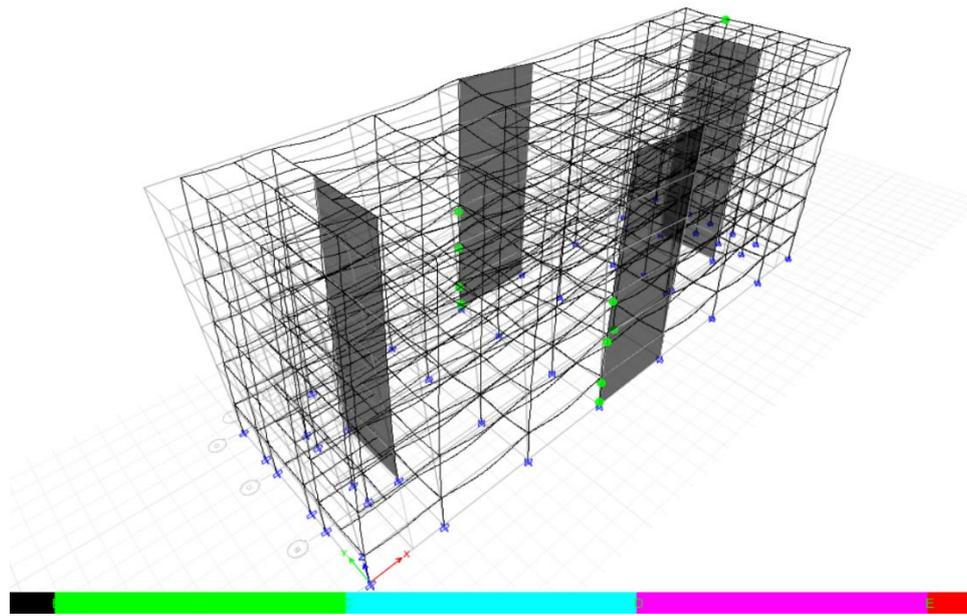
Dapat dilihat pada tabel diatas berapa nilai perpindahan maksimum dan gaya geser maksimum yang terjadi pada bangunan yang dianalisa baik pada arah sumbu *pushover x* maupun *pushover y*.

4.3.1.3 Mekanisme Sendi Plastis

Pada mekanisme sendi plastis ini akan tampilkan gambar pola distribusi sendi plastis, yang diambil pada portal eksternal yang menjadi model dalam penampilan sendi plastis, dan dapat dilihat seberapa kemampuan gedung tersebut.



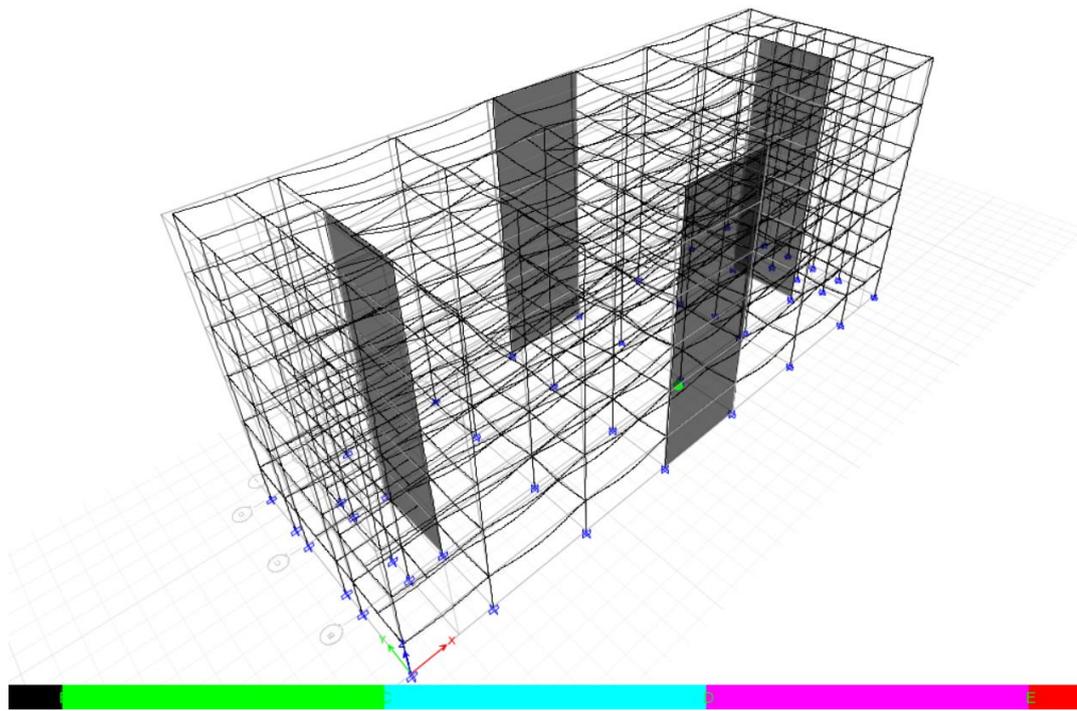
Gambar 4.20: (a) Distribusi sendi plastis *pushover x* step 1 ;(b) Distribusi sendi plastis *pushover x* step 5.



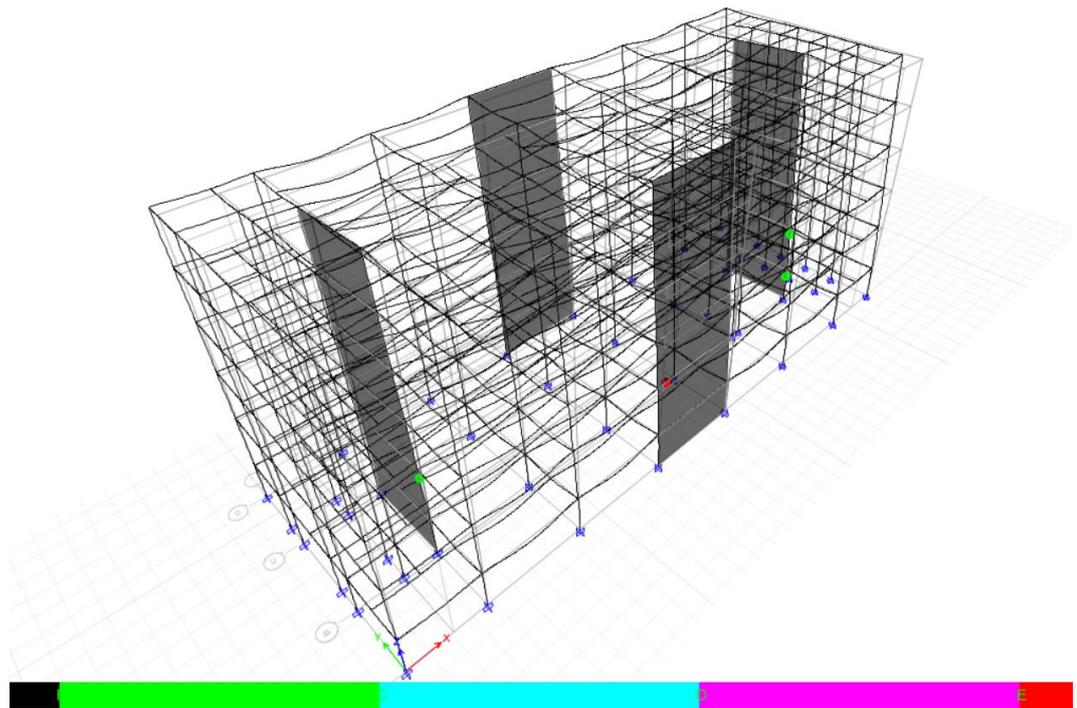
(b)

Gambar 4.20: *lanjutan.*

Pelelehan sendi plastis pertama kali terjadi pada balok pada *step* ke 1 seperti yang ditunjukkan Gambar 4.20 (a). Pada *step* 1 ini, besar perpindahan adalah sebesar 0,005316 m dan gaya geser dasar sebesar 2990,6331 kN. Sedangkan pada Gambar 4.20 (b) ditunjukkan distribusi sendi plastis pada *step* ke 5 yang merupakan kondisi maksimum, pada *step* ke 5 ini besar perpindahan adalah 0,021081 m dan gaya geser dasar sebesar 11656,5309 kN. Setelah dilakukan prosedur percobaan sesuai dengan standart perencanaan gedung tahan gempa, namun dapat dilihat pada kondisi maksimum sekalipun belum terjadi kehancuran terhadap sendi paltis pada struktur bangunan, baik kolom maupun balok seperti dapat dilihat pada Gambar 4.20 (b).



(a)



(b)

Gambar 4.21: (a) Distribusi sendi plastis *pushover* y step 1 ;(b) Distribusi sendi plastis *pushover* y step 22.

Pelelehan sendi plastis pertama kali terjadi pada balok pada *step* ke 1 seperti yang ditunjukkan Gambar 4.21 (a). Pada *step* ke 1 ini, besar perpindahan adalah sebesar 0,004745 m dan gaya geser dasar sebesar 2646,4804 kN. Sedangkan pada Gambar 4.21 (b) ditunjukkan distribusi sendi plastis pada *step* ke 22 yang merupakan kondisi maksimum, pada *step* ke 22 ini, besar perpindahan adalah 0,016192 m dan gaya geser dasar sebesar 8678,265 kN. Setelah dilakukan prosedur percobaan sesuai dengan standart perencanaan gedung tahan gempa, namun dapat dilihat pada kondisi maksimum hanya terdapat 1 buah balok yang mengalami kondisi maksimum seperti dapat dilihat pada Gambar 4.21 (b).

Tabel 4.69: Tingkat kerusakan struktur akibat adanya sendi plastis.

Keterangan	Simbol	Penjelasan
A		Menunjukkan batas linier yang kemudian diikuti perlelehan pertama pada gedung.
B		Terjadi kerusakan mulai dari kecil sampai tingkat sedang kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan.
C		Terjadi kerusakan yang parah pada struktur hingga kekakuannya berkurang banyak.
D		Terjadi degradasi kekuatan struktur yang besar sehingga kondisi struktur stabil dan hampir <i>collapse</i> .
E		Struktur sudah tidak mampu menahan gaya geser.

4.4 Perbandingan Analisa Struktur Antar Model

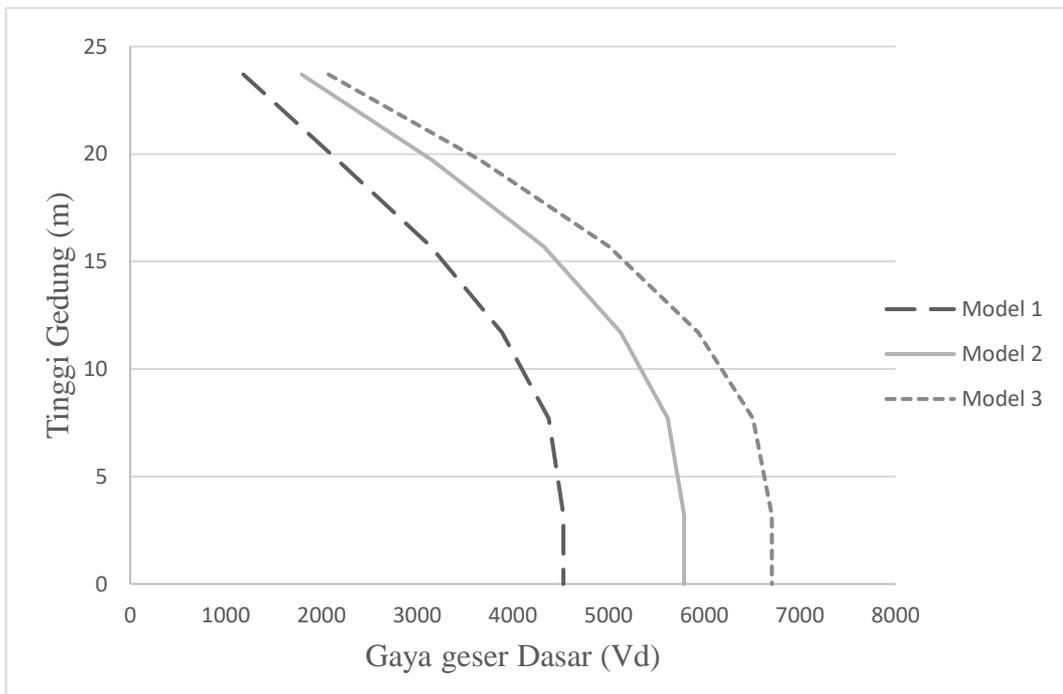
4.4.1 Gaya Geser Dasar

Pada tabel dan gambar dibawah dapat dilihat bahwa perbandingan antara gaya geser yang terjadi pada gedung yang telah direncanakan sebanyak tiga model, yang telah di hitung menggunakan software analisa struktur. Berikut adalah tabel dan gambar tersebut.

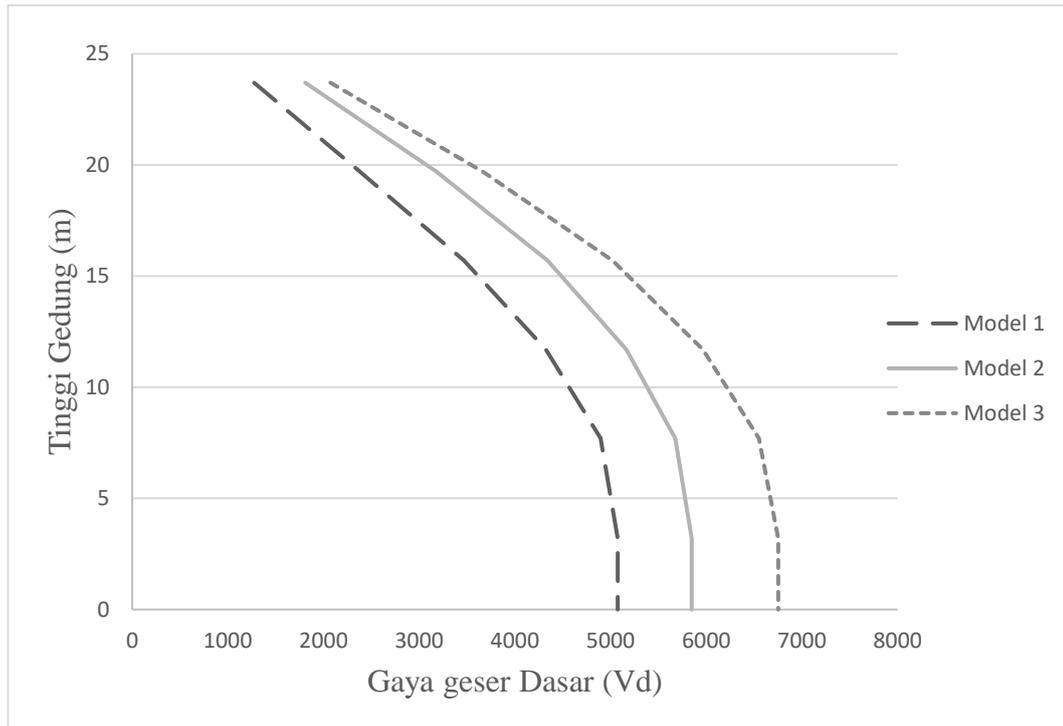
Tabel 4.70: Perbandingan Nilai Gaya Geser Pada Ke Tiga Model.

Tinggi gedung	Model 1		Model 2		Model 3	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
23,7	1183,10	1274,19	1791,39	1808,96	2073,99	2071,98
19,7	2172,96	2379,71	3161,46	3181,40	3664,28	3666,40
15,7	3140,77	3466,93	4322,03	4342,15	5004,63	5020,09
11,7	3888,15	4322,81	5128,84	5164,36	5937,44	5966,86
7,7	4376,21	4894,62	5620,28	5674,77	6509,94	6549,17
3,2	4528,39	5074,98	5790,33	5848,56	6706,74	6753,21

Berikut adalah grafik dari tabel diatas:



Gambar 4.22: Perbandingan Nilai Gaya Geser Pada Ke Tiga Model Arah-X.



Gambar 4.23: perbandingan nilai gaya geser pada ketiga model arah-Y.

Dari tabel diatas dapat disimpulkan bahwa penambahan struktur tahanan lateral/dinding geser dapat meningkatkan nilai gaya geser pada bangunan gedung. Kemudian dapat dilihat model ketiga adalah model yang paling besar nilai gaya geser nya dan dapat di rekomendasikan sebagai posisi terbaik untuk menempatkan dinding geser susai dengan lokasi yang dibuat pada model ketiga.

4.4.2 Perbandingan Simpangan Gedung

Dapat dilihat pada tabel grafik dibawah ini bahwa nilai simpangan gedung yang terjadi pada ketiga bangunan gedung yang telah di analisa sebagai berikut:

Tabel 4.71: Perbandingan Simpangan Gedung Antar Tiga Model Arah X.

Tinggi per lantai m	Model 1	Model 2	Model 3	kontrol
	Story drift mm	Story drift mm	Story drift mm	
23,7	10,20	10,248	12,47	30,77
19,7	22,23	10,894	13,20	30,77
15,7	34,72	10,842	13,06	30,77
11,7	43,60	9,775	11,70	30,77

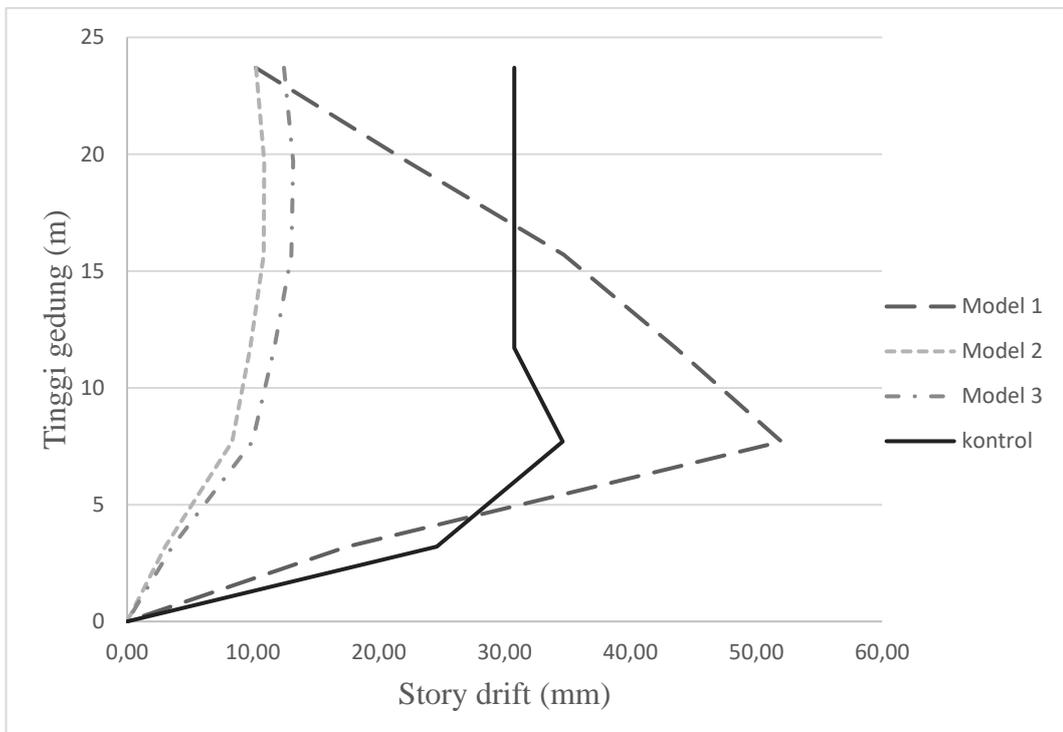
Tabel 4.71: *lanjutan.*

Tinggi per lantai	Model 1	Model 2	Model 3	kontrol
	Story drift	Story drift	Story drift	
m	mm	mm	mm	mm
7,7	52,00	8,36	9,97	34,62
3,2	17,49	3,04	3,58	24,62

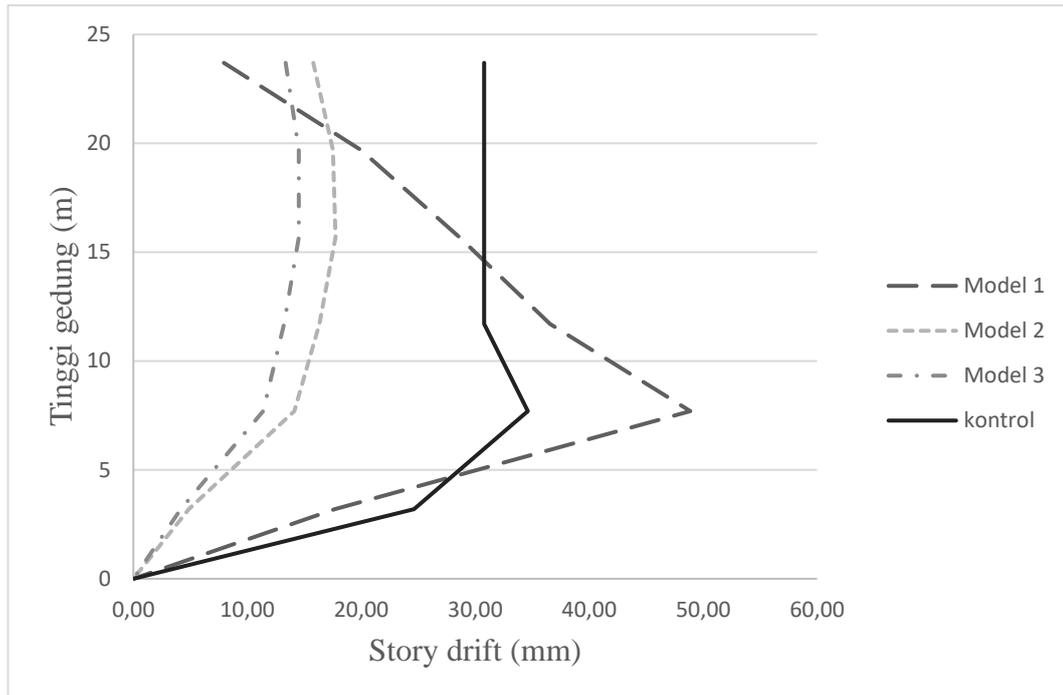
Tabel 4.72: Perbandingan Simpangan Gedung Antar Tiga Model Arah Y.

Tinggi per lantai	Model 1	Model 2	Model 3	kontrol
	Story drift	Story drift	Story drift	
M	mm	mm	mm	mm
23,7	7,95	15,803	13,37	30,77
19,7	19,97	17,501	14,52	30,77
15,7	28,62	17,739	14,51	30,77
11,7	36,56	16,335	13,23	30,77
7,7	48,88	14,113	11,39	34,62
3,2	17,68	4,873	4,15	24,62

Berikut ini adalah grafik dari kedua tabel diatas:



Gambar 4.24: Perbandingan Simpangan Gedung Antar Tiga Model Arah X.



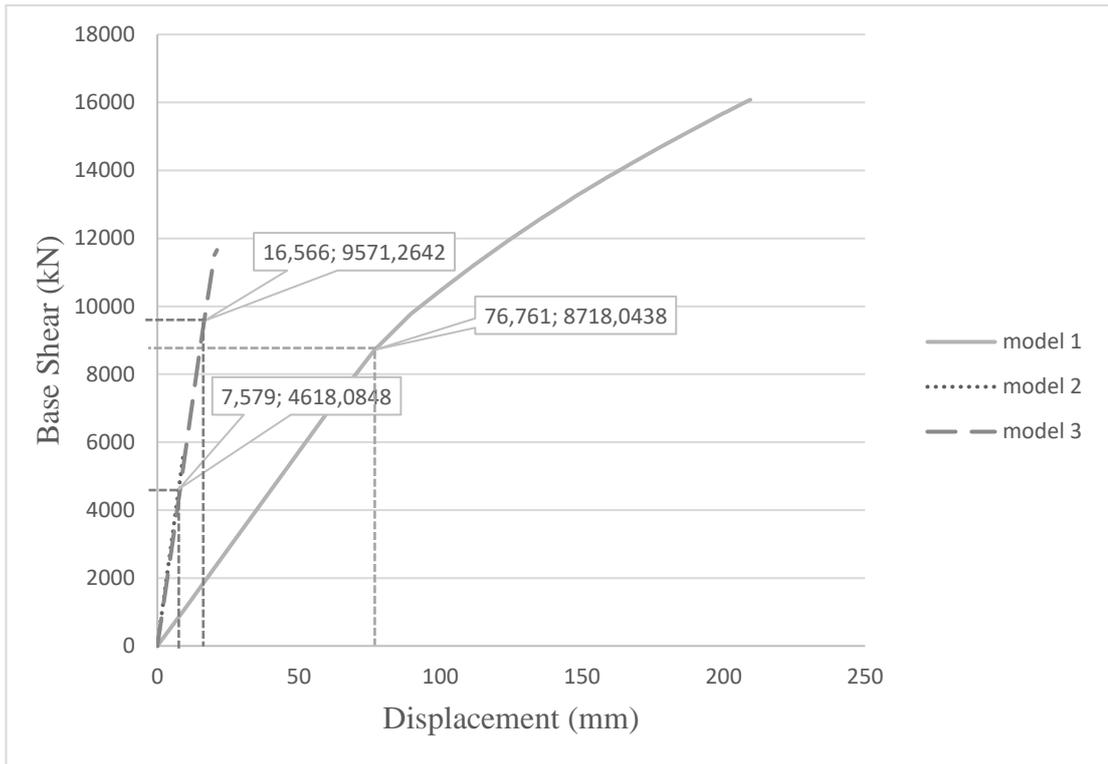
Gambar 4.25: Perbandingan Simpangan Gedung Antar Tiga Model Arah Y.

Dari gambar diatas dapat dilihat bahwa nilai simpangan gedung yang terjadi pada model 1 mengalami nilai simpangan gedung yang melewati batas yang ditetapkan, maka gedung model pertama tidak memenuhi syarat daya layan gedung. Tidak seperti gedung model pertama, pada model ke-2 dan ke-3 setelah diberi penahan gaya lateral atau dinding geser gedung tersebut memiliki nilai simpangan gedung yang tidak melewati batas izin yang telah di tetapkan.

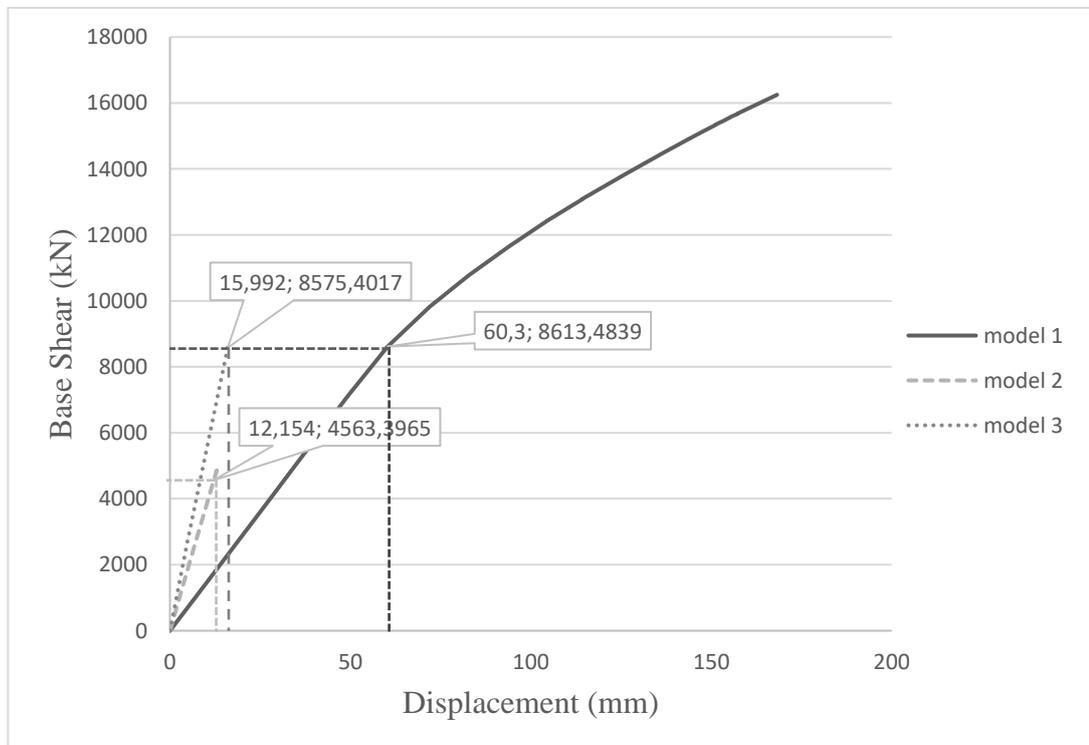
Dan dapat disimpulkan bahwa penempatan letak dinding geser terbaik untuk pemasangan pada bangunan gedung ini adalah pada model ke-3. Karena nilai simpangan gedung nya paling kecil dari ketiga model yang telah di analisa.

4.4.3 Perbandingan Perpindahan Dan Gaya Geser Dasar

Dapat dilihat dibawah ini bagaimana nilai perbandingan ke tiga model gedung yang dianalisa akan dibandingkan pada besar nya perpindahan dengan gaya geser dasar yang terjadi di ke tiga model:



Gambar 4.26: Perbandingan Gaya Geser Dasar Dengan Perpindahan Pada Ke-3 Model Arah -X.



Gambar 4.27: Perbandingan Gaya Geser Dasar Dengan Perpindahan Pada Ke-3 Model Arah -Y.

Berdasarkan gambar diatas dapat disimpulkan bahwa pada model pertama nilai perpindahannya besar namun pada model kedua dan ketiga nilai perpindahannya semakin kecil, dari hal ini dapat diketahui bahwa bangunan tersebut mengalami peningkatan kekakuan yang semakin baik dikarenakan diaplikasikannya dinding geser pada model dua dan tiga.

Dari hal ini dapat disimpulkan bahwa model ke 3 yang menjadi pilihan jika ingin menerapkan dinding geser sebagai penahan gaya lateral pada gedung tersebut, karena model ini menjadi model yang paling baik dalam menahan gaya lateral pada bangunan yang sedang di analisa.

4.4.4 kinerja struktur menggunakan Metode FEMA 440

Menentukan nilai kinerja struktur menggunakan metode FEMA 440 harus melihat metode FEMA 356 karena metode FEMA 440 adalah pengembangan dari metode FEMA 356, yaitu dengan hasil akhir menentukan nilai target perpindahan (δ_T). Dapat dilihat pada Tabel 4.73, hasil dari analisa kinerja struktur.

Tabel 4.73: level kinerja struktur.

Arah	Parameter	Model 1	Model 2	Model 3
Sumbu X	Target Perpindahan, δ_T (m)	0,271	0,357	0,35
	<i>Drift</i> aktual (δ_T/H)	0,0114	0,015	0,014
	Level Kinerja	<i>Damage Control</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Damage Control</i>
Sumbu Y	Target Perpindahan, δ_T (m)	0,242	0,326	0,387
	<i>Drift</i> aktual (δ_T/H)	0,0102	0,013	0,016
	Level Kinerja	<i>Damage Control</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Damage Control</i>

Dari Tabel 4.73 dapat dilihat bahwa untuk masing-masing model menghasilkan nilai target perpindahan yang hampir sama namun ada peningkatan pada nilai target perpindahan dengan adanya pemindahan posisi dinding geser. Hal ini berarti seluruh struktur berada dalam kategori kinerja *Damege Control*. Pembahasan analisa dapat dilihat pada lampiran A5.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisa dan pembahasan mengenai bagaimana variasi tata letak dinding geser yang akan diterapkan terhadap bangunan yang menggunakan sistem rangka pemikul momen (SRPM).

1. Berdasarkan hasil analisa pada bangunan gedung setelah diterapkan penggunaan dinding geser maka bangunan tersebut mengalami peningkatan pada kekakuan struktur, serta berpengaruh pada nilai perpindahan pada gedung, dan menurunnya nilai simpangan gedung yang terjadi pada setiap model dinding geser yang di analisa.
2. Berdasarkan hasil analisa menggunakan metode *pushover* didapat bahwa nilai dari kekakuan gedung dan penempatan posisi dinding geser, berpengaruh pada nilai perpindahan (*displacement*) dan gaya geser dasar (*base shear*) yang terjadi pada setiap model gedung yang sedang di analisa. Nilai dari besarnya perpindahan (*displacement*) maksimum pada model 1 arah X = 0,209436 m dan arah Y = 0,168236 m; model 2 arah X = 0,00941 m dan arah Y = 0,013614 m; model 3 arah X = 0,021081 m dan arah Y = 0,016192m, dan gaya geser dasar (*base shear*) maksimumnya adalah model 1 arah X = 16079,9899 kN dan arah Y = 16248,5884 kN; model 2 = 5760,225 kN dan arah Y = 5086,5044 kN; model 3 = 11656,531 kN dan arah Y = 8678,265 kN.
3. Berdasarkan hasil analisa linier, dapat dilihat bahwa posisi terbaik dalam menempatkan dinding geser pada bangunan gedung tersebut adalah dengan menerapkan letak dinding geser seperti model ketiga, karena model ketiga memenuhi seluruh syarat yang ditetapkan untuk bangunan gedung sesuai yang telah di analisa. Namun jika di evaluasi menggunakan analisa nonlinier didapatkan bahwa model kedualah yang terbaik dalam menerapkan posisi dinding geser yang akan diterapkan.

5.2 Saran

1. Pada Tugas akhir ini, dapat dilihat bahwa gedung yang telah dibangun tersebut seharusnya lebih dikaji lagi dalam hal daya layan gedung, gedung tersebut dalam hal ketahanan gempa sudah memenuhi syarat, namun dalam hal memenuhi syarat daya layan gedung belum seluruhnya terpenuhi.
2. Pada tugas akhir ini, hasil analisa dari metode *pushover* yang diterapkan sudah sesuai dengan prosedur yang di tetapkan namun hasil analisa nya belum maksimal sesuai dengan yang diharapkan, jadi disarankan agar jika dianalisa kembali dapat memperhatikan hasil dari perhitungan dari metode yang diterapkan.

DAFTAR PUSTAKA

- ASCE 41 (2013) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 31-13), American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ATC-40, 1996, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume I*, ASCE, Virginia, USA
- 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) *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Budiono, Bambang. (2017) *Contoh Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Dan Sistem Dinding Struktur Khusus Di Jakarta*. Bandung: ITB
- 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.
- Fauziah, Lilik (2013) *Pengaruh Penempatan Dan Posisi Dinding Geser Terhadap Simpangan Bangunan Beton Bertulang Bertingkat Banyak Akibat Beban Gempa*. Jurnal Sipil Statik Vol. 1 No. 7
- FEMA-356 (2000) *Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*, ASCE, Virginia, USA
- FEMA-440, 2005, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, ATC-55, NEHRP, FEMA, California and Washington D.C, USA
- Juwana, J. S. 2005. *Panduan Sistem Bangunan Tinggi*. Jakarta: Erlangga.
- Majore, Braien Octavianus (2015) *Studi Perbandingan Respon Dinamik Bangunan Bertingkat Banyak Dengan Variasi Tata Letak Dinding Geser*. Jurnal Sipil Statik Vol. 3 No. 6
- Murty, C. V. R. dkk. (2008) *Perilaku Bangunan Struktur Rangka Beton Bertulang dengan Dinding Pengisi dari Bata terhadap Gempa*. Jakarta: Universitas Trisakti.
- Purba, Akhmad Akbar (2014) *Struktur Gedung Kepanduan Belawan Terhadap Beban Gempa Dengan Analisa Pushover*. Jurnal Sipil USU

Robach, Choerur. Dkk (2015) *Perencanaan Dinding Geser Pada Struktur Gedung Beton Bertulang Dengan Sistem Ganda*. Malang: Universitas Brawijaya

Runtu, F.I (2015) *Penempatan Dinding Geser Pada Bangunan Beton Bertulang Dengan Analisa Pushover*. Jurnal Ilmiah Media Engineering Vol. 5 No.1

Sultan, Mufti Amir (2016) *Evaluasi Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Dengan Analisa Pushover*. Jurnal Sipil Sains Vol. 6 No. 11

Tavio (2018) *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Performance Based Design)*. Yogyakarta: ANDI

Uniform building code (1997), structural engineering design provisions, volume 2, ICBO, U.S.A.

LAMPIRAN

A1. Perhitungan Tangga

Hasil analisa dari program analisa struktur yaitu SAP 2000 maka didapat, data tabel sebagai berikut:

Tabel L1: *output* beban dari SAP 2000.

Joint	OutputCase	CaseType	F3
Text	Text	Text	KN
1	1,2 DL + 1,6 LL	Combination	53,14
1	1,4 DL	Combination	36,839
2	1,2 DL + 1,6 LL	Combination	-6,702
2	1,4 DL	Combination	-3,843
15	1,2 DL + 1,6 LL	Combination	44,004
15	1,4 DL	Combination	31,265
Jumlah			90,44

Dari tabel diatas penjumlahan nya hanya menjumlahkan kombinasi maksimum yaitu kombinasi 1,2 DL + 1,6 LL yaitu sebesar 90,44 kN, nilai tersebut di *input* pada balok yang direncanakan menahan beban tangga dan di *input* menjadi beban terpusat.

A2. Modal Participating Mass Ratios

A2.1 Modal Participating Mass Ratios Model 1

Tabel L.2: Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (Model 1).

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	1,37	0,79	0,00	0,79	0,00
Modal	2	1,23	0,00	0,80	0,79	0,80
Modal	3	1,04	0,00	0,01	0,79	0,81
Modal	4	0,41	0,09	0,00	0,88	0,81
Modal	5	0,39	0,00	0,08	0,88	0,89
Modal	6	0,33	0,00	0,00	0,88	0,89
Modal	7	0,22	0,00	0,04	0,88	0,93
Modal	8	0,22	0,04	0,00	0,92	0,93
Modal	9	0,18	0,00	0,00	0,92	0,93
Modal	10	0,16	0,00	0,03	0,92	0,96
Modal	11	0,15	0,03	0,00	0,96	0,96
Modal	12	0,13	0,00	0,03	0,96	0,99
JUMLAH			0,96	0,99		

Tabel L.3: Hasil selisih persentase nilai perioda.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	10,36496	OKE	NO
T2-T3	15,55375	NO	OKE
T3-T4	60,8486	NO	OKE
T4-T5	4,679803	OKE	NO
T5-T6	15,50388	NO	OKE
T6-T7	33,33333	NO	OKE
T7-T8	0,458716	OKE	NO
T8-T9	15,6682	NO	OKE
T9-T10	14,7541	OKE	NO
T10-T12	7,051282	OKE	NO
T11-T12	10,34483	OKE	NO

A2.2 Modal Participating Mass Ratios Model 2

Tabel L.4: Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (Model 2).

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	0,746	0,000	0,705	0,000	0,705
Modal	2	0,584	0,700	0,000	0,700	0,705
Modal	3	0,561	0,001	0,000	0,702	0,705
Modal	4	0,183	0,000	0,181	0,702	0,886
Modal	5	0,143	0,193	0,000	0,895	0,886
Modal	6	0,137	0,000	0,000	0,895	0,886
Modal	7	0,087	0,000	0,059	0,895	0,946
Modal	8	0,070	0,055	0,000	0,950	0,946
Modal	9	0,065	0,000	0,000	0,950	0,946
Modal	10	0,060	0,000	0,033	0,950	0,979
Modal	11	0,049	0,030	0,000	0,980	0,979
Modal	12	0,049	0,000	0,014	0,980	0,993
JUMLAH			0,98	0,99		

Tabel L.5: Hasil selisih persentase nilai perioda.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	21,71582	NO	OKE
T2-T3	3,938356	OKE	NO
T3-T4	67,37968	NO	OKE
T4-T5	21,85792	NO	OKE
T5-T6	4,195804	OKE	NO
T6-T7	36,49635	NO	OKE
T7-T8	19,54023	NO	OKE
T8-T9	7,142857	OKE	NO
T9-T10	7,692308	OKE	NO
T10-T12	18,33333	NO	OKE
T11-T12	0	OKE	NO

A2.3 Modal Participating Mass Ratios Model 3

Tabel L.6: Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (Model 3).

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	0,630	0,000	0,704	0,000	0,704
Modal	2	0,596	0,699	0,000	0,699	0,704
Modal	3	0,484	0,000	0,001	0,699	0,704
Modal	4	0,156	0,000	0,185	0,699	0,889
Modal	5	0,144	0,197	0,000	0,895	0,889
Modal	6	0,138	0,000	0,005	0,895	0,894
Modal	7	0,119	0,000	0,000	0,895	0,894
Modal	8	0,076	0,000	0,057	0,895	0,951
Modal	9	0,071	0,052	0,000	0,948	0,951
Modal	10	0,058	0,000	0,000	0,948	0,951
Modal	11	0,056	0,000	0,000	0,948	0,951
Modal	12	0,053	0,000	0,031	0,948	0,981
JUMLAH			0,95	0,98		

Tabel L.7: Hasil selisih persentase nilai perioda.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	5,396825	OKE	NO
T2-T3	18,79195	NO	OKE
T3-T4	67,7686	NO	OKE
T4-T5	7,692308	OKE	NO
T5-T6	4,166667	OKE	NO
T6-T7	13,76812	OKE	NO
T7-T8	36,13445	NO	OKE
T8-T9	6,578947	OKE	NO
T9-T10	18,30986	NO	OKE
T10-T12	3,448276	OKE	NO
T11-T12	5,357143	OKE	NO

A3. Koreksi *story shear* dengan 35% *baseshear*

A3.1 Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* Model 1

Tabel L.8: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor R=8.

Lantai	V _x	V _y	35 % V _x	35 % V _y	Kontrol	Kontrol
	(kN)	kN	Base Shear	Base Shear		
Lt 6	1179,886	1273,825	1578,8364	1771,6663	NOT OK	NOT OK
Lt 5	2159,576	2368,692	1578,8364	1771,6663	OK	OK
Lt 4	3125,869	3455,233	1578,8364	1771,6663	OK	OK
Lt 3	3872,185	4310,592	1578,8364	1771,6663	OK	OK
Lt 2	4359,165	4881,789	1578,8364	1771,6663	OK	OK
Lt 1	4510,961	5061,904	1578,8364	1771,6663	OK	OK
Base	0	0	0	0	OK	OK

A3.1 Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* Model 2

Tabel L.9: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor R=7.

Lantai	V _x	V _y	35 % V _x	35 % V _y	Kontrol	Kontrol
	(kN)	kN	Base Shear	Base Shear		
Lt 6	1569,446	1582,269	1780,3443	1795,8078	NOT OK	NOT OK
Lt 5	2772,321	2785,092	1780,3443	1795,8078	OK	OK
Lt 4	3791,924	3803,588	1780,3443	1795,8078	OK	OK
Lt 3	4501,939	4525,979	1780,3443	1795,8078	OK	OK
Lt 2	4935,196	4975,721	1780,3443	1795,8078	OK	OK
Lt 1	5086,698	5130,879	1780,3443	1795,8078	OK	OK
Base	0	0	0	0	OK	OK

A3.1 Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* Model 3

Tabel L.10: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor R=7.

Lantai	V _x	V _y	35 % V _x	35 % V _y	Kontrol	Kontrol
	(kN)	kN	Base Shear	Base Shear		
Lt 6	1799,747	1797,997	2036,9657	2051,0793	NOT OK	NOT OK
Lt 5	3179,75	3181,583	2036,9657	2051,0793	OK	OK
Lt 4	4342,865	4356,275	2036,9657	2051,0793	OK	OK
Lt 3	5152,327	5177,854	2036,9657	2051,0793	OK	OK
Lt 2	5649,121	5683,16	2036,9657	2051,0793	OK	OK
Lt 1	5819,902	5860,227	2036,9657	2051,0793	OK	OK
Base	0	0	0	0	OK	OK

A4. Perhitungan Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekivalen

A4.1 Perhitungan Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekivalen model 1

Gaya geser dasar yang digunakan untuk menghitung gaya lateral statik ekivalen ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012.

1. Perhitungan koefisien respons seismik (Cs)

- $C_r = 0,0466$
- $H_n = 23,7$
- $x = 0,9$
- $C_u = 1,4$
- $S_{DS} = 0,56$
- $S_{D1} = 0,61$
- $R = 8$
- $I_e = 1,5$
- Nilai T:
 - T minimum = $C_r \times H_n^x$
 $= 0,0466 \times 23,7^{0,9} = 0,81$
 - T maksimum = $C_u \times T_{\text{minimum}}$
 $= 1,4 \times 0,81 = 1,13$ (T yang dipakai)
- Cs Maksimum
$$= \frac{S_{d1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$
$$= \frac{0,61}{1,13 \left(\frac{8}{1,5} \right)} = 0,101$$
- Cs Minimum
$$= 0,044 \times S_{DS} \times I_e$$
$$= 0,044 \times 0,56 \times 1,5 = 0,037$$
- Cs Hitungan
$$= \frac{S_{ds}}{\frac{R}{I_e}}$$
$$= \frac{0,56}{\frac{8}{1,5}} = 0,105$$

Tabel L.11: Nilai C_s yang digunakan untuk Model 1 ($R=8$).

Arah	C_s Maksimum	C_s Hitungan	C_s Minimum	C_s Digunakan
X dan y	0,101	0,105	0,037	0,101

2. Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$.Maka yang digunakan adalah $C_{shitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0.101 \times 55225$$

$$V = 5577,725 \text{ kN}$$

3. Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012Pasal 7.8.3, k adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 1,13 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,313.

Tabel L.12: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 1 ($R=8$).

Lantai	Berat (w)	Tinggi	K	h_x^k	$w \times h_x^k$	C_{vt}	V	F _x
	kN	m						
6	6966,969	23,700	1,313	63,898	445176,748	0,263	731,532	192,695
5	8763,03	19,700	1,313	50,125	439244,710	0,260	920,118	239,141
4	9881,153	15,700	1,313	37,205	367629,302	0,218	1037,521	225,689
3	9878,5	11,700	1,313	25,286	249783,671	0,148	1037,243	153,302
2	9738,359	7,700	1,313	14,596	142145,927	0,084	1022,528	86,003
1	9996,985	3,200	1,313	4,607	46056,838	0,027	1049,683	28,606
	55225,00				1690037,20		5798,62	925,44

Berdasarkan Tabel L.22, dapat diketahui nilai gaya geser pada seluruh lantai yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 1 adalah 5798,62 kN.

A4.2 Perhitungan Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekuivalen model 2

Gaya geser dasar yang digunakan untuk menghitung gaya lateral statik ekuivalen ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012.

1. Perhitungan koefisien respons seismik (Cs)

- $C_r = 0,0488$
- $H_n = 23,7$
- $x = 0,75$
- $C_u = 1,4$
- $S_{DS} = 0,56$
- $S_{D1} = 0,61$
- $R = 7$
- $I_e = 1,5$
- Nilai T:
 - T minimum = $C_r \times H_n^x$
 $= 0,0488 \times 23,7^{0,75} = 0,52$
 - T maksimum = $C_u \times T_{\text{minimum}}$
 $= 1,4 \times 0,52 = 0,73$ (T yang dipakai)
- Cs Maksimum = $\frac{S_{d1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$
 $= \frac{0,61}{0,73 \left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,177$
- Cs Minimum = $0,044 \times S_{DS} \times I_e$
 $= 0,044 \times 0,56 \times 1,5 = 0,037$
- Cs Hitungan = $\frac{S_{ds}}{\frac{R}{I_e}}$
 $= \frac{0,56}{\frac{7}{1,5}} = 0,120$

Tabel L.13: Nilai C_s yang digunakan untuk Model 2 ($R=7$).

Arah	C_s Maksimum	C_s Hitungan	C_s Minimum	C_s Digunakan
X dan y	0,177	0,120	0,037	0,120

2. Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{shitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,120 \times 54109,88$$

$$V = 6470 \text{ kN}$$

3. Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, k adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 0,73 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,117

Tabel L.14: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 2 ($R=7$).

Lantai	Berat (w)	Tinggi	K	h_x^k	$w \times h_x^k$	C_{vt}	V	F _x
	kN	m						
6	6907,076	23,700	1,117	34,316	237021,167	0,245	725,243	177,861
5	8606,156	19,700	1,117	27,914	240233,127	0,249	903,646	224,616
4	9669,761	15,700	1,117	21,664	209482,527	0,217	1015,325	220,071
3	9666,981	11,700	1,117	15,599	150791,201	0,156	1015,033	158,367
2	9548,615	7,700	1,117	9,776	93343,788	0,097	1002,605	96,833
1	9711,290	3,200	1,117	3,666	35603,470	0,037	1019,685	37,564
	54109,88				966475,28		5681,54	915,31

Berdasarkan Tabel L.14, dapat diketahui nilai gaya geser pada seluruh lantai yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 2 adalah 5681,54 kN.

A4.3 Perhitungan Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekuivalen

model 3

Gaya geser dasar yang digunakan untuk menghitung gaya lateral statik ekuivalen ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012.

1. Perhitungan koefisien respons seismik (Cs)

- $C_r = 0,0488$
- $H_n = 23,7$
- $x = 0,75$
- $C_u = 1,4$
- $S_{DS} = 0,56$
- $S_{D1} = 0,61$
- $R = 7$
- $I_e = 1,5$
- Nilai T:
 - T minimum = $C_r \times H_n^x$
 $= 0,0488 \times 23,7^{0,75} = 0,52$
 - T maksimum = $C_u \times T_{\text{minimum}}$
 $= 1,4 \times 0,52 = 0,73$ (T yang dipakai)
- Cs Maksimum
$$= \frac{S_{d1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$
$$= \frac{0,61}{0,73 \left(\frac{7}{1,5} \right)} = 0,177$$
- Cs Minimum = $0,044 \times S_{DS} \times I_e$
 $= 0,044 \times 0,56 \times 1,5 = 0,037$
- Cs Hitungan
$$= \frac{S_{ds}}{\frac{R}{I_e}}$$
$$= \frac{0,56}{\frac{7}{1,5}} = 0,120$$

Tabel L.15: Nilai C_s yang digunakan untuk Model 3 ($R=7$).

Arah	C_s Maksimum	C_s Hitungan	C_s Minimum	C_s Digunakan
X dan y	0,177	0,120	0,037	0,120

2. Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai C_s di dapat karena nilai $C_{shitungan}$ berada diantara $C_{sminimum}$ dan $C_{smaksimum}$. Maka yang digunakan adalah $C_{shitungan}$.

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0.120 \times 54109,88$$

$$V = 6470 \text{ kN}$$

3. Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, k adalah eksponen yg terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yg mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

Nilai perioda struktur adalah 0,73 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,117

Tabel L.16: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 3 ($R=7$).

Lantai	Berat (w)	Tinggi	K	h_x^k	$w \times h_x^k$	Cvt	V	Fx
	kN	m						
6	6907,076	23,700	1,117	34,316	237021,167	0,245	725,243	177,861
5	8606,156	19,700	1,117	27,914	240233,127	0,249	903,646	224,616
4	9669,761	15,700	1,117	21,664	209482,527	0,217	1015,325	220,071
3	9666,981	11,700	1,117	15,599	150791,201	0,156	1015,033	158,367
2	9548,615	7,700	1,117	9,776	93343,788	0,097	1002,605	96,833
1	9711,290	3,200	1,117	3,666	35603,470	0,037	1019,685	37,564
	54109,88				966475,28		5681,54	915,31

Berdasarkan Tabel L.16, dapat diketahui nilai gaya geser seluruh lantai yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk Model 3 adalah 5681,54 kN.

A5. Perhitungan Target Perpindahan Dan Kinerja Struktur

Kinerja struktur menggunakan metode *FEMA* 440 dan *FEMA* 356, perhitungannya seperti dibawah ini.

A5.1 Kinerja Struktur Model 1

- Nilai target perpindahan arah X:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Dimana:

$$T_S = \frac{S_d1}{S_d5} = \frac{0,558}{0,6067} = 0,9197 \text{ det}$$

$$T_e = 1,37 \text{ det}$$

$$C_0 = 1,4 \text{ (berdasarkan tabel 3-2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_2 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_3 = 1,02$$

$$S_a = \frac{S_d1}{T_e} = \frac{0,558}{1,37} = 0,407 g$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_T = 1,4 \times 1 \times 1 \times 1,02 \times 0,407 \times \frac{1,37^2}{4\pi^2} \times 9,81 = 0,271 \text{ m}$$

- Nilai target perpindahan arah Y:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Dimana:

$$T_S = \frac{S_d1}{S_d5} = \frac{0,558}{0,6067} = 0,9197 \text{ det}$$

$$T_e = 1,23 \text{ det}$$

$$C_0 = 1,4 \text{ (berdasarkan tabel 3-2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_2 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_3 = 1,013$$

$$S_a = \frac{S_d1}{T_e} = \frac{0,558}{1,23} = 0,454 g$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_T = 1,4 \times 1 \times 1 \times 1,012 \times 0,454 \times \frac{1,23^2}{4\pi^2} \times 9,81 = 0,242 \text{ m}$$

A5.2 Kinerja Struktur Model 2

- Nilai target perpindahan arah X:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Dimana:

$$T_S = \frac{S_{d1}}{S_{ds}} = \frac{0,558}{0,6067} = 0,9197 \text{ det}$$

$$T_e = 0,746 \text{ det}$$

$$C_0 = 1,4 \text{ (berdasarkan tabel 3-2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_2 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_3 = 2,46$$

$$S_a = \frac{S_{d1}}{T_e} = \frac{0,558}{0,746} = 0,747 g$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_T = 1,4 \times 1 \times 1 \times 1 \times 2,46 \times 0,747 \times \frac{0,746^2}{4\pi^2} \times 9,81 = 0,357 \text{ m}$$

- Nilai target perpindahan arah Y:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Dimana:

$$T_S = \frac{S_{d1}}{S_{ds}} = \frac{0,558}{0,6067} = 0,9197 \text{ det}$$

$$T_e = 0,584 \text{ det}$$

$$C_0 = 1,4 \text{ (berdasarkan tabel 3-2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_2 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_3 = 2,87$$

$$S_a = \frac{S_{d1}}{T_e} = \frac{0,558}{0,584} = 0,407 g$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_T = 1,4 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1,012 \times 0,407 \times \frac{0,584^2}{4\pi^2} \times 9,81 = 0,326 \text{ m}$$

A5.3 Kinerja Struktur Model 3

- Nilai target perpindahan arah X:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Dimana:

$$T_S = \frac{S_d1}{S_d5} = \frac{0,558}{0,6067} = 0,9197 \text{ det}$$

$$T_e = 0,630 \text{ det}$$

$$C_0 = 1,4 \text{ (berdasarkan tabel 3-2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_2 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_3 = 2,86$$

$$S_a = \frac{S_d1}{T_e} = \frac{0,558}{0,630} = 0,866 g$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_T = 1,4 \times 1 \times 1 \times 1 \times 2,86 \times 0,866 \times \frac{0,630^2}{4\pi^2} \times 9,81 = 0,35 \text{ m}$$

- Nilai target perpindahan arah Y:

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Dimana:

$$T_S = \frac{S_d1}{S_d5} = \frac{0,558}{0,6067} = 0,9197 \text{ det}$$

$$T_e = 0,596 \text{ det}$$

$$C_0 = 1,4 \text{ (berdasarkan tabel 3-2 dari FEMA 356)}$$

$$C_1 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_2 = 1,0 \text{ (berdasarkan tabel 10-1 dari FEMA 440)}$$

$$C_3 = 3,34$$

$$S_a = \frac{S_d1}{T_e} = \frac{0,558}{0,596} = 0,936 g$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_T = 1,4 \times 1 \times 1 \times 1 \times 3,34 \times 0,936 \times \frac{0,596^2}{4\pi^2} \times 9,81 = 0,387 \text{ m}$$

A6. Detail Tulangan Balok Dan Kolom Pada Setiap Lantai

TABEL BALOK LT. 1 s/d 4

SKALA 1 : 40

<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>G1 400x700 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>G1A 400x700 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>G2 300x600 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>G2A 300x600 SKALA 1 : 40</p>
<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>B2 300x500 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>B3 200x450 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>B4 200x400 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>B5 250x450 SKALA 1 : 40</p>
<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>B1 300x600 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN JEPTI UJUNG BEBAS</p> <p>CG1A 400x700 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>B6 200x400 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN JEPTI UJUNG BEBAS</p> <p>CB6 200x400 SKALA 1 : 40</p>

TABEL BALOK LT. 5

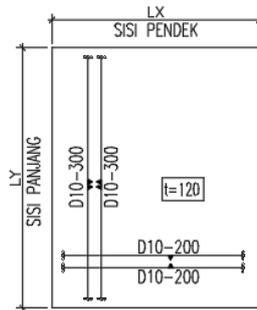
SKALA 1 : 40

<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>G1 400x700 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>G1A 400x700 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>G2 300x600 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>B1 300x600 SKALA 1 : 40</p>
<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>B1A 300x600 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>B2 300x500 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>B3 200x450 SKALA 1 : 40</p>	<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>B4 200x400 SKALA 1 : 40</p>
<p>TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p>B5 250x450 SKALA 1 : 40</p>			

TABEL BALOK LT. 6

SKALA 1 : 40

<p style="text-align: center;">TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p style="text-align: center;">G1 400x700 SKALA 1 : 40</p>	<p style="text-align: center;">TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p style="text-align: center;">G1A 400x700 SKALA 1 : 40</p>	<p style="text-align: center;">TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p style="text-align: center;">G2 300x600 SKALA 1 : 40</p>	<p style="text-align: center;">TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p style="text-align: center;">B1 300x600 SKALA 1 : 40</p>
<p style="text-align: center;">TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p style="text-align: center;">B1A 300x600 SKALA 1 : 40</p>	<p style="text-align: center;">TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p style="text-align: center;">B2 300x500 SKALA 1 : 40</p>	<p style="text-align: center;">TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p style="text-align: center;">B3 200x450 SKALA 1 : 40</p>	<p style="text-align: center;">TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p style="text-align: center;">B4 200x400 SKALA 1 : 40</p>
<p style="text-align: center;">TUMPUAN KIRI/KANAN LAPANGAN</p> <p style="text-align: center;">B5 250x450 SKALA 1 : 40</p>			



PELAT LANTAI
SKALA N T S

LANTAI 6-ATAP

LANTAI 5				
LANTAI 4				
LANTAI 3				
LANTAI 2				
LANTAI 1				
LT. BASEMENT				
PILECAP	K1	K2	K3	K4

TABEL KOLOM
SKALA 1 : 20

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Alfi Fadillah
Panggilan : Alfi
Tempat, Tanggal Lahir : Bagan Batu, 17 April 1998
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat Sekarang : Jl. Bilal Ujung Gg Larasati No.19D
HP/ Telp.Seluler : 081365213054

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Pokok Mahasiswa : 1507210237
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri, No.3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1	Sekolah Dasar	SDS AL-MAJIDIYAH	2009
2	SMP	SMP NEGERI 1 BAGAN SINEMBAH	2012
3	SMA	SMA NEGERI 1 BAGAN SINEMBAH	2015
4	S1	Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara	2019