

**TUGAS AKHIR**

**KINERJA STRUKTUR BANGUNAN BETON  
BERTULANG 5 LANTAI MENGGUNAKAN *BASE  
ISOLATOR* DAN *BRACING* LANTAI DASAR DENGAN  
ANALISA BEBAN DORONG (*PUSH OVER*)  
(*Studi Literatur*)**

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

**Disusun Oleh:**

**AGUSTIN PRADANI**  
**NPM : 1407210070**



**UMSU**

Unggul | Cerdas | Terpercaya

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



MAJELIS PENDIDIKAN TINGGI  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA  
FAKULTAS TEKNIK

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

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Agustin Pradani

NPM : 1407210070

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Kinerja Struktur Bangunan Beton Bertulang 5 Lantai  
Menggunakan *Base Isolator* dan *Bracing* Lantai Dasar Dengan  
Analisa Beban Dorong (*Push Over*) (Studi Literatur)

Bidang Ilmu : Struktur.

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada  
Panitia Ujian

Medan, 21 Maret 2019

Pembimbing I

Pembimbing II

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST., MSc

## HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

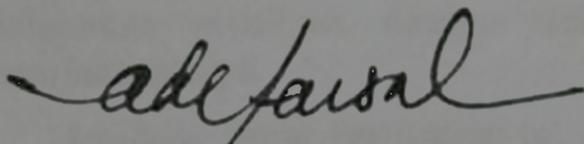
Nama : Agustin Pradani  
NPM : 1407210070  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul Skripsi : Kinerja Struktur Bangunan Beton Bertulang 5 Lantai  
Menggunakan *Base Isolator* dan *Bracing* Lantai Dasar Dengan  
Analisa Beban Dorong (*Push Over*) (Studi Literatur)  
Bidang ilmu : Struktur.

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

Medan, 15 Maret 2019

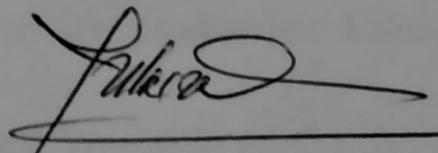
Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji



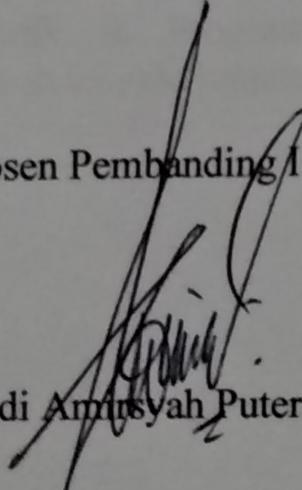
Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dosen Pembimbing II / Penguji



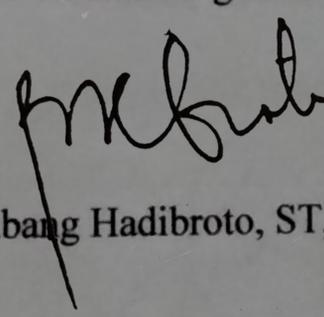
Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Dosen Pembanding I / Penguji



Tondi Amisyah Putera, ST, MT


Dosen Pembanding II / Penguji



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 : Agustin Pradani

Tempat/Tanggal Lahir : Batang Kuis/06 Agustus 1995

NPM : 1407210070

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Kinerja Struktur Bangunan Beton Bertulang 5 Lantai Menggunakan *Base Isolator* dan *Bracing* Lantai Dasar Dengan Analisa Beban Dorong (*Push Over*) (Studi Literatur)”,

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, 15 Maret 2019

Saya yang menyatakan,



Agustin Pradani

## ABSTRAK

# **KINERJA STRUKTUR BANGUNAN BETON BERTULANG 5 LANTAI MENGGUNAKAN *BASE ISOLATOR* DAN *BRACING* LANTAI DASAR DENGAN ANALISA BEBAN DORONG (*PUSH OVER*)**

Agustin Pradani

1407210070

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Gempa bumi merupakan suatu fenomena alam yang tidak dapat dielakkan oleh manusia yang mana kejadian itu mengakibatkan kerugian material dan korban jiwa. Akibat yang ditimbulkan tersebut kebanyakan terjadi oleh kerusakan dan runtuhnya suatu bangunan. Teknologi yang dikembangkan pada pondasi belakangan ini sangat berpengaruh untuk meminimalisir keruntuhan suatu struktur bangunan akibat gempa bumi. Isolasi dasar merupakan inovasi teknologi yang diletakkan pada pondasi yang berfungsi mengurangi efek dari gempa bumi. Kekakuan pada struktur juga mempengaruhi ketahanan bangunan dari kerusakan dan keruntuhan. Material bresing juga mampu menahan gaya lateral akibat gempa bumi. Tugas akhir ini bertujuan salah satunya untuk mengetahui respon struktur gedung yang menggunakan teknologi isolasi dasar di lantai dasar. Gedung didesain awal 5 lantai dengan perletakan jepit dan gedung 5 lantai dengan isolasi dasar. Analisis yang dipakai adalah analisis statik ekuivalen, analisis respon spektrum dan analisis beban dorong (*push over*). Hasil yang didapatkan dari analisa beban dorong gedung 5 lantai dengan perletakan jepit mampu menahan gaya sebesar 24797,63 kg dan terjadi simpangan 0,177 m pada simpangan leleh 1 dan gedung 5 lantai dengan isolasi dasar di lantai dasar mampu menahan gaya sebesar 16970,9 kg dan terjadi simpangan 0,279 m pada simpangan leleh 1.

Kata kunci: Isolasi dasar, teknologi, gempa bumi, kekakuan, bresing.

## **ABSTRACT**

### **PERFORMANCE OF 5 FLOOR REINFORCED CONCRETE BUILDING USING BASE ISOLATORS AND BRACING ON FLOOR GROUND WITH THREAD LOAD ANALYSIS (PUSH OVER)**

Agustin Pradani

1407210070

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

*Earthquake is a natural phenomenon that cannot be avoided by humans, which has resulted in material losses and loss of life. The resulting consequences mostly occur by damage and collapse of a building. The technology developed in recent foundations is very influential to minimize the collapse of a building structure due to an earthquake. Basic isolation is a technological innovation that is placed on a foundation that serves to reduce the effects of an earthquake. Stiffness in the structure also affects the resistance of the building from damage and collapse. Breeding materials are also able to withstand lateral forces due to earthquakes. This final project aims to find out the response of building structures using basic isolation technology on the ground floor. The building was originally designed with 5 floors with pinch placement and a 5-story building with basic insulation. The analysis used is equivalent static analysis, spectrum response analysis and push over analysis. The results obtained from the analysis of 5-storey building thrust with pinch placement are able to withstand forces of 24797,63 kg and there is a deviation of 0.177 m at melting deviation 1 and a 5-story building with basic insulation on the ground floor able to withstand forces of 16970,9 kg and deviation 0,279 m at melting deviation 1.*

*Keywords: Base Isolator, technology, earthquakes, stiffness, bracing.*

## 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 “Kinerja Struktur Bangunan Beton Bertulang 5 Lantai Menggunakan Base Isolator dan *Bracing* Lantai Dasar Dengan Analisa Beban Dorong (*Push Over*)” 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 Dr. Ade Faisal, ST, MSc selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Wakil Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
2. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji sekaligus Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara, yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Tondi Amirsyah Putera, ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji dalam penulisan tugas akhir ini.
4. Bapak Bambang Hadibroto, ST, MT selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji dalam penulisan tugas akhir ini.
5. Ibu Hj. Irma Dewi ST, MSi, selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara, yang telah banyak membantu dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
6. Bapak Munawar Alfansury Siregar, S.T, M.T selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu keteknik sipil kepada penulis.
8. Orang tua penulis: Rasyid dan Suwanti, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
9. Kerabat dan Keluarga, yang telah memberi semangat untuk menyelesaikan studi.
10. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
11. Sahabat-sahabat penulis: Kiki Sulaiman, ST, Muhammad Rozali, ST, Yopi Syahputra Hia, ST, Agus Amrizal Tanjung, ST, Hijrah Maisaroh, ST, Ira Yulisma, ST, Muhammad Fahrul Reza Lubis, Sri Harjono, Firmansyah, Riki Sutansyah, Nur Atikah Hrp, S.KM, Kenny Istiah Dillah, S.Pd, Sri Kartini dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

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

Medan, Februari 2019

Agustin Pradani

## DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR NOTASI	xx
DAFTAR SINGKATAN	xxv
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Batasan Masalah	2
1.4. Tujuan Penelitian	3
1.5. Manfaat Penelitian	4
1.5.1. Manfaat Teoritis	4
1.5.2. Manfaat Praktis	4
1.6. Sistematika Penulisan	4
BAB 2 STUDI PUSTAKA	
2.1. Gempa	6
2.2. Wilayah Gempa	8
2.3. Klasifikasi Situs, Jenis Pemanfaatan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan	9
2.4. Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa	12
2.5. Kategori Desain Seismik	15
2.6. Faktor Reduksi Gempa	15
2.7. Gaya Geser Dasar Seismik	18

2.8. Periode Fundamental	19
2.9. Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa ( $F_i$ )	21
2.10. Parameter Respon Terkombinasi	22
2.11. Kekakuan	22
2.12. Konsep <i>Strong Coloumn Weak Beam</i>	24
2.13. Pembebanan	25
2.13.1 Beban Mati	25
2.13.2 Beban Hidup	27
2.13.3 Beban Angin	31
2.13.4 Beban Gempa	32
2.14. Simpangan Antar Lantai	32
2.15. Kombinasi Beban	33
2.16. Persyaratan Untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Berdasarkan SNI 2847:2013	35
2.17. Bresing Konsentrik	36
2.17.1 Persyaratan Umum Rangka Breising	37
2.18. Daktilitas	38
2.19. Isolasi Dasar	39
2.19.1 Elemen Dasar Isolasi Dasar	40
2.19.2 <i>High-Dumping Rubber Bearing</i> (HDRB)	41
2.19.3 Prosedur Desain Isolasi Dasar HDRB	42
2.20. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen Sistem Isolasi Menurut SNI 1726:2012	44
2.18.1 Perpindahan Rencana	45
2.18.2 Periode Efektif Pada Saat Perpindahan Rencana	45
2.18.3 Perpindahan Maksimum	46
2.18.4 Periode Efektif Pada Saat Perpindahan Maksimum	46
2.18.5 Perpindahan Total	47
2.18.6 Kekakuan Efektif Maksimum	47
2.18.7 Gaya Lateral Minimum	48
2.18.8 Distribusi Gaya Vertikal	48

2.18.9 Batas Simpangan Antar Lantai Pada Struktur Isolasi Dasar	48
2.21 Analisis Beban Dorong ( <i>Push Over</i> )	49
<b>BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN</b>	
3.1. Bagan Alir / <i>Flow Chart</i> Penelitian	54
3.2. Data Penelitian: Data Desain Pada <i>Software</i>	55
3.2.1. Data Material	55
3.2.2. Desain Balok dan Kolom	55
3.2.3. Desain Bresing	55
3.2.4. Sistem Penahan Gaya Seismik	56
3.2.5. Desain Plat	56
3.2.6. Pembebanan	57
3.3. Deskripsi Model struktur	58
3.4. Metode Respon Spektrum Berdasarkan SNI 1726:2012	62
3.5. Kombinasi Pembebanan	66
3.6. Desain Isolasi Dasar	68
3.7. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen Sistem Isolasi Menurut SNI 1726:2012	69
3.8. Analisis Non-Linear Beban Dorong	70
<b>BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN</b>	
4.1. Tinjauan Umum	75
4.2. Hasil Analisis	75
4.3. Penentuan Berat Total Perlantai ( $W_t$ )	76
4.4. Penentuan Perioda Alami Struktur ( $T_1$ )	77
4.5. Perioda Fundamental Pendekatan ( $T_a$ )	81
4.6. Penentuan Gaya Geser Seismik ( $V$ )	82
4.7. Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa ( $F_i$ )	84
4.8. Spektrum Respon Ragam	85
4.9. Spektrum Respon Terkombinasi	86
4.10. Gaya Geser Analisis Respon Spektrum	86
4.11. Nilai Simpangan Gedung (Nilai Respon Bangunan)	90

4.12. Kekakuan Struktur	92
4.13. Hasil <i>Output Strong Coloumn Weak Beam</i>	95
4.14. Daktilitas	98
4.15. Analisa Isolasi Dasar	99
4.15.1. Gaya Lateral Minimum	100
4.15.2. Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa ( $F_i$ )	101
4.15.3. Nilai Simpangan Gedung Dengan Isolasi Dasar (Nilai Respon Bangunan)	103
4.16. Analisa Non-Linear Beban Dorong	110
4.16.1. Analisa Non-Linier Beban Dorong Gedung Model A	110
4.16.2. Analisa Non-Linier Beban Dorong Gedung Model B	112
4.16.3. Analisa Non-Linier Beban Dorong Gedung Model C	115
4.16.4. Analisa Non-Linier Beban Dorong Gedung Model D	116
4.17. Perbandingan Respon Bangunan Dengan Analisa Non-Linear	119
4.17.1. Analisa Non-Linier Beban Dorong Gedung Model A dan B	119
4.17.2. Analisa Non-Linier Beban Dorong Gedung Model A dan C	121
4.17.3. Analisa Non-Linier Beban Dorong Gedung Model C dan D	122
4.17.4. Analisa Non-Linier Beban Dorong Gedung Model B dan D	124
 BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1. Kesimpulan	126
5.2. Saran	127
 DAFTAR PUSTAKA	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	
LAMPIRAN	

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Ekivalen Energi Gempa Bumi Dikonversikan Kedalam Satuan Skala Richter (Young, 1975)	6
Tabel 2.2	Klasifikasi Situs (SNI 1726:2012)	9
Tabel 2.3	Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk Beban Gempa (SNI 1726:2012)	10
Tabel 2.4	Faktor Keutamaan Gempa (SNI 1726:2012)	12
Tabel 2.5	Koefisien Situs, $F_a$ (SNI 1726:2012)	12
Tabel 2.6	Koefisien Situs, $F_v$ (SNI 1726:2012)	13
Tabel 2.7	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek (SNI 1726:2012)	15
Tabel 2.8	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik (SNI 1726:2012)	15
Tabel 2.9	Faktor $R$ , $C_d$ , dan $\Omega_0$ Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 1726:2012)	16
Tabel 2.10	Nilai Parameter Periode Pendekatan $C_r$ , Dan $x$ Berdasarkan SNI 1726:2012	20
Tabel 2.11	Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung Berdasarkan SNI 1726:2012	21
Tabel 2.12	Berat Sendiri Bahan Bangunan Dan Komponen Gedung (PPPURG 1987)	26
Tabel 2.13	Beban Hidup Pada Lantai Gedung (SNI 1727:2013)	27
Tabel 2.14	Faktor Elemen Hidup (SNI 1726:2013)	31
Tabel 2.15	Simpangan Antar Lantai Izin Berdasarkan (SNI 1726:2012)	33
Tabel 2.16	Nilai Dasar Material Isolasi HDRB (Farissi & Budiono, 2013)	42
Tabel 2.17	Koefisien Redaman, $B_D$ atau $B_M$ (SNI 1726:2012)	45
Tabel 2.18	Tingkat Kerusakan Struktur	52
Tabel 3.1	Spesifikasi Profil Baja IWF 100, 100, 6 (Ir. Rudy Gunawan)	56
Tabel 3.2	Beban Hidup Pada Lantai Gedung (SNI 1727:2013)	57
Tabel 3.3	Beban Mati Tambahan Pada Lantai Gedung Berdasarkan PPPURG 1987	58

Tabel 3.4	Interpolasi Koefisien Situs, $F_a$ dan $F_v$ (SNI 1726:2012)	63
Tabel 3.5	Nilai $S_{DS}$ dan $S_{D1}$ Untuk Kota Padang	63
Tabel 3.6	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek	64
Tabel 3.7	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik	64
Tabel 3.8	Data Spektrum Respon Berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Padang Untuk Tanah Keras	65
Tabel 3.9	Tabel Kombinasi Pembebanan Untuk $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0.932$	67
Tabel 3.10	Nilai Dasar Material Isolasi HDRB (Farissi dan Budiono, 2013)	68
Tabel 3.11	Nilai-Nilai Parameter Desain Isolasi Dasar HDRB	68
Tabel 3.12	Nilai-nilai Prosedur Dalam Mencari Gaya Lateral Ekuivalen Gedung Model B dan D	69
Tabel 3.13	Nilai-nilai Prosedur Dalam Mencari Gaya Lateral Ekuivalen Gedung Model B dan D Setelah Direvisi	70
Tabel 4.1	Hasil Berat Sendiri Bangunan Per lantai Struktur Model A, B, C, dan D Desain Awal	75
Tabel 4.2	Hasil Berat Sendiri Bangunan Per lantai Struktur Model B dan D Setelah revisi	76
Tabel 4.3	Rekapitulasi Berat Total Per Lantai Struktur Model A, B, C dan D	76
Tabel 4.4	Rekapitulasi Berat Total Per Lantai Struktur Model B dan D Setelah revisi	76
Tabel 4.5	Waktu Getar Alami Struktur Bangunan Model A	77
Tabel 4.6	Waktu Getar Alami Struktur Bangunan Model B	78
Tabel 4.7	Waktu Getar Alami Struktur Bangunan Model B Setelah di Revisi	78
Tabel 4.8	Waktu Getar Alami Struktur Bangunan Model C	79
Tabel 4.9	Waktu Getar Alami Struktur Bangunan Model D	79
Tabel 4.10	Waktu Getar Alami Struktur Bangunan Model D Setelah di Revisi	80
Tabel 4.11	Nilai Koefisien Batas Atas ( $C_u$ )	81
Tabel 4.12	Nilai $C_s$ Yang Digunakan Model A	82
Tabel 4.13	Nilai $C_s$ Yang Digunakan Model B	83
Tabel 4.14	Nilai $C_s$ Yang Digunakan Model B Setelah di Revisi	83

Tabel 4.15 Nilai Cs Yang Digunakan Model C	83
Tabel 4.16 Nilai Cs Yang Digunakan Model D	83
Tabel 4.17 Nilai Cs Yang Digunakan Model D Setelah di Revisi	83
Tabel 4.18 Gaya Geser Nominal Statik Ekuivalen (V) Model A dan C	84
Tabel 4.19 Nilai Fix Perlantai Per Lantai gedung Model A dan C	85
Tabel 4.20 Gaya Geser Gedung Tiap Lantai gedung Model A dan C	85
Tabel 4.21 Gaya Geser Respon Spektrum Struktur Model A	86
Tabel 4.22 Gaya Geser Respon Spektrum Struktur Model B	86
Tabel 4.23 Gaya Geser Respon Spektrum Struktur Model B Setelah di Revisi	87
Tabel 4.24 Gaya Geser Respon Spektrum Struktur Model C	87
Tabel 4.25 Gaya Geser Respon Spektrum Struktur Model D	87
Tabel 4.26 Gaya Geser Respon Spektrum Struktur Model D Setelah di Revisi	87
Tabel 4.27 Hasil Gaya Geser Respon Spektrum Setelah Dikalikan Faktor Skala gedung gedung Model A	89
Tabel 4.28 Hasil Gaya Geser Respon Spektrum Setelah Dikalikan Faktor Skala gedung gedung Model B	89
Tabel 4.29 Hasil Gaya Geser Respon Spektrum Setelah Dikalikan Faktor Skala gedung gedung Model B Setelah di Revisi	90
Tabel 4.30 Hasil Gaya Geser Respon Spektrum Setelah Dikalikan Faktor Skala gedung gedung Model C	90
Tabel 4.31 Hasil Gaya Geser Respon Spektrum Setelah Dikalikan Faktor Skala gedung gedung Model D	90
Tabel 4.32 Hasil Gaya Geser Respon Spektrum Setelah Dikalikan Faktor Skala gedung gedung Model D Setelah di Revisi	90
Tabel 4.33 Nilai Simpangan Gedung Arah X Pada Kinerja Batas Ultimit Gedung Model A	91
Tabel 4.34 Nilai Simpangan Gedung Arah X Pada Kinerja Batas Ultimit Gedung Model C	91
Tabel 4.35 Nilai Kekakuan Struktur Model A	93
Tabel 4.36 Nilai Kekakuan Struktur Model C	93
Tabel 4.37 Perhitungan nilai daktilitas	99
Tabel 4.38 Nilai $F_{ix}$ Lantai Pada Struktur Gedung Model B dan D	101

Tabel 4.39	Nilai $F_{ix}$ Lantai Pada Struktur Gedung Model B dan D Setelah di Revisi	101
Tabel 4.40	Nilai $F_{ix}$ Tiap Lantai Pada Struktur Gedung Model B dan D	102
Tabel 4.41	Nilai $F_{ix}$ Tiap Lantai Pada Struktur Gedung Model B dan D Setelah di Revisi	103
Tabel 4.42	Nilai Simpangan Gedung Isolasi Dasar Gedung Model B	103
Tabel 4.43	Nilai Simpangan Gedung Isolasi Dasar Gedung Model D	104
Tabel 4.44	Nilai Simpangan Gedung Isolasi Dasar Gedung Model B Setelah di Revisi	105
Tabel 4.45	Nilai Simpangan Gedung Isolasi Dasar Gedung Model D Setelah di Revisi	105
Tabel 4.46	Kemampuan Simpangan Gedung titik pantau di atap Model A	111
Tabel 4.47	Kemampuan Simpangan Gedung titik pantau di atap Model B desain awal	112
Tabel 4.48	Kemampuan Simpangan Gedung titik pantau di atap Model B desain revisi	113
Tabel 4.49	Kemampuan Simpangan Gedung Titik Pantau Di Atap Model C	115
Tabel 4.50	Kemampuan Simpangan Gedung Titik Pantau Di Atap Model D desain awal	117
Tabel 4.51	Kemampuan Simpangan Gedung Titik Pantau Di Atap Model D desain revisi	118

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Peta Tektonik Wilayah Indonesia (BMKG)	7
Gambar 2.2	Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik Di Batuan Dasar $S_b$ Untuk Probabilitas Terlampaui 2% Dalam 50 Tahun (Redaman 5%) berdasarkan SNI 1726:2012	8
Gambar 2.3	Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik Di Batuan Dasar $S_b$ Untuk Probabilitas Terlampaui 2% Dalam 50 Tahun (Redaman 5%) berdasarkan SNI 1726:2012	8
Gambar 2.4	Bentuk Tipikal Respon Spektra Desain Di Permukaan Tanah SNI 1726:2012	14
Gambar 2.5	Balok Kolom Struktur Beton Bertulang (Murty dkk., 2009)	24
Gambar 2.6	Kerusakan Pada Balok Kolom Struktur Rangka Beton Bertulang	25
Gambar 2.7	Jenis-Jenis Struktur Bresing Konsentrik	36
Gambar 2.8	Mekanisme Deformasi Pada Bresing	37
Gambar 2.9	Mekanisme Plastis Bresing Yang Direncanakan	38
Gambar 2.10	Letak Isolasi Dasar Pada Struktur Bangunan Gedung	40
Gambar 2.11	Perangkat HDRB Dan Mekanisme Pergerakannya	42
Gambar 2.12	Kurva <i>Pushover</i> Dipengaruhi Oleh Pola Distribusi Gaya Lateral Yang Digunakan Sebagai Beban Dorong	49
Gambar 2.13	Kurva Tingkatan Sendi Plastis	52
Gambar 3.1	Bagan Alir ( <i>Flow Chart</i> ) Penelitian	54
Gambar 3.2	Denah Struktur Tampak Atas	59
Gambar 3.3	Tampak Rencana Gedung Model A	60
Gambar 3.4	Tampak Rencana Gedung Model B	60
Gambar 3.5	Tampak Rencana Gedung Model C	61
Gambar 3.6	Tampak Rencana Gedung Model D	61
Gambar 3.7	Model 3D Struktur Bangunan Dengan Menggunakan Software Analisa Struktur	62
Gambar 3.8	Grafik Spektrum Respon Gempa Rencana	66
Gambar 3.9	Pemodelan Desain Isolasi Dasar Yang Akan Diinput Pada	

<i>Software</i>	69
Gambar 3.10 Penentuan Identitas Analisis <i>Static PUSH</i>	71
Gambar 3.11 Properti Data Gravitasi	71
Gambar 3.12 Distribusi Beban Dorong <i>PUSH</i>	72
Gambar 3.13 Properti Sendi Pada Balok	72
Gambar 3.14 Properti Sendi Pada Kolom	73
Gambar 3.15 Input Data <i>Pushover</i>	73
Gambar 3.16 Pemilihan Titik Tinjau Analisis <i>Pushover</i>	74
Gambar 3.17 Pemilihan <i>Multiple States Pushover</i>	74
Gambar 4.1 Hasil Output Strong Coloumn Weak Beam Model A	95
Gambar 4.2 Hasil Output Strong Coloumn Weak Beam Model B Awal	96
Gambar 4.3 Hasil Output Strong Coloumn Weak Beam Model B Revisi	96
Gambar 4.4 Hasil Output Strong Coloumn Weak Beam Model C	97
Gambar 4.5 Hasil Output Strong Coloumn Weak Beam Model D Awal	97
Gambar 4.6 Hasil Output Strong Coloumn Weak Beam Model D Revisi	98
Gambar 4.7 Grafik Simpangan Struktur Gedung Terhadap Ketinggian Gedung Model A dan C	106
Gambar 4.8 Grafik Rasio Simpangan Antar Tingkat Struktur Gedung Model A dan C	106
Gambar 4.9 Grafik Simpangan Struktur Gedung Terhadap Ketinggian Gedung Model A, B Awal Dan B Revisi	107
Gambar 4.10 Grafik Rasio Simpangan Antar Tingkat Struktur Gedung Model A, B Awal Dan B Revisi	107
Gambar 4.11 Grafik Simpangan Struktur Gedung Terhadap Ketinggian Gedung Model B Awal, B Revisi, D Awal Dan D Revisi	108
Gambar 4.12 Grafik Rasio Simpangan Antar Tingkat Struktur Gedung Model B Awal, B Revisi, D Awal Dan D Revisi	108
Gambar 4.13 Grafik Simpangan Struktur Gedung Terhadap Ketinggian Gedung Model C, D Awal Dan D Revisi	109
Gambar 4.14 Grafik Rasio Simpangan Antar Tingkat Struktur Gedung Model C, D Awal Dan D Revisi	109

Gambar 4.15	Kurva Berdasarkan Kapasitas Analisa Beban Dorong Gedung Model A	111
Gambar 4.16	Kurva Berdasarkan Kapasitas Analisa Beban Dorong Gedung Model B Desain Awal	113
Gambar 4.17	Kurva Berdasarkan Kapasitas Analisa Beban Dorong Gedung Model B Desain Revisi	114
Gambar 4.18	Kurva Berdasarkan Kapasitas Analisa Beban Dorong Gedung Model C	116
Gambar 4.19	Kurva Berdasarkan Kapasitas Analisa Beban Dorong Gedung Model D Desain Awal	117
Gambar 4.20	Kurva Berdasarkan Kapasitas Analisa Beban Dorong Gedung Model D Desain Revisi	118
Gambar 4.21	Perbandingan Kurva Kapasitas Analisa Beban Dorong Model A dan B	120
Gambar 4.22	Perbandingan Kurva Kapasitas Analisa Beban Dorong Model A dan C	122
Gambar 4.23	Perbandingan Kurva Kapasitas Analisa Beban Dorong Model C dan D	123
Gambar 4.24	Perbandingan Kurva Kapasitas Analisa Beban Dorong Model B dan D	124

## DAFTAR NOTASI

$A$	= luasan area bantalan ( $\text{mm}^2$ )
$a$	= percepatan ( $\text{m/s}^2$ )
$\alpha$	= lebar efektif strat (m)
$A_g$	= luas bruto penampang kolom ( $\text{mm}^2$ )
$A_T$	= luas struktur bangunan ( $\text{m}^2$ )
$A_S$	= luasan penyangga besi perletakan bantalan ( $\text{mm}^2$ )
$b$	= ukuran denah struktur tependek diukur tegak lurus terhadap $d$ (mm)
$B_D$	= koefisien numerik terkait dengan redaman efektif sistem isolasi pada perpindahan rencana
$B_M$	= koefisien numerik terkait dengan redaman efektif sistem isolasi pada perpindahan maksimum.
$b_w$	= lebar komponen balok
$c_2$	= komponen struktur penumpu
$C_d$	= koefisien amplikasi defleksi
$C_r$	= parameter periode pendekatan
$C_s$	= koefisien respons seismik
$C_u$	= Ditentukan dari Tabel 2.12
$C_{vx}$	= faktor distribusi vertikal
$d$	= ukuran terpanjang denah struktur (mm)
$D$	= perpindahan horizontal maksimum (mm)
$D$ atau $DL$	= beban mati
$d$	= perpindahan (mm)
$D_D$	= perpindahan rencana sistem isolasi (mm)
$D_M$	= perpindahan maksimum sistem isolasi (mm)
$D_{TD}$	= perpindahan rencana total (mm)
$D_{TM}$	= total perpindahan maksimum (mm)
$D_y$	= deformasi leleh (m)
$e$	= eksentrisitas sesungguhnya diukur dari denah antara titik pusat massa stuktur di atas batas pemisah isolasi dan titik pusat kekakuan sistem isolasi, ditambah dengan eksentrisitas tak terduga, diambil

sebesar 5% dari ukuran maksimum bangunan tegak lurus untuk arah gaya yang ditinjau

$E$	= beban gempa
$E_c$	= modulus elastisitas (MPa)
$E_{fe}$	= modulus elastisitas material portal
$E_h$	= beban gempa horizontal
$E_{me}$	= modulus elastisitas material portal
$E_v$	= beban gempa vertical
$E_X$	= beban gempa arah x
$E_Y$	= beban gempa arah y
$F_a$	= koefisien situs untuk perioda pendek
$f'_c$	= mutu beton (MPa)
$F_i$ atau $F_x$	= bagian $V$ yang bekerja di tingkat $x$ (kg)
$f'_m$	= kuat tekan rata-rata
$F_v$	= koefisien situs untuk perioda panjang
$F_{ys}$	= Tegangan leleh tulangan sengkang (MPa)
$G$	= modulus geser (MPa)
$g$	= percepatan gravitasi ( $m/s^2$ )
$h$ atau $h_n$	= tinggi struktur (m)
$h_{col}$	= tinggi kolom diantara as-balok (m)
$h_{inf}$	= tinggi dinding portal (m)
$h_x$ dan $h_i$	= tinggi tingkat $x$ dari dasar (m)
$I_{col}$	= inersia penampang kolom ( $m^4$ )
$I_e$	= faktor keutamaan gempa
$K_d$	= kekakuan rencana (kN/m)
$K_{Dmin}$	= kekakuan efektif minimum sistem isolasi
$K_{Dmax}$	= kekakuan efektif maksimum
$K_{eff}$	= kekakuan efek satu unit isolasi (kN/m)
$K_H$	= kekakuan horizonral (N/mm)
$K_i$	= kekakuan di tingkat- $i$
$K_{LL}$	= faktor elemen beban hidup
$K_{Mmin}$	= kekakuan efektif minimum sistem isolasi, pada saat perpindahan

	maksimum
$K_u$	= kekakuan ultimit (kN/m)
$K_v$	= kekakuan vertical (N/mm)
L atau LL	= beban hidup rencana tereduksi
$\ell_n$	= bentang bersih komponen struktur (m)
$L_o$	= beban hidup rencana tanpa reduksi
N	= jumlah tingkat
$\bar{N}$ atau $\overline{Nch}$	= tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata
PI	= indeks plastisitas
$P_U$	= gaya tekan aksial terfaktor
$Q_u$	= kapasitas ultimit (kN)
$Q_y$	= kapasitas gaya leleh (kN)
R atau $R^a$	= koefisien modifikasi respons
$R_1$	= koefisien numerik yang berhubungan dengan sistem gaya penahan
$r_{inf}$	= panjang diagonal dinding pengisi (m)
S	= shape faktor
$S_a$	= respon spektra percepatan
$S_I$	= parameter percepatan respon spektral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, redaman 5 persen
$S_d$	= simpangan relatif maksimum
$S_{DI}$	= parameter percepatan respon spektral pada perioda 1 detik, redaman 5 persen
$S_{DS}$	= parameter percepatan respon spektral pada perioda pendek, redaman 5 persen
$S_{MI}$	= parameter percepatan respon spektral MCE pada pada perioda 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
$S_{MS}$	= parameter percepatan respon spektral MCE pada pada perioda pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
$S_S$	= parameter percepatan respon spektral MCE dari peta gempa pada periode pendek, redaman 5 persen
$\bar{S}_u$	= kuat geser niralir rata-rata (kPa)
T	= perioda fundamental bangunan (s)

$T_0$	$= 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$
$T_a$	= Periode fundamental pendekatan minimum (s)
$T_{a \text{ maksimum}}$	= Periode fundamental pendekatan maksimum (s)
$T_D$	= periode efektif, pada saat perpindahan rencana (s)
$T_M$	= periode efektif, pada saat perpindahan maksimum (s)
$t_{inf}$	= tebal dinding pengisi (m)
$T_S$	$= \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$
$t$	= tebal karet per layer
$t_r$	= tebal keseluruhan bantalan (mm)
$V$	= gaya geser dasar (kg)
$v$	= kecepatan (m/s)
$V_b$	= gaya lateral minimum yang berada dibawah sistem isolasi (kg)
$V_s$	= gaya lateral minimum diatas sistem isolasi (kg)
$\overline{vS}$	= kecepatan rata-rata gelombang geser (m/s)
$W$	= berat total gedung (kg)
$w$	= kadar air (%)
$w_x \text{ dan } w_i$	= bagian dari $W$ yang ditempatkan di tingkat $x$ (kg)
$y$	= jarak antara titik pusat kekakuan sistem isolasi dan elemen yang diinginkan dihitung tegak lurus dengan arah yang ditinjau
$\rho$	= faktor redundansi struktur
$\epsilon_c$	= regangan pada tegangan maksimum
$\beta$	= redaman (%)
$\theta$	= sudut yang dibentuk antara tinggi dan panjang dinding pengisi
$\gamma$	= regangan geser maksimum
$\lambda$	= faktor reduksi kekakuan
$\lambda_1$	= koefisien yang digunakan untuk menentukan lebar efektif strat
$\Omega_0$	= faktor kuat lebih sistem
$\mu$	= adalah konstanta yang tergantung pada peraturan perencanaan bangunan yang digunakan, misalnya untuk IBC-2009 dan ASCE 7 10 dengan gempa 2500 tahun menggunakan nilai $\mu$ sebesar 2/3 tahun
$\Delta$	= simpangan antar tingkat

$\Delta_i$  = simpangan di tingkat i  
 $\Phi$  = diameter lingkaran karet (mm)

## DAFTAR SINGKATAN

ASCE	= <i>American Society of Civil Engineers</i>
BJLS	= Baja Lapis Seng
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
DKK	= Dan Kawan Kawan
SAP	= <i>Structural Analysis Program</i>
FEMA	= <i>Federal Emergency Management Agency</i>
FPS	= <i>Friction Pendulum System</i>
HDRB	= <i>High-Dumping Rubber Bearing</i>
IBC	= <i>Intermediate Bulk Container</i>
LRB	= <i>Lead Rubber Bearing</i>
PPPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung
RBE	= Rangka Bresing Eksentris
SDOF	= <i>Single Degree Of Freedom</i>
SNI	= Standar Nasional Indonesia
SRPMB	= Struktur Rangka Pemikul Momen Biasa
SRPMK	= Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus
SRPMM	= Struktur Rangka Pemikul Momen Menengah
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Squares</i>
TNT	= <i>Tri Nitro Toluene</i>
UBC	= <i>Uniform Building Code</i>

# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Gempa adalah suatu fenomena alam yang tidak dapat diprediksi kapan dan dimana terjadinya dengan akurat. Oleh karena itu, ilmu kegempaan merupakan salah satu dasar dan acuan dalam perencanaan struktur bangunan, baik itu rumah tinggal, pertokoan, hotel, mall, apartemen, rumah sakit dan lain sebagainya. Kerusakan bangunan yang terjadi saat gempa dikarenakan bangunan tersebut tidak diperkuat untuk menahan gaya gempa, konstruksi yang buruk, melemah dari segi usia atau lapuk, atau didasari oleh tanah lunak atau tidak stabil yang paling rentan terhadap kerusakan akibat gempa (Robert, 1999).

Sumatera Barat merupakan salah satu propinsi yang sering dilanda terjadinya gempa dalam kurun waktu 10 tahun belakangan ini. Pada peristiwa tersebut banyak dijumpai korban jiwa dan kerusakan bangunan. Hal ini membuat kita sadar akan kurangnya kesadaran bangsa Indonesia akan kondisi alam yang rawan akan gempa dalam merencanakan struktur bangunan yang tahan oleh gempa. Oleh karena itu, penelitian ini menguji bangunan tahan gempa dengan menggunakan *base isolator* dan bresing sebagai penahan gaya lateral gempa.

Penulis memilih *base isolator* sebagai topik penelitian karena *base isolator* merupakan salah satu teknologi tinggi gedung penahan gempa yang dimulai dan diteliti tahun 1991 di *Uniform Building Code* (UBC) (Gary dkk., 2000), dimana teknologi *base isolator* ini telah dipakai di berbagai negara yang berada di wilayah rawan gempa. Di berbagai penelitian, *base isolator* dapat mengurangi respon bangunan terutama pada nilai simpangan yang terjadi akibat gempa pada struktur bangunan.

Selain *base isolator*, bresing juga berperan sebagai penahan gaya lateral, karena bresing dapat menambah nilai kekakuan struktur gedung. Di berbagai penelitian, bresing ini banyak di asumsikan sebagai beban mati tambahan dan

dimasukkan sebagai beban merata pada balok. Seperti halnya pada dinding geser, bresing juga berperan sebagai penahan gaya lateral gempa.

## 1.2 Rumusan Permasalahan

Berdasarkan latar belakang yang dikemukakan di atas, maka rumusan masalah dalam tugas akhir ini adalah:

1. Bagaimana respon struktur bangunan akibat gaya gempa antara bangunan yang menggunakan perletakan jepit (Model A), bangunan yang menggunakan *base isolator* (Model B), bangunan yang menggunakan perletakan jepit dengan *bracing* (Model C), dan bangunan yang menggunakan *base isolator* dan *bracing* (Model D) berdasarkan analisis *linier* dan *non linier*?
2. Berapakah hasil dan perbandingan nilai simpangan setiap struktur gedung model A, model B, model C dan model D?
3. Berapa kapasitas kemampuan bangunan dalam merespon kekuatan gempa dengan analisa beban dorong?

## 1.3 Batasan Masalah

Untuk menghindari perluasan masalah-masalah yang tidak terkait dengan tugas akhir ini, maka ditetapkan batasan masalah sebagai berikut:

1. Struktur yang dianalisis adalah bangunan yang menggunakan material utama beton yang terdiri dari 5 lantai termasuk atap dengan denah tipikal dan beraturan. Elemen struktur yang direncanakan adalah elemen struktur balok dan kolom.
2. Permodelan dan analisa struktur dilakukan dalam bentuk dua dimensi dengan menggunakan *software* analisis struktur.
3. Sistem struktur yang digunakan yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
4. Bangunan gedung diasumsikan sebagai gedung perkantoran yang terletak di kota Padang dengan klasifikasi situs Tanah keras (SC).
5. Menggunakan isolasi dasar jenis HDRB (*High Damping Rubber Bearing*)
6. Untuk struktur bawah dan tangga diabaikan.

7. Strut diagonal dan bukaan untuk jendela dan pintu pada dinding bata diabaikan.
8. Plat lantai hanya diasumsikan menggunakan beton setebal 12 cm untuk lantai dan 10 cm untuk lantai atap, serta tidak diperhitungkan secara detail dalam tugas akhir ini.
9. Beban-beban yang diperhitungkan meliputi:
  - a. Beban gempa dorong (*pushover*)
8. Penyusunan tugas akhir ini berpedoman pada peraturan-peraturan sebagai berikut:
  - a. Menggunakan peraturan SNI 2847:2013; beton struktural untuk bangunan gedung.
  - b. Menggunakan peraturan SNI 1726:2012; untuk perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan dan non gedung.
  - c. Menggunakan peraturan SNI 1727:2013; beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain.
  - d. Pembebanan Struktur Berdasarkan Pedoman Peraturan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987.
9. Sambungan antara material bresing ke kolom beton tidak diperhitungkan secara detail dalam tugas akhir ini.
10. Dashspot tidak direncanakan pada studi ini dan dianggap isolasi dasar masih bekerja pada kondisi elastis.

#### **1.4 Tujuan Penelitian**

Berdasarkan latar belakang dan rumusan masalah di atas, adapun tujuan dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Untuk menganalisa struktur bangunan beton 5 lantai akibat gaya gempa antara bangunan yang menggunakan perletakan jepit, bangunan yang menggunakan perletakan jepit dengan *bracing*, bangunan yang menggunakan perletakan jepit dengan *base isolator* dan bangunan yang menggunakan perletakan jepit dengan *base isolator* dan *bracing* berdasarkan analisa *linier* dan *non linier* dengan menggunakan *software* analisa struktur sebagai permodelan.

2. Untuk mengetahui perbandingan nilai simpangan pada setiap model.
3. Untuk mengetahui kapasitas bangunan dalam merespon kekuatan gempa dengan analisa beban dorong dalam bentuk kurva gaya geser dasar versus simpangan atap.

## **1.5 Manfaat Penelitian**

Manfaat dari penulisan skripsi ini dapat dikemukakan menjadi dua sisi:

### **1.5.1 Manfaat teoritis**

Penelitian ini diharapkan dapat memberikan manfaat secara teoritis, sekurang-kurangnya dapat berguna sebagai sumbangan pemikiran bagi dunia pendidikan khususnya teknik sipil.

### **1.5.2 Manfaat praktis**

Menambah wawasan penulis mengenai pentingnya memperhatikan struktur bangunan yang kita rencanakan khususnya struktur bangunan penahan gempa dengan menggunakan isolasi dasar karena kita berada dalam daerah yang rawan akan gempa bumi.

Bagi pembaca dan bangsa Indonesia agar tugas akhir ini untuk selanjutnya dijadikan sebagai acuan dan pertimbangan dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa kedepannya. Terutama daerah yang dekat dengan patahan lempeng seperti Jawa dan Sumatera agar kita dapat mengurangi korban jiwa dan kerugian ekonomi yang disebabkan oleh bencana gempa bumi.

## **1.6 Sistematika Pembahasan**

Agar penulisan tugas akhir ini terstruktur dan jelas, maka tugas akhir ini terdiri dari beberapa bab. Adapun Sistematika penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

### **Bab 1 PENDAHULUAN**

Berisikan tentang latar belakang, rumusan permasalahan, batasan masalah, tujuan penulisan, manfaat penelitian dan sistematika penulisan.

## Bab 2 STUDI PUSTAKA

Berisikan tentang dasar teori yang digunakan dalam menyelesaikan masalah-masalah yang ada.

## Bab 3 METODE PENELITIAN

Berisikan tentang rancangan penelitian, metode penelitian, dan analisa struktur.

## Bab 4 PROSEDUR DAN HASIL KERJA

Berisikan tentang data hasil penelitian dan analisis yang telah dilakukan.

## Bab 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Merupakan bab mengenai kesimpulan hasil penelitian dan analisis sebagai pelengkap laporan disertakan juga beberapa data hasil analisis sebagai lampiran.

## BAB 2

### STUDI PUSTAKA

#### 2.1 Gempa

Ilmu yang mempelajari tentang terjadinya gempa bumi dinamakan seismologi, dimana gempa adalah suatu getaran yang terjadi di bumi, bersumber dari dalam perut bumi dan kemudian getaran tersebut dirasakan atau berdampak pada permukaan kulit bumi.

Besarnya nilai gempa yang terjadi adalah jumlah total energi yang dilepaskan, besarnya diukur secara langsung oleh pihak yang berwenang di wilayah tersebut. Saat ini nilai yang sering digunakan untuk menentukan besarnya gempa yang terjadi adalah skala richter (Young, 1975). Untuk melihat besarnya energi gempa yang terjadi dalam skala richter bisa dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Ekuivalen energi gempa bumi dikonversikan ke dalam satuan skala Richter (Young, 1975).

<i>Earthquake Magnitude (SR)</i>	TNT ekuivalen	Contoh
1.0	6 ons	
1.5	2 pounds	
2.0	13 pounds	
2.5	63 pounds	
3.0	397 pounds	
3.5	1.000 pounds	
4.0	6 tons	
4.5	32 tons	
5.0	199 tons	
5.3	500 tons	
5.5	1.000 tons	
6.0	6.270 tons	
6.3	15.800 tons	Solok dan Bukit Tinggi, 2007
6.5	31.550 tons	Kepulauan Banggai, 2000
7.0	199.000 tons	
7.1	250.000 tons	Papua, 1976
7.5	1.000.000 tons	Pulau Flores, 1992

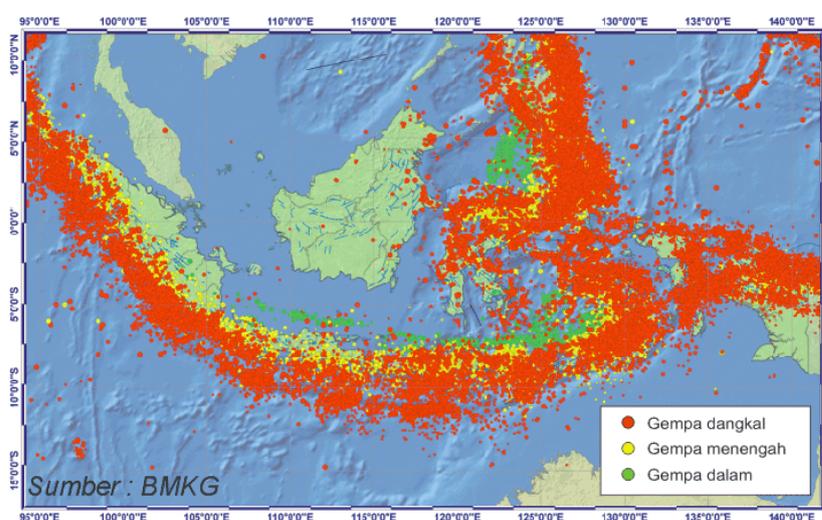
Tabel 2.1: Lanjutan.

<i>Earthquake Magnitude (SR)</i>	TNT ekuivalen	Contoh
7.7	1.990.000 tons	Ciamis dan Cilacap, 2006
8.0	6.270.000 tons	Kepulauan Sunda, 1977
8.2	12.550.000 tons	Pulau Nias, 2005
8.5	31.550.000 tons	Seluruh Pulau Sumatera, 2012
9.0	199.999.000 tons	Aceh dan sebagian Sumatera Utara, 2004

- **Gempa Bumi Tektonik**

Gempa bumi tektonik disebabkan adanya pergeseran-pergeseran di dalam bumi secara tiba-tiba. Gejala ini sangat erat hubungannya dengan pembentukan pegunungan yang biasanya diikuti dengan pembentukan sesar-sesar baru.

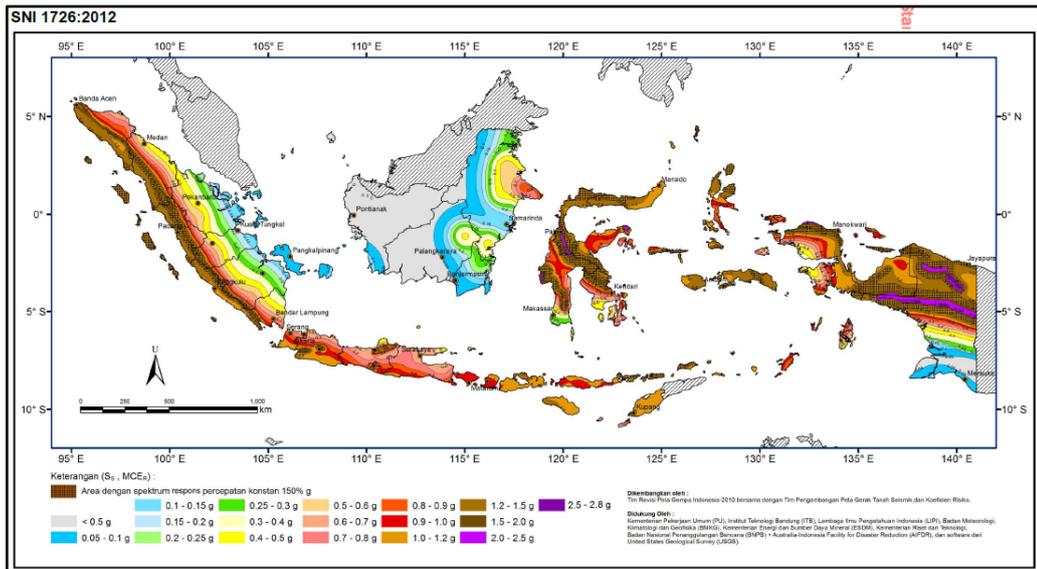
Ketegangan-ketegangan yang terjadi di dalam bumi akan mengaktifkan kembali sesar-sesar lama yang sudah tidak aktif. Apabila pergerakan tersebut cukup besar dan terekam oleh seismograf akan menyebabkan terjadinya gempa bumi tektonik. Gempa bumi ini terjadi akibat adanya aktivitas tektonik yaitu pergeseran kulit bumi (*lithosphere*) yang umumnya terjadi di daerah patahan kulit bumi. Gempa bumi jenis inilah yang menimbulkan kerusakan yang paling besar karena magnitudo yang ditimbulkannya bisa besar. Letak dan jenis lempeng yang mengapit Indonesia bisa dilihat pada Gambar 2.1.



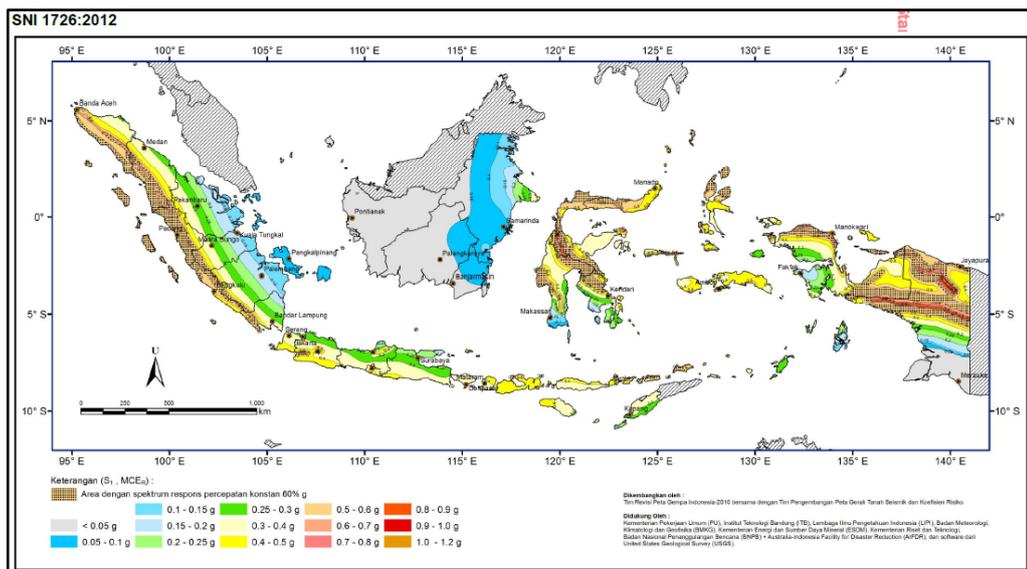
Gambar 2.1: Peta tektonik wilayah Indonesia (BMKG).

## 2.2 Wilayah Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 14, wilayah gempa Indonesia ditetapkan berdasarkan parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan  $S_I$  (percepatan batuan tanah dasar pada periode 1 detik), dapat dilihat pada Gambar 2.2 dan 2.3.



Gambar 2.2: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar  $s_b$  untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) berdasarkan SNI 1726:2012



Gambar 2.3: Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar  $s_b$  untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) berdasarkan SNI 1726:2012

### 2.3 Klasifikasi Situs, Jenis Pemanfaatan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Struktur bangunan direncanakan sebagai gedung perkantoran dengan kategori resiko II dan klasifikasi situs untuk desain seismik diasumsikan dengan kelas situs SC. Karena penulis tidak melakukan analisis perhitungan geoteknik, maka untuk kecepatan rata-rata gelombang geser,  $\bar{v}_s$ , tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata,  $\bar{N}$ , dan kuat geser niralir rata-rata,  $\bar{S}_u$  nilainya hanya diasumsikan, dapat dilihat dalam Tabel 2.2, 2.3 dan 2.4.

Tabel 2.2: Klasifikasi Situs (SNI 1726:2012).

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}ch$	$\bar{S}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:		
	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas, <math>PI &gt; 20</math>,</li> <li>2. Kadar air, <math>w \geq 40\%</math></li> <li>3. Kuat geser niralir, <math>S_u &lt; 25</math> kPa</li> </ol>		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti likuifaksi, lempung sangat sensitif, dan tanah tersementasi lemah</li> <li>- Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3m</math>)</li> <li>- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5m</math> dengan indeks plastisitas <math>PI &gt; 75</math>)</li> </ul> <p>Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan <math>H &gt; 35m</math> dengan <math>S_u &lt; 50</math> kPa</p>		

Catatan: N/A = tidak dapat dipakai

Tabel 2.3: Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa (SNI 1726:2012).

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk, antara lain :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya.</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, II, IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, 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"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul>	III

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung, 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 dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	<p>III</p>
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas penting, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, badai angin, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pust pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- 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</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	<p>IV</p>

Tabel 2.4: Faktor keutamaan gempa (SNI 1726:2012).

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

## 2.4 Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa

Respon spektra merupakan konsep pendekatan yang digunakan untuk keperluan perencanaan bangunan. Definisi respons spektra adalah respons maksimum dari suatu sistem struktur *Single Degree of Freedom (SDOF)* baik percepatan ( $a$ ), kecepatan ( $v$ ), perpindahan ( $d$ ) dengan struktur tersebut di bebani oleh gaya luar tertentu.

Absis dari respons spektra adalah periode alami sistem struktur dan ordinat dari respons spektra adalah respons maksimum. Kurva respons spektra akan memperlihatkan simpangan relatif maksimum ( $S_d$ ). (Budiono dan Supriatna, 2011). Untuk penentuan parameter respon spektra percepatan di permukaan tanah, di perlukan faktor amplifikasi terkait spektra percepatan untuk perioda pendek ( $F_a$ ) dan periode 1,0 detik ( $F_v$ ).

Selanjutnya parameter respons spektra percepatan di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien  $F_a$  dan  $F_v$  dengan spektra percepatan untuk perioda pendek ( $S_s$ ) dan perioda 1,0 detik ( $S_I$ ) di batuan dasar yang di peroleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012. Untuk nilai koefisien  $F_a$  dan  $F_v$  untuk berbagai klasifikasi situs dapat dilihat pada Tabel 2.5 dan 2.6.

Tabel 2.5: Koefisien situs,  $F_a$  (SNI 1726:2012).

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s^a$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	$SS^b$				

Tabel 2.6: Koefisien situs,  $F_v$  (SNI 1726:2012).

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, $S_1^a$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	$SS^b$				

Catatan:

- a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier
- b)  $SS$  = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisa respons situs-spesifik.

Parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan Pers. 2.1 dan 2.2 berikut:

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

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.2)$$

dimana:

$S_s$  adalah parameter respon spektral percepatan gempa terpetakan untuk periode pendek,

$S_1$  adalah parameter respon spektral percepatan gempa terpetakan untuk periode 1 detik.

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek,  $S_{ds}$  dan pada periode 1 detik,  $S_{D1}$ , ditentukan dari Pers. 2.3 dan 2.4:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \quad (2.3)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \quad (2.4)$$

dimana:

$S_{DS}$  adalah respon spektra percepatan desain untuk periode pendek,

$S_{D1}$  adalah respon spektra percepatan desain untuk periode 1 detik,

Untuk mendapatkan kurva spektrum respon desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.4 dan mengikuti ketentuan berikut ini:

1. Untuk periode lebih kecil dari  $T_0$ , respon spektra percepatan desain,  $S_a$  harus diambil dari Pers. 2.5 berikut:

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.5)$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan  $T_0$ , dan lebih kecil atau sama dengan  $T_s$ , respon spektra percepatan,  $S_a$  adalah sama dengan  $S_{DS}$ .
3. Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , respon spektra percepatan,  $S_a$  didapatkan dari Pers. 2.6.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.6)$$

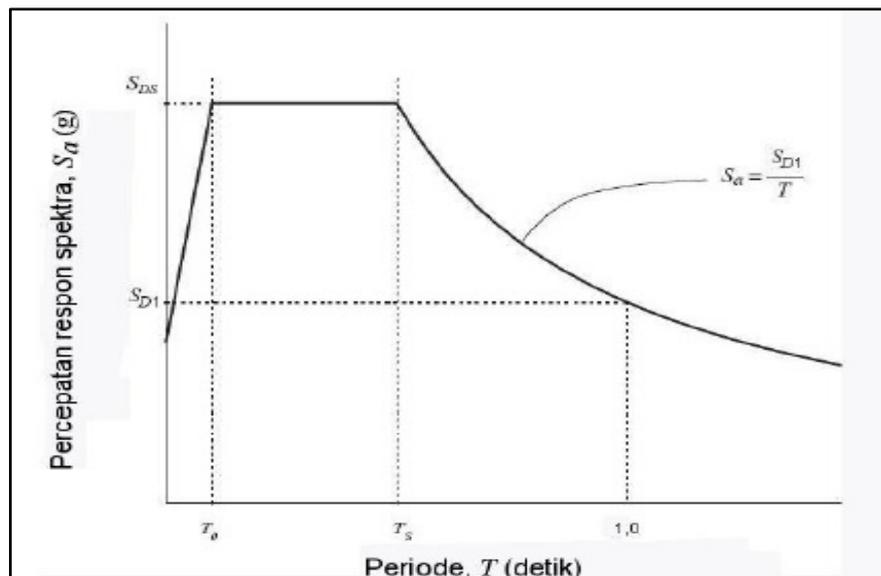
Dimana:

T adalah periode getar fundamental struktur.

4. Untuk nilai  $T_0$  dan  $T_s$  dapat ditentukan dengan Pers. 2.7 dan 2.8.

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (2.7)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.8)$$



Gambar 2.4: Bentuk tipikal respon spektra desain di permukaan tanah (SNI 1726:2012).

## 2.5 Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik mengikuti pada Tabel 2.7 dan 2.8. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi dimana parameter respon spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik,  $S_I$ , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik D.

Tabel 2.7: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek (SNI 1726:2012).

Nilai $S_{DS}$	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.8: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik (SNI 1726:2012).

Nilai $S_{D1}$	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

## 2.6 Faktor Reduksi Gempa

Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur. Koefisien modifikasi respons yang sesuai,  $R$ , faktor kuat lebih sistem,  $\Omega_0$ , dan koefisien amplikasi defleksi,  $C_d$ , harus digunakan

dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar lantai tingkat desain.

Pada perencanaan tugas akhir ini penulis memakai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai koefisien modifikasi respons ( $R^a$ ), Faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0^g$ ), faktor pembesaran defleksi ( $C_d^b$ ) untuk sistem ganda, dapat dilihat pada Tabel 2.9.

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

Sistem Penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons $R^a$	Faktor kuat lebih sistem $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>d</sup>
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>h</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>i</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>h</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>i</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI

Tabel 2.9: Lanjutan.

Sistem Penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>d</sup>
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3°	3½	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB

Tabel 2.9: Lanjutan.

Sistem Penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>d</sup>
6.Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7.Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8.Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9.Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10.Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11.Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13.Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB

Catatan : <sup>c</sup>TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Dijinkan

<sup>a</sup> faktor modifikasi respon, <sup>b</sup> faktor pembesaran defleksi, <sup>d</sup> sistem penahan gaya gempa yang dibatasi, <sup>e</sup> harga tabel faktor kuat lebih, <sup>h</sup> untuk struktur yang dikenai kategori disain seismik D atau E, <sup>i</sup> untuk struktur yang dikenai kategori disain seismic E.

## 2.7 Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1, gaya geser dasar ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.9.

$$V = C_s \cdot W \quad (2.9)$$

dimana:

$C_s$  = koefisien respons seismik

$W$  = berat total gedung

Untuk nilai  $C_s$  menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, persamaan yang digunakan untuk menentukan koefisien  $C_s$  adalah:

- Koefisien respon seismik,  $C_s$

Untuk koefisien respon seismik  $C_s$  ditentukan berdasarkan rumus berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.10)$$

dimana:

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

$R$  = faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.9

$I_e$  = faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.4

Nilai  $C_s$  diatas tidak perlu melebihi  $C_s$  hitungan berdasarkan rumus berikut:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.11)$$

$C_s$  harus tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.12)$$

Sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana  $S_I$  sama dengan atau lebih besar dari  $0,6 g$  maka  $C_s$  harus tidak kurang dari Pers. 2.13.

$$C_s = \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.13)$$

dimana:

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

$T$  = periode getar struktur (detik)

$S_I$  = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

## 2.8 Periode Fundamental

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.8.2.1 menyatakan bahwa periode struktur fundamental ( $T$ ) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang

teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan nilai batas maksimum. Nilai batas tersebut adalah:

1. Periode fundamental pendekatan minimum ( $T_a$ )

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (2.14)$$

dimana:

$T_a$  = Nilai batas bawah periode bangunan

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

$C_t$  = Koefisien fundamental

$x$  = Ditentukan dari Tabel 2.10

Sebagai alternatif diizinkan untuk menentukan periode fundamental ( $T_a$ ) dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka pemikul momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m menurut Pers. 2.15.

$$T_a = 0.1 N \quad (2.15)$$

dimana :

$N$  = jumlah tingkat

2. Periode fundamental pendekatan maksimum ( $T_{a \text{ maksimum}}$ )

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u \cdot T_a \quad (2.16)$$

dimana:

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

$C_u$  = Ditentukan dari Tabel 2.11

Tabel 2.10: Nilai parameter periode pendekatan  $C_t$ , dan  $x$  berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.10: *Lanjutan.*

Tipe Struktur	$C_t$	$X$
Rangka baja pemikul momen	0,0724 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

<sup>a</sup> faktor modifikasi respon.

Tabel 2.11: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

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

## 2.9 Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa ( $F_i$ )

Distribusi horizontal gaya gempa ditentukan berdasarkan Pers. 2.17 dan 2.18.

$$F_x = C_{vx}V \quad (2.17)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.18)$$

dimana:

$F_x$  = bagian  $V$  yang bekerja di tingkat  $x$ .

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal.

$V$  = gaya geser lateral struktur sesuai Pers 2.9.

$w_x$  dan  $w_i$  = bagian dari  $W$  yang ditempatkan di tingkat  $x$ .

$h_x$  dan  $h_i$  = tinggi tingkat  $x$  dari dasar.

$k$  = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

- Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang,  $k = 1$ .

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

## 2.10 Parameter Respon Terkombinasi

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

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

## 2.11 Kekakuan (*stiffness*)

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

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

Untuk bangunan bertingkat *displacement govern* dapat terjadi pada balok biasa atau balok kantilever yang bentangnya panjang serta pada bangunan gedung yang jumlah tingkatnya sangat banyak (*high rise building*). Lendutan balok umumnya diproporsikan terhadap bentang, sedangkan simpangan tingkat biasanya diproporsikan terhadap tinggi tingkat dalam istilah *drift ratio*. *Drift ratio* adalah rasio antara simpangan antar tingkat dengan tinggi tingkat, seperti ditunjukkan pada Pers. 2.19.

$$Drift\ ratio = \frac{\Delta}{h} \quad (2.19)$$

Yang mana  $\Delta$  adalah simpangan antar tingkat dan  $h$  adalah tinggi tingkat.

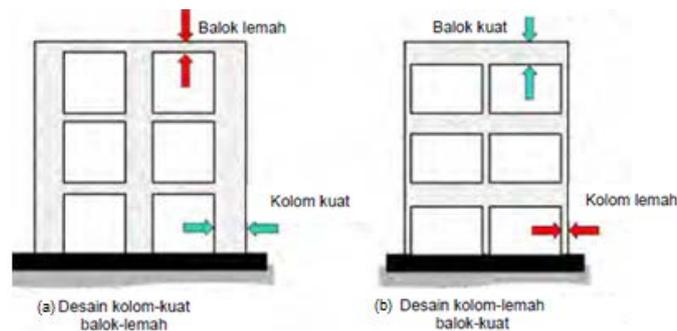
Apabila simpangan antar tingkat ( $\Delta$ ) terlalu besar maka akan timbul efek P- $\Delta$ . Efek P- $\Delta$  pada umumnya akan sangat membahayakan kesetabilan struktur, karena akan menimbulkan momen kolom yang sangat besar (akibat P yang umumnya sangat besar). Selain pembatasan lendutan dan simpangan yang terjadi sebagai bentuk dari design kriteria, maka struktur bangunan hendaknya jangan terlalu fleksibel. Sistem pengaku dapat dipakai untuk mengurangi/mengendalikan lendutan/simpangan.

Menurut (Tumilar, 2015) kekakuan struktur dapat juga dihitung dengan Pers. 2.20.

$$K_i = \frac{V}{\Delta_i} \quad (2.20)$$

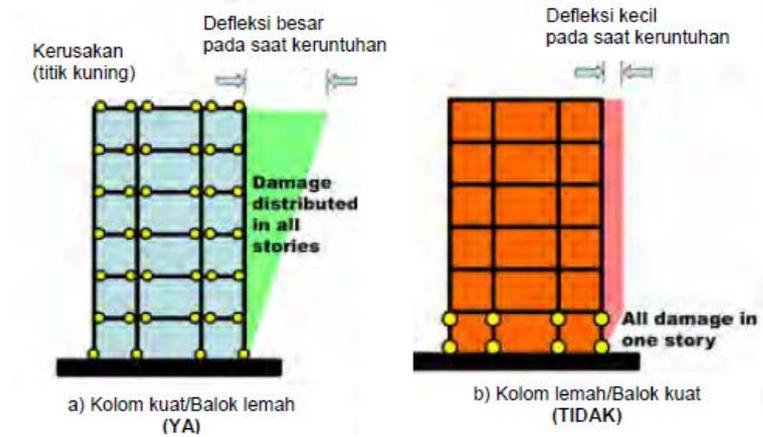
## 2.12 Konsep *Strong Coloumn Weak Beam*

Menurut Murty dkk. (2009), konsep yang saat ini diterima untuk perencanaan seismik struktur rangka beton bertulang adalah pendekatan kolom kuat-balok lemah (*strong column-weak beam*) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.7.



Gambar 2.5: Balok-kolom struktur beton bertulang (Murty dkk., 2009).

Dalam konsep kolom kuat – balok lemah, kerusakan pertama kali diharapkan terjadi pada balok terlebih dahulu. Apabila pendetailan balok dilakukan dengan baik, maka perilaku daktile dapat dipastikan dan struktur rangka bangunan dapat berdeformasi secara berarti meskipun mengalami kerusakan secara progresif yang disebabkan oleh lelehnya tulangan balok. Pada gempa besar, tipe kerusakan terjadi pada beberapa balok di seluruh struktur tersebut, tetapi ini dapat dipertimbangkan sebagai “kerusakan yang dapat diterima” karena tidak menyebabkan keruntuhan bangunan secara mendadak (Gambar 2.6.a). Di lain pihak, kolom yang lebih lemah dibandingkan balok akan menerima kerusakan berat secara lokal pada bagian atas dan bawah kolom pada lantai tertentu (Gambar 2.6.b), keruntuhan pada keseluruhan bangunan, sekalipun kolom-kolom di lantai atasnya masih dalam kondisi tidak rusak.



Gambar 2.6: Kerusakan pada balok-kolom struktur rangka beton bertulang (Murty dkk., 2009).

Berdasarkan SNI 2847:2013, konsep *strong column weak beam* ditentukan berdasarkan Pers. 2.21.

$$\sum M_{column} \geq (6/5) \sum M_{beam} \quad (2.21)$$

dimana:

$M_{column}$  = momen kapasitas 2 kolom yang bertemu di joint

$M_{beam}$  = momen kapasitas 2 balok yang menumpu di kolom

## 2.13 Pembebanan

Menurut SNI 1727:2013, struktur gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap pembebanan-pembebanan oleh beban mati, beban hidup, beban angin dan beban gempa.

### 2.13.1 Beban Mati

Menurut SNI 1727:2013 pasal 3.1.1 bahwa beban mati adalah berat dari seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Nilai berat bahan dan konstruksiyang digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Oleh karena itu berat bahan dan konstruksi diambil dari Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPPURG) 1987.

Berat sendiri dari bahan bangunan adalah merupakan salah satu beban mati yang mana di jabarkan dalam Tabel 2.12.

Tabel 2.12: Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung (PPPURG 1987).

<i>BAHAN BANGUNAN</i>	<i>Berat Jenis</i>
Baja	7.850 kg/m <sup>3</sup>
Batu alam	2.600 kg/m <sup>3</sup>
Batu belah, batu bulat, batu gunung (berat tumpuk)	1.500 kg/m <sup>3</sup>
Batu karang (berat tumpuk)	700 kg/m <sup>3</sup>
Batu pecah	1.450 kg/m <sup>3</sup>
Besi tuang	7.250 kg/m <sup>3</sup>
Beton	2.200 kg/m <sup>3</sup>
Beton bertulang	2.400 kg/m <sup>3</sup>
Kayu (Kelas I)	1.000 kg/m <sup>3</sup>
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1.650 kg/m <sup>3</sup>
Pasangan bata merah	1.700 kg/m <sup>3</sup>
Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung)	2.200 kg/m <sup>3</sup>
Pasangan batu cetak	2.200 kg/m <sup>3</sup>
Pasangan batu karang	1.450 kg/m <sup>3</sup>
Pasir (kering udara sampai lembab)	1.600 kg/m <sup>3</sup>
Pasir (jenuh air)	1.800 kg/m <sup>3</sup>
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1.850 kg/m <sup>3</sup>
Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1.700 kg/m <sup>3</sup>
Tanah, lempung dan lanau (basah)	2.000 kg/m <sup>3</sup>
Timah hitam (timbel)	11.400 kg/m <sup>3</sup>
<i>KOMPONEN GEDUNG</i>	
Adukan, per cm tebal:	
- dari semen	21 kg/m <sup>2</sup>
- dari kapur, semen merah atau tras	17 kg/m <sup>2</sup>
Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14 kg/m <sup>2</sup>
Dinding pasangan bata merah	
- satu bata	450 kg/m <sup>2</sup>
- setengah batu	250 kg/m <sup>2</sup>

Tabel 2.12: Lanjutan.

BAHAN BANGUNAN	Berat Jenis
Dinding pasangan batako, berlubang:	
- tebal dinding 20 cm (HB 20)	200 kg/m <sup>2</sup>
- tebal dinding 10 cm (HB 10)	120 kg/m <sup>2</sup>
Dinding pasangan batako, tanpa lubang:	
- tebal dinding 15 cm	300 kg/m <sup>2</sup>
- tebal dinding 10 cm	200 kg/m <sup>2</sup>
Langit-langit dan dinding (termasuk rusuk-rusuknya, tanpa penggantung langit-langit atau pengaku), terdiri dari:	
- semen asbes (eternit dan bahan lain sejenis), dengan tebal maksimum 4 mm	11 kg/m <sup>2</sup>
- kaca, dengan tebal 3-5 mm	10 kg/m <sup>2</sup>
Lantai kayu sederhana dengan balok kayu, tanpa langit-langit dengan bentang maksimum 5 m dan untuk beban hidup 200 kg/m <sup>2</sup>	40 kg/m <sup>2</sup>
Penggantung langit-langit (dari kayu), dengan bentang maksimum 5 m dan jarak s.k.s. minimum 0,8 m	7 kg/m <sup>2</sup>
Penutup atap genting dengan reng dan usuk/kaso, per m <sup>2</sup> bidang atap	50 kg/m <sup>2</sup>
Penutup atap sirap dengan reng dan usuk/kaso, per m <sup>2</sup> bidang atap	40 kg/m <sup>2</sup>
Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa gordeng	10 kg/m <sup>2</sup>
Penutup lantai dab ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	24 kg/m <sup>2</sup>
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11 kg/m <sup>2</sup>

### 2.13.2 Beban Hidup

Menurut SNI 1727:2013, beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati. Beban hidup pada lantai gedung harus diambil menurut Tabel 2.13.

Tabel 2.13: Beban hidup pada lantai gedung (SNI 1727:2013).

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m <sup>2</sup> )	Beban terpusat lb (kN)
Apartemen dan hotel (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2.4)	2000 (8.9)
Ruang computer	100 (4.79)	2000 (8.9)

Tabel 2.13: *Lanjutan.*

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m <sup>2</sup> )	Beban terpusat lb (kN)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7.18) <sup>a</sup>	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat dilantai)	100 (4.79) <sup>a</sup>	
Lobi	100 (4.79) <sup>a</sup>	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4.79) <sup>a</sup>	
Panggung pertemuan	100 (4.79) <sup>a</sup>	
Lantai podium	150 (7.18)	
Balkon dan dek	1.5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4.79 kN/m <sup>2</sup> )	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1.92)	300 (1.33)
Koridor		
Lantai pertama	100 (4.79)	
Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4.79) <sup>a</sup>	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in x 2 in [50 mm x 50 mm])		300 (1.33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan (pada area 1 in x 1 in. [25 mm x 25 mm])		200 (0.89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	100 (4.79)	
Hunian satu keluarga saja	40 (1.92)	
Tangga permanen	SNI-1727-2013 pasal 4.5	
Garasi/parker		
Mobil penumpang saja	40 (1.92) <sup>a,b,c</sup>	
Truk dan bus		
Susunan tangga, rel pengamandan batang pegangan	SNI-1726-2013 pasal 4.5	
Helipad	60 (2.87) <sup>de</sup> Tidak boleh direduksi	<sup>e,f,g</sup>
Rumah sakit:		
Ruang operasi laboratorium	60 (2.87)	1000 (4.45)
Ruang pasien	40 (1.92)	1000 (4.45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3.83)	1000 (4.45)
Perpustakaan		
Ruang baca	60 (2.87)	1000 (4.45)
Ruang penyimpanan	150 (7.18) <sup>a,h</sup>	1000 (4.45)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3.83)	1000 (4.45)
Pabrik		
Ringan	125 (6.00) <sup>a</sup>	2000 (8.9)
Berat	250 (11.97) <sup>a</sup>	3000 (13.4)

Tabel 2.13: *Lanjutan.*

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m <sup>2</sup> )	Beban terpusat lb (kN)
Gedung perkantoran Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian Lobi dan koridor lantai pertama kantor koridor diatas lantai pertama	100 (4.79) 50 (2.4) 80 (3.83)	2000 (8.9) 2000 (8.9) 2000 (8.9)
Lembaga hokum Balok sel Koridor	40 (1.92) 100 (4.79)	
Tempat rekreasi Tempat bowling, kolam renang, dan penggunaan yang sama Bangsal dansa dan ruang dansa Gymnasium Tempat menonton baik terbuka atau tertutup Stadium dan tribun / arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	75 (3.59) <sup>a</sup> 100 (4.79) <sup>a</sup> 100 (4.79) <sup>a</sup> 100 (4.79) <sup>a,k</sup> 60 (2.87)	
Rumah tinggal Hunian (satu keluarga dan dua keluarga) Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur Semuaruang terkecuali tangga dan balkon Semua hunian rumah tinggal lainnya Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka Ruang publik <sup>a</sup> dan koridor yang melayani mereka	10 (0.48) <sup>l</sup> 20 (0.96) <sup>m</sup> 30 (1.44) 40 (1.92) 40 (1.92) 100 (4.79)	
Atap Atap datar, berbubung dan lengkung Atap digunakan untuk taman atap	20 (0.96) <sup>n</sup> 100 (4.79)	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain  Atap yang digunakan untuk hunian lainnya Awning dan kanopi Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan Rangka tumpu layar penutup  Semua konstruksi lainnya Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai Titik panel tunggal dari batang bawah rangka	Sama seperti hunian dilayani <sup>a</sup>  5 (0.24) tidak boleh direduksi 5 (0.24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributary dari atap yang ditumpu oleh rangka 20 (0.96)	i  200 (0.89)  2000 (8.9) 300 (1.33)

Tabel 2.13: *Lanjutan.*

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m <sup>2</sup> )	Beban terpusat lb (kN)
atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap diatas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi Semua komponen struktur atap utama lainnya Semua permukaan atap dengan beban pekerja Pemeliharaan		300 (1.33)
Sekolah		
Ruang kelas	40 (1.92)	1000 (4.5)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3.83)	1000 (4.5)
Koridor lantai pertama	100 (4.79)	1000 (4.5)
Bak-bak/ <i>scuttles</i> . Rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0.89)
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk	250 (11.97) <sup>a,p</sup>	8000 (35.6) <sup>q</sup>
Tangga dan jalan keluar	100 (4.79)	300 <sup>r</sup>
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	40 (1.92)	300 <sup>r</sup>
Gudang diatas langit-langit Gudang penyimpanan barang sebelum disalurkan ke pncecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat)	20 (0.96)	
Ringan	125 (6.00) <sup>a</sup>	
Berat	250 (11.97) <sup>a</sup>	
Toko		
Eceran		
Lantai pertama	100 (4.79)	1000 (4.45)
Lantai diatasnya	75 (.59)	1000 (4.45)
Grosir, disemua lantai	125 (6.00) <sup>a</sup>	1000 (4.45)
Penghalang kendaraan	Lihat pasal 4.5	
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2.87)	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	100 (4.79) <sup>a</sup>	

Berhubungan dengan peluang untuk terjadinya beban hidup penuh yang membebani semua bagian dari semua unsur struktur pemikul secara serempak selama umur gedung tersebut adalah sangat kecil, maka untuk hal-hal tersebut beban hidup tersebut dianggap tidak efektif sepenuhnya, sehingga beban hidup terbagi rata dapat dikalikan dengan suatu koefisien reduksi. Menurut SNI 1727:2013 pasal 4.7.2, bahwa koefisien reduksi beban hidup dapat dilihat pada Pers. 2.22.

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (2.22)$$

Dimana:

$L$  = beban hidup rencana tereduksi.

$L_o$  = beban hidup rencana tanpa reduksi.

$K_{LL}$  = faktor elemen beban hidup.

$A_T$  = luas struktur bangunan.

L tidak boleh kurang dari  $0.4L_o$  untuk komponen struktur yang mendukung dua lantai atau lebih. Nilai faktor elemen hidup ( $K_{LL}$ ) dapat dilihat pada Tabel 2.14.

Tabel 2.14: Faktor elemen hidup (SNI 1726:2013)

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

Beban hidup penuh tanpa dikalikan dengan koefisien reduksi tetap harus ditinjau pada:

- Lantai gedung, ruang arsip, perpustakaan dan ruang-ruang penyimpanan lain sejenis.
- Lantai ruang yang memikul beban berat tertentu yang bersifat tetap, seperti alat-alat dan mesin-mesin.

### 2.13.3 Beban Angin

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Beban angin

berpengaruh pada gedung yang berlantai 25 atau lebih. Jadi dalam masalah ini beban angin di hiraukan dikarenakan struktur bangunan hanya 5 lantai < 25 lantai dan struktur bangunan tidak memakai atap segitiga dengan menggunakan kuda-kuda.

#### **2.13.4 Beban Gempa**

Beban gempa adalah beban yang timbul akibat percepatan getaran tanah pada saat gempa terjadi. Untuk merencanakan struktur bangunan tahan gempa, sesuai dengan pasal-pasal yang ditentukan oleh SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, maka terlebih dahulu harus menganalisis/menentukan faktor keutamaan dan kategori resiko struktur bangunan serta kelas situs desain seismik.

Struktur bangunan gedung harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas energi yang lengkap, untuk menahan gerak tanah desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan yang disyaratkan. Gerak tanah desain harus diasumsikan terjadi disepanjang setiap arah horisontal struktur bangunan gedung. Kecukupan sistem struktur harus ditunjukkan melalui pembentukan model matematik dan pengevaluasian model tersebut untuk pengaruh gerak tanah desain.

Gaya gempa desain, dan distribusinya di sepanjang ketinggian struktur bangunan gedung, harus ditetapkan berdasarkan salah satu prosedur yang sesuai dan gaya dalam serta deformasi yang terkait pada komponen-elemen struktur tersebut harus ditentukan.

#### **2.14 Simpangan Antar Lantai**

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

Jika digunakan desain tegangan izin,  $\Delta$  harus dihitung memakai gaya gempa tingkat kekuatan tanpa reduksi. Simpangan antar lantai, nilainya harus diperbesar dengan menggunakan Pers. 2.23 di bawah ini:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.23)$$

Dimana:

$\delta_x$  = defleksi pusat massa di tingkat x.

$\delta_{xe}$  = defleksi pada lokasi yang disyaratkan.

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.9.

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa dalam Tabel 2.4.

Dari nilai simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin ( $\Delta_a$ ), sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012, bahwa struktur gedung harus berada dalam simpangan yang diizinkan, yang dapat dilihat pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Simpangan antar lantai izin berdasarkan SNI 1726:2012.

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem mengakomodasi simpangan antarlantai tingkat.	0,025 $h_{sx}^c$	0,020 $h_{sx}$	0,015 $h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 $h_{sx}$	0,010 $h_{sx}$	0,010 $h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 $h_{sx}$	0,007 $h_{sx}$	0,007 $h_{sx}$
Semua struktur lainnya	0,020 $h_{sx}$	0,015 $h_{sx}$	0,010 $h_{sx}$

Catatan:  $h_{sx}$  = tinggi tingkat yang bersangkutan

<sup>c</sup> = tidak boleh ada batasan simpangan antar lantai

## 2.15 Kombinasi Beban

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), standar kombinasi pembebanan sebagai berikut :

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

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

Keterangan:

D Adalah beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanent, termasuk dinding, lantai, atap, plafond, partisi tetap, tangga, dan peralatan layan tetap;

L Adalah beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain-lain;

E Adalah beban gempa.

- Pengaruh beban gempa,  $E$ , untuk penggunaan dalam kombinasi beban 3 dan 4 harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.24 di bawah ini:

$$E = E_h + E_v \quad (2.24)$$

- Pengaruh beban gempa,  $E$ , untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5 dan 6 harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.25 di bawah ini:

$$E = E_h - E_v \quad (2.25)$$

Dimana:

$E$  adalah pengaruh beban seismik

$E_h$  adalah pengaruh beban seismik horizontal

$E_v$  adalah pengaruh beban seismik vertikal

- Untuk pengaruh beban seismik horizontal,  $E_h$ , harus ditentukan dengan Pers. 2.26 di bawah ini:

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.26)$$

- Untuk pengaruh beban seismik vertikal,  $E_v$ , harus ditentukan dengan Pers. 2.27 di bawah ini:

- $E_v = 0,2S_{DS}DL \quad (2.27)$

Faktor redundansi,  $\rho$ , harus dikenakan pada sistem penahan gaya gempa dalam masing-masing kedua arah ortogonal untuk semua struktur.

Nilai  $\rho$  diijinkan sama dengan 1,0 untuk hal-hal berikut:

1. Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C
2. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta
3. Desain komponen struktural
4. Desain struktur non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung
5. Desain elemen kolektor, sambungan lewatan dan sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat lebih digunakan
6. Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat lebih disyaratkan untuk desain
7. Struktur dengan sistem peredaman

Sedangkan nilai  $\rho$  sama dengan 1,3 untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, dan F, kecuali jika satu dari dua kondisi berikut terpenuhi, dimana  $\rho$  diijinkan diambil sebesar 1,0:

1. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau
2. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat,  $h_{sx}$ , untuk konstruksi rangka ringan

## **2.16 Persyaratan Untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Berdasarkan SNI 2847:2013**

Komponen struktur lentur pada SRPMK harus memenuhi syarat-syarat dibawah ini:

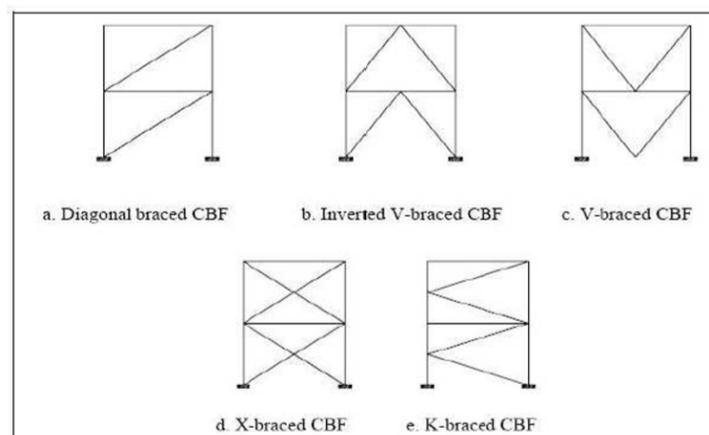
- 1) Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen struktur,  $P_u$ , tidak boleh melebihi  $A_g f'_c / 10$ .

- 2) Bentang bersih komponen struktur,  $\ell_n$ , tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
- 3) Lebar komponen,  $b_w$ , tidak boleh kurang dari yang lebih kecil dari  $0,3h$  dan 250mm.
- 4) Lebar komponen struktur,  $b_w$ , tidak boleh melebihi lebar komponen struktur penumpu,  $c_2$ , ditambah suatu jarak pada masing-masing sisi komponen struktur penumpu yang sama dengan yang lebih kecil dari (a) dan (b) :
  - a. Lebar komponen struktur penumpu,  $c_2$ , dan
  - b. 0,75 kali dimensi keseluruhan komponen struktur penumpu,  $c_1$ .

## 2.17 Bresing Konsentrik

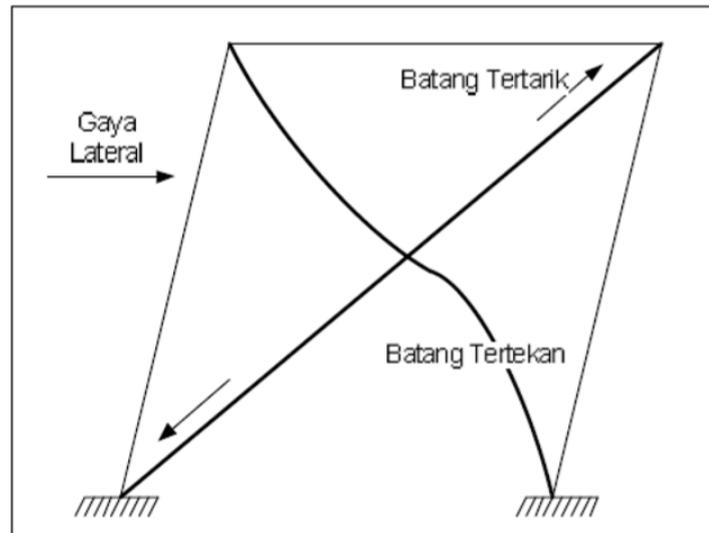
*Bracing* merupakan elemen struktur penahan gaya lateral. Elemen ini berupa batang yang dipasang pada portal struktur. Karakteristik dari elemen ini adalah dominasi aksial yang terjadi ketika gaya lateral terjadi. Di mana pada saat gempa terjadi, gaya lateral yang diterima oleh struktur akan diteruskan pada elemen bresing ini sebagai gaya-gaya aksial (Ahmadi dan Octaviana, 2008).

Beberapa tipe bresing konsentrik yang ada, diantaranya adalah tipe bresing konsentrik biasa (*ordinary concentric braced frames*) dan tipe konsentrik khusus (*special concentric braced frames*). Pada tugas akhir ini, tipe bresing yang digunakan adalah tipe X-Bresing Konsentrik atau X-CBF, yang terlihat dalam Gambar 2.7.



Gambar 2.7: Jenis-jenis struktur bresing konsentrik.

Bresing yang digunakan harus kuat dalam menahan beban aksial yang diterimanya. Konsep batang bresing ketika menerima gempa dapat dilihat pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8: Mekanisme deformasi pada bresing.

### 2.17.1 Persyaratan Umum Rangka Bresing

Bresing yang digunakan sebagai komponen penahan gaya lateral harus memenuhi parameter berikut:

- Kelangsingan

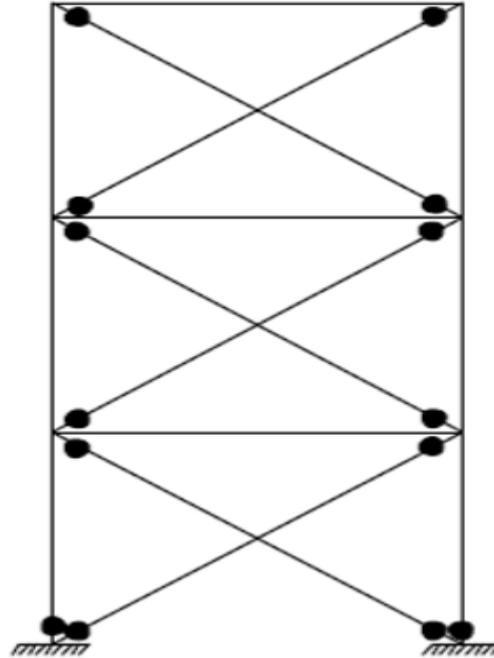
Jika batang elemen bresing mempunyai profil yang langsing maka akan mengurangi kekakuan bresing. Sehingga diupayakan agar elemen yang digunakan tidak menggunakan elemen langsing.

- Analisis Tekuk

Berdasarkan jenis elemen bresing yang mengalami gaya aksial, maka elemen bresing harus dicek terhadap tekuk.

Pada Gambar 2.9 menjelaskan mekanisme keruntuhan direncanakan terjadi pada elemen bresing dan plat buhul sambungan bresing ke balok dan kolom. Pada saat terjadi gempa besar, diharapkan terjadi tekuk pada batang bresing (akibat beban aksial yang diterimanya) sehingga terjadi putaran sudut pada ujung bresing

yang kemudian menyebabkan pelat buhul pada sambungan ujung bresing leleh (terjadi sendi plastis).



Gambar 2.9: Mekanisme plastis bresing yang direncanakan.

## 2.18 Daktilitas

Menurut Paulay dan Priestly (1992) daktilitas terbagi dalam:

### 1. Daktilitas Regangan (*Strain Ductality*)

Daktilitas regangan adalah perbandingan regangan maksimum dengan regangan leleh pada balok yang mengalami beban aksial tarik atau tekan.

Daktilitas regangan dapat dilihat pada Persamaan 2.28 berikut ini:

$$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \quad (2.28)$$

dimana:

$\epsilon_u$  = Total tegangan yang terjadi

$\epsilon_y$  = Tegangan pada saat leleh

### 2. Daktilitas Kelengkungan (*Curvature Ductality*)

Daktilitas kelengkungan adalah perbandingan antara sudut kelengkungan (putaran sudut per unit panjang) maksimum dengan sudut kelengkungan leleh dari

suatu elemen struktur akibat gaya lentur. Daktilitas kelengkungan dapat dilihat pada Persamaan 2.29 berikut ini:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.29)$$

dimana:

$\phi_u$  = Lengkungan maksimum yang akan timbul

$\phi_y$  = Lengkungan pada saat leleh

### 3. Daktilitas Perpindahan (*Displacement Ductility*)

Daktilitas perpindahan adalah perbandingan antara perpindahan struktur maksimum pada arah lateral terhadap perpindahan struktur saat leleh. Daktilitas perpindahan dapat dilihat pada Persamaan 2.30 berikut ini:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.30)$$

dimana:

$\Delta_u$  = Perpindahan pada batas ultimit

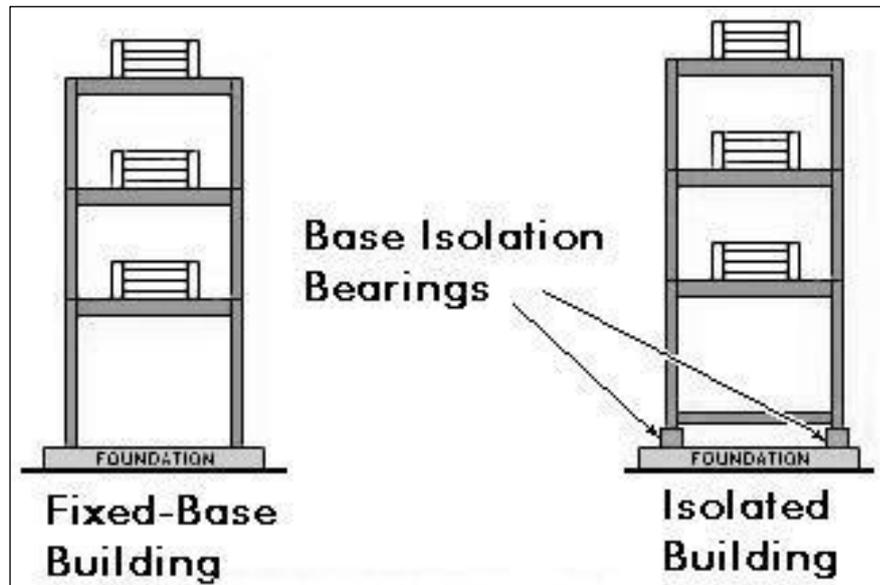
$\Delta_y$  = Perpindahan pada saat leleh 1

Menurut 1726-2002 daktilitas terbagi atas 2 kategori yaitu daktail penuh dan daktail parsial. Daktail penuh adalah suatu tingkat daktilitas struktur gedung, dimana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca elastic pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan yang paling besar, yaitu dengan mencapai nilai faktor daktilitas sebesar 5,3. Sedangkan daktail parsial adalah seluruh tingkat daktilitas struktur gedung dengan nilai faktor daktilitas diantara struktur gedung yang elastik penuh sebesar 1,0 dan untuk gedung yang daktail penuh sebesar 5,3.

## 2.19 Isolasi Dasar

Isolasi dasar adalah suatu desain struktur bangunan yang dilakukan dengan memasang jenis isolator tertentu pada dasar bangunan dengan tujuan membatasi respon struktur bangunan saat terjadi gempa dan merupakan teknologi yang digunakan untuk meredam kekuatan seismik, meminimalisir terjadinya kerusakan

bangunan dan jumlah jatuhnya korban jiwa akibat terjadinya gempa bumi. Isolasi dasar diletakkan diantara kolom dan pondasi bangunan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10: Letak isolasi dasar pada struktur bangunan gedung.

Prinsip isolasi dasar adalah membedakan struktur bawah dengan struktur atas agar gaya gempa yang diterima struktur bawah (pondasi) tidak masuk ke struktur atas bangunan. Untuk mencegah terjadinya gaya gempa, struktur bangunan dibuat tidak mengikuti percepatan gempa (Muliadi dkk., 2014).

### 2.19.1 Elemen Dasar Isolasi dasar

Menurut Mayes & Naeim (2000), terdapat tiga elemen dasar pada sistem isolasi dasar, yaitu:

1. Pemasangan yang *flexibel*, sehingga getaran perioda total diperpanjang.
2. *Damper* atau energi peredam, sehingga lendutan relatif antar bangunan dan tanah dapat dikendalikan untuk desain praktis.
3. Alat untuk memberikan kekakuan pada bagian bawah struktur berdasarkan beban angin dan gempa ringan.

Menurut (Teruna dan Singarimbun, 2010), prinsip utama cara kerja isolasi dasar jenis *elastomeric bearing* (HDRB atau LRB) adalah dengan memperpanjang waktu getar alami struktur diluar frekwensi dominan gempa sampai 2.5 atau 3 kali

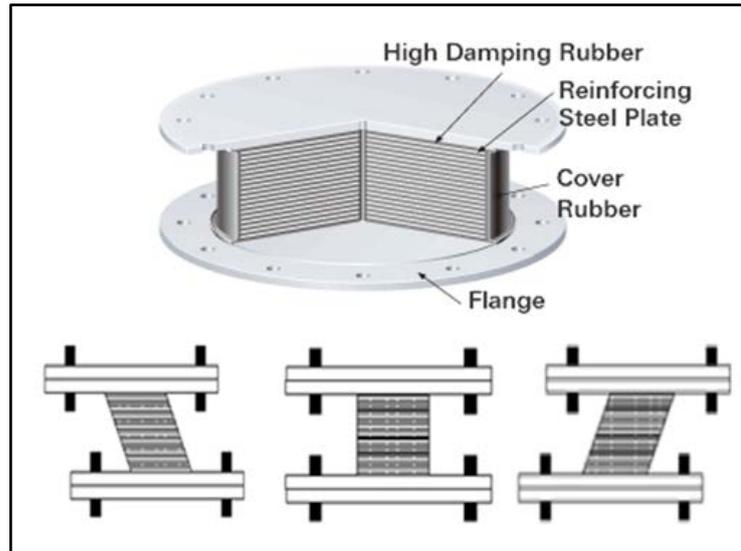
dari waktu getar struktur tanpa isolasi (*fixed base structures*) dan memiliki damping antara 10 s/d 20%. Akibatnya gaya gempa yang disalurkan ke struktur menjadi lebih kecil.

Sedangkan pada *friction pendulum system* (FPS), parameter yang berpengaruh terhadap besarnya reduksi gaya gempa yang bekerja pada struktur adalah koefisien gesekan dan radius kelengkungan dari permukaan cekung bidang gelincir sistem FPS. Disamping itu satu hal yang unik dari sistem ini adalah waktu getar struktur tidak tergantung kepada massa bangunan tetapi tergantung kepada radius kelengkungan dan percepatan gravitasi Bumi.

### **2.19.2 High-Damping Rubber Bearing (HDRB)**

*High-damping rubber bearing* merupakan salah satu jenis dari *Elestomeric Isolasi*. Menurut (Budiono & Setiawan, 2014), *High-damping rubber bearing* merupakan salah satu jenis *laminated rubber bearing* yang terbuat dari campuran senyawa karet dengan nilai rasio redaman yang tinggi. *High-damping rubber bearing* memiliki nilai kekakuan awal yang tinggi sehingga mampu mengakomodasi gaya angin dan gempa ringan tanpa berdeformasi secara signifikan.

Dengan meningkatnya eksitasi gempa maka deformasi lateral akan meningkat dan modulus geser dari rubber akan menurun dan menghasilkan sistem isolasi dasar yang efektif (cukup fleksibel untuk memperpanjang periode struktur). Pada nilai regangan geser 250 hingga 300%, kekakuan horizontal akan meningkat kembali akibat pengaruh *hardening effects*. Pengaruh ini berfungsi sebagai “sekring” untuk membatasi deformasi yang melebihi batas gempa maksimum yang direncanakan. Perangkat HDRB dan mekanisme pergerakannya dapat dilihat pada Gambar 2.11.



Gambar 2.11: Perangkat HDRB dan mekanisme pergerakannya.

### 2.19.3 Prosedur Desain Isolasi dasar HDRB

Dalam mendisain isolasi dasar untuk jenis HDRB. Harus memperhatikan nilai yang terdapat pada material yang akan digunakan, seperti modulus geser dan dimensi yang akan digunakan. Menurut penelitian Farissi dan Budiono (2013), nilai material yang dimaksud terdapat pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16: Nilai dasar material isolasi HDRB (Farissi & Budiono, 2013).

<i>HDRB Material Properties</i>	
Diameter	1100 mm
Ketebalan karet	250 mm
Ketebalan tiap lapis	10 mm
Modulus Geser (G)	0.624 MPa
<i>Poition Ratio</i>	0.49
Berat jenis	1522 kg/m <sup>3</sup>
Berat isolasi dasar	361.747 kg
K <sub>eff</sub> (kekakuan efektif)	2359.10 kN/m
Q <sub>y</sub> (kapasitas gaya leleh)	217.05 kN
K <sub>d</sub> (kekakuan rencana)	1469.74 kN/m
K <sub>u</sub> (kekakuan ultimit)	14697.42 kN/m

Tabel 2.16: *Lanjutan*

HDRB <i>Material Properties</i>	
D <sub>y</sub> (deformasi leleh)	0.02 m
Q <sub>u</sub> (kapasitas ultimit)	575.74 kN
B (redaman)	24.89%

Salah satu parameter yang paling penting dalam mendisain isolasi HDRB adalah mencari nilai *shape factor* dengan Pers. 2.31.

$$S = \frac{\Phi}{4t} \quad (2.31)$$

dimana:

$S$  = *shape factor*.

$\Phi$  = diameter lingkaran karet.

$t$  = tebal karet per 1 lembar.

Umumnya desain yang bagus memiliki nilai *shape factor* antara 10-20. Selanjutnya mencari nilai kekakuan horizontal dan vertikal menurut Pers. 2.32 dan 2.33.

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \quad (2.32)$$

$$K_V = \frac{E_c A_s}{t_r} \quad (2.33)$$

dimana:

$K_H$  = kekakuan arah horizontal.

$K_V$  = kekakuan arah vertikal.

$G$  = modulus geser material.

$A$  = luasan area bantalan.

$t_r$  = tebal keseluruhan bantalan.

$E_c$  = modulus elastisitas material.

$A_s$  = luasan penyangga besi perletakan bantalan.

Pada Pers. 2.33 terdapat nilai modulus elastisitas ( $E_c$ ) yang didapat dengan menggunakan Pers. 2.34.

$$E_c = 6GS^2 \quad (2.34)$$

Selain mencari kekakuan, *shape factor*, dan modulus elastisitas yang akan digunakan dalam mendesain isolasi HDRB, perlu mencari nilai regangan geser maksimum ( $\gamma$ ) dengan menggunakan Pers. 2.35 seperti di bawah ini:

$$\gamma = \frac{D}{t_r} \quad (2.35)$$

dimana:

$D$  = perpindahan horizontal maksimum.

## **2.20 Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen Sistem Isolasi Menurut SNI 1726:2012**

Menurut SNI 1726:2012 pasal 12.4.1, prosedur gaya lateral ekuivalen sistem isolasi boleh digunakan untuk perencanaan struktur dengan isolasi seismik dengan ketentuan sebagai berikut:

1. Struktur terletak disitus dengan  $S_1$  kurang atau sama dengan 0.60g.
2. Struktur terletak pada kelas situs SA, SB, SC, atau SD.
3. Tinggi struktur diatas pemisah isolasi kurang atau sama dengan 4 lantai, atau 19.8 m dari tinggi struktur,  $h_n$ , diukur dari dasar.
4. Periode efektif struktur dengan isolasi pada perpindahan maksimum,  $T_M$ , kurang atau sama dengan 3.0 detik.
5. Periode efektif struktur dengan isolasi dengan perpindahan rencana,  $T_D$ , lebih besar 3 kali periode elastik struktur terjepit dari struktur diatas sistem isolasi.
6. Konfigurasi struktur diatas sistem isolasi adalah beraturan.
7. Sistem isolasi harus memenuhi semua kriteria berikut:
  - a. Kekakuan efektif sistem isolasi pada perpindahan rencana lebih besar dari 1/3 kekakuan efektif pada saat 20% perpindahan rencana.
  - b. Sistem isolasi mampu menghasilkan suatu gaya pemulih.
  - c. Sistem isolasi tidak membatasi perpindahan gempa maksimum yang dipertimbangkan lebih kecil dari perpindahan maksimum total.

### 2.20.1 Perpindahan Rencana

Menurut SNI 1726:2012 pasal 12.5.3.1 sistem isolasi harus direncanakan dan dibangun untuk menahan perpindahan gempa lateral minimum ( $D_D$ ) yang dicari menggunakan Pers. 2.36.

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D} \quad (2.36)$$

dimana:

$g$  = percepatan gravitasi.

$S_{D1}$  = parameter percepatan spektral rencana dengan dengan redaman 5% pada periode 1 detik.

$T_D$  = periode efektif struktur dengan isolasi seismik pada perpindahan rencana dalam arah yang ditinjau.

$B_D$  = koefisien numerik terkait dengan redaman efektif sistem isolasi pada perpindahan rencana.

Koefisien redaman ( $B_D$ ) yang termasuk pada Pers. 2.32 dapat dilihat pada Tabel 2.17.

Tabel 2.17: Koefisien redaman,  $B_D$  atau  $B_M$  (SNI 1726:2012)

Redaman Efektif, $\beta_D$ atau $\beta_M$	Faktor $B_D$ atau $B_M$
$\leq 2$	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
$\geq 50$	2.0

### 2.20.2 Periode Efektif Pada Saat Perpindahan Rencana

Menurut SNI 1726:2012 pasal 12.5.3.2, periode efektif struktur yang di isolasi pada perpindahan rencana ( $T_D$ ) di hitung dengan menggunakan Pers. 2.37.

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Dmin}g}} \rightarrow K_{Dmin} = \frac{Wg}{\left(\frac{T_D}{2\pi}\right)^2} \quad (2.37)$$

dimana:

$W$  = berat seismik efektif struktur diatas pemisah isolasi.

$K_{Dmin}$  = kekakuan efektif minimum sistem isolasi.

$g$  = percepatan grafitasi.

### 2.20.3 Perpindahan Maksimum

Menurut SNI 1726:2012 pasal 12.5.3.3, perpindahan maksimum sistem isolasi ( $D_M$ ) arah yang paling menentukan dari respons horizontal sesuai Pers. 2.38 seperti di bawah ini:

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4\pi^2 B_M} \quad (2.38)$$

dimana:

$g$  = percepatan gravitasi.

$S_{M1}$  = parameter percepatan spektral gempa maksimum yang dipertimbangkan dengan redaman 5% pada perioda 1 detik.

$T_M$  = perioda efektif struktur dengan isolasi seismik pada perpindahan maksimum dalam arah yang ditinjau.

$B_M$  = koefisien numerik terkait dengan redaman efektif sistem isolasi pada perpindahan maksimum.

### 2.20.4 Periode Efektif Pada Saat Perpindahan Maksimum

Menurut SNI 1726:2012 pasal 12.5.3.4, periode efektif struktur yang di isolasi pada perpindahan rencana ( $T_D$ ) di hitung dengan menggunakan Pers. 2.39.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Mmin}g}} \rightarrow K_{Mmin} = \frac{Wg}{\left(\frac{T_M}{2\pi}\right)^2} \quad (2.39)$$

dimana:

$W$  = berat seismik efektif struktur diatas pemisah isolasi.

$K_{Mmin}$  = kekakuan efektif minimum sistem isolasi, pada saat perpindahan maksimum.

$g$  = percepatan gravitasi.

### 2.20.5 Perpindahan Total

Menurut SNI 1726:2012 pasal 12.5.3.5, bahwa perpindahan rencana total ( $D_{TD}$ ) dan total perpindahan maksimum ( $D_{TM}$ ) dari elemen sistem isolasi dengan distribusi spasial kekakuan lateral yang seragam tidak boleh diambil kurang dari nilai yang ditentukan oleh Pers. 2.40 dan 2.41.

$$D_{TD} = D_D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2+d^2} \right) \quad (2.40)$$

$$D_{TM} = D_M \left( 1 + y \frac{12e}{b^2+d^2} \right) \quad (2.41)$$

dimana:

$D_D$  = perpindahan rencana di titik pusat kekakuan sistem isolasi di arah yang ditinjau.

$D_M$  = perpindahan maksimum di titik pusat kekakuan sistem isolasi di arah yang ditinjau.

$y$  = jarak antara titik pusat kekakuan sistem isolasi dan elemen yang diinginkan dihitung tegak lurus dengan arah yang ditinjau.

$e$  = eksentrisitas sesungguhnya diukur dari denah antara titik pusat massa stuktur di atas batas pemisah isolasi dan titik pusat kekakuan sistem isolasi, ditambah dengan eksentrisitas tak terduga, diambil sebesar 5% dari ukuran maksimum bangunan tegak lurus untuk arah gaya yang ditinjau.

$b$  = ukuran denah struktur tependek diukur tegak lurus terhadap  $d$ .

$d$  = ukuran terpanjang denah struktur.

### 2.20.6 Kekakuan Efektif Maksimum

Menurut Mayes dan Naeim (2000) pasal 14.7.9, nilai kekakuan efektif maksimum ( $K_{Dmax}$ ) dan kekakuan efektif maksimum pada saat perpindahan maksimum ( $K_{Mmax}$ ) diambil dari nilai  $K_{Dmin}$  dan  $K_{Mmin}$  ditambahkan 10% dari nilai tersebut.

### 2.20.7 Gaya Lateral Minimum

Menurut SNI 1726:2012 pasal 12.5.4 terdapat dua gempa gaya lateral minimum yang bekerja pada struktur isolasi, yaitu gaya lateral minimum yang berada di bawah sistem isolasi ( $V_b$ ) dan gaya lateral minimum diatas sistem isolasi ( $V_s$ ). Kedua gaya lateral minimum tersebut dapat menggunakan Pers. 2.42 dan 2.43.

$$V_b = K_{Dmax} D_D \quad (2.42)$$

$$V_s = \frac{V_b}{R_I} \quad (2.43)$$

dimana:

$K_{Dmax}$  = kekakuan efektif maksimum.

$D_D$  = perpindahan rencana.

$R_I$  = koefisien numerik yang berhubungan dengan sistem gaya penahan.

Faktor  $R_I$  harus bernilai  $3/8$  dari nilai  $R$  dengan nilai maksimum tidak lebih besar dari 2 dan nilai minimum tidak lebih kecil dari 1.

### 2.20.8 Distribusi Gaya Vertikal

Menurut SNI 1726:2012 pasal 12.5.5, gaya geser  $V_s$  harus di distribusikan ke seluruh tinggi struktur diatas batas pemisah isolasi sesuai Pers. 2.44.

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (2.44)$$

dimana:

$V_s$  = gaya geser lateral gempa sesuai Pers 2.37.

$w_x$  = bagian dari  $W$  yang ditempatkan di tingkat  $x$ .

$h_x$  = tinggi tingkat  $x$  dari dasar.

$F_x$  = bagian  $V$  yang bekerja di tingkat  $x$ .

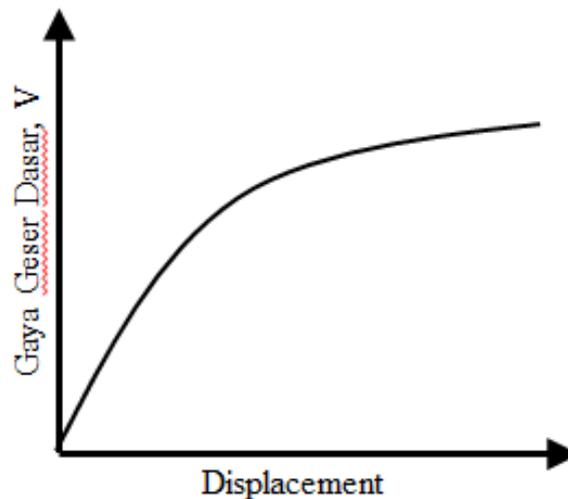
### 2.20.9 Batas Simpangan Antar Lantai Pada Struktur Isolasi Dasar

Menurut SNI 1726:2012 pasal 12.5.6, bahwa simpangan antar lantai struktur diatas sistem isolasi tidak boleh melebihi  $0.015 h_{sx}$ .

## 2.21 Analisis Beban Dorong (*Pushover*)

Analisis beban dorong statik (*static Pushover Analysis*) merupakan analisis perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menampak pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk elastoplastis yang besar sampai ambang posisi keruntuhan.

Analisis *Pushover* menghasilkan kurva *Pushover*, kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser ( $V$ ) versus perpindahan titik acuan pada atap ( $D$ ), yang terlihat pada Gambar 2.12.



Gambar 2.12: Kurva *Pushover* dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong.

Tujuan analisis beban dorong adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetilan atau stabilitasnya.

Dalam pengerjaan analisa beban dorong dilakukan terlebih dahulu asumsi sendi plastis (*hinges*) pada *software* analisis struktur, untuk mengetahui bentuk ketidak mampuan elemen struktur (balok dan kolom) menahan gaya dalam.

Perencanaan suatu bangunan harus sesuai dengan konsep desain kolom kuat balok lemah. Apabila terjadi suatu keruntuhan struktur, maka yang runtuh adalah baloknya dahulu. Apabila kolomnya runtuh dahulu, maka struktur langsung hancur.

Menentukan metode yang digunakan untuk prosedur statik non-linier biasanya digunakan Metode Koefisien Perpindahan atau *Displacement Coefficient Method* (DCM) yaitu FEMA 356. Metode FEMA 356 dilakukan dengan memodifikasi respons elastis linier dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  dan  $C_3$  sehingga dapat di hitung target perpindahan ( $\delta_t$ ) seperti Pers 2.45 sebagai berikut:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \left( \frac{T_e}{2. \pi} \right)^2 \cdot g \quad (2.45)$$

Dimana:

$\delta_t$  = target perpindahan

$T_e$  = waktu getar alami efektif

$C_0$  = koefisien faktor bentuk, untuk merubah perpindahan spectral menjadi perpindahan atap, umumnya memakai faktor partisipasi ragam yang pertama atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356.

$C_1$  = faktor modifikasi untuk menghubungkan perpindahan inelastic maksimum dengan perpindahan respons elastik linier. Nilai

$C_1 = 1,0$  untuk  $T_e \geq T_s$  dan

$$C_1 = \frac{[1 + (R-1) \frac{T_s}{T_e}]}{R} \text{ untuk } T_e < T_s$$

$C_2$  = koefisien untuk memperhitungkan efek “pinching” dari hubungan beban deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan Tabel 3-3 dari FEMA 356.

$C_3$  = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek  $P\delta$ . Untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca leleh bernilai positif maka  $C_3 = 1,0$ . Sedangkan untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh negatif,

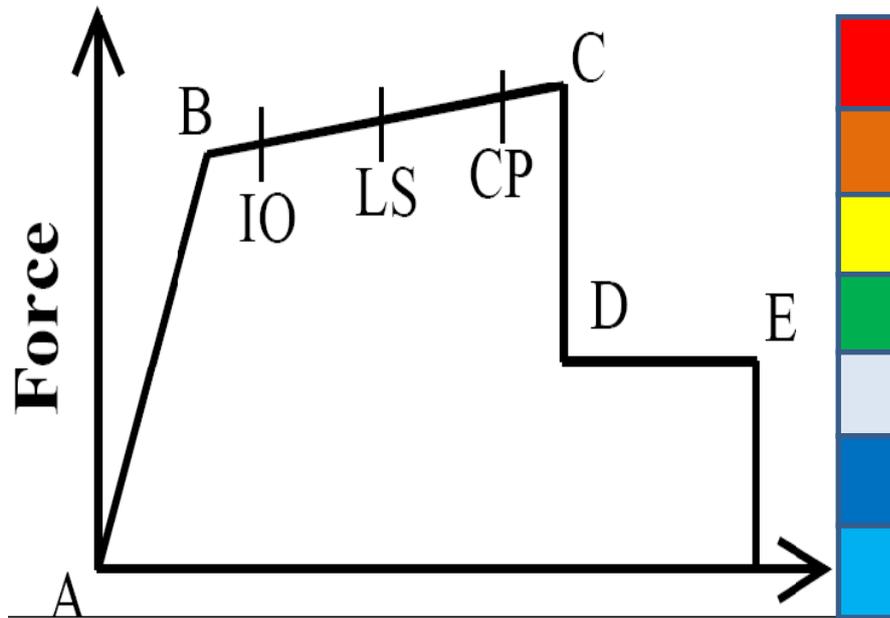
$$C_3 = 1,0 + \frac{|a|(R-1)^{3/2}}{T_e}$$

rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastis efektif.

- $R$  = rasio “kuat elastis perlu” terhadap “koefisien kuat leleh terhitung”.
- $Sa$  = akselerasi respon spektrum yang bekerja sesuai dengan waktu getar alami efektif pada arak yang ditinjau.
- $V_y$  = gaya geser dasar pada saat leleh.
- $W$  = total beban mati dan beban hidup yang dapat direduksi.
- $Cm$  = faktor massa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 dari FEMA 356.
- $g$  = percepatan gravitasi 9,81 m/det<sup>2</sup>.

Melakukan analisis respon struktur gedung saat menerima beban gempa, maka akan memikul *base shear*. *Base shear* tiap lantai merupakan fungsi dari massa (m) dan kekakuan (k) dari tiap lantai tersebut. *Base shear* mengakibatkan tiap lantai bergeser/*displacement* dari kedudukan semula. Saat gaya gempa bekerja, maka gedung akan merespon beban gempa tersebut dengan memberikan gaya-gaya dalam. Apabila gaya-gaya dalam tersebut melebihi kemampuan/kapasitas gedung, maka gedung akan berperilaku in-elastis jika sifat struktur cukup daktail, tetapi langsung hancur apabila kurang daktail.

Sesudah dilakukan analisis maka dapat melihat kemampuan gedung dalam menahan gaya-gaya dalam berdasarkan kurva yang dikeluarkan dalam analisa beban dorong. Kurva tersebut akan membentuk suatu gambaran antara gaya geser yang bekerja (V) versus simpangan yang terjadi berdasarkan tingkatan sendi plastis, yang terlihat pada Gambar 2.13.



Gambar 2.13: Kurva tingkatan sendi plastis.

Dalam kerusakan sendi plastis terdapat tingkat-tingkatannya, penjelasan untuk tingkat-tingkatannya dapat dilihat pada Tabel 2.18 sebagai berikut:

Tabel 2.18: Tingkat kerusakan Struktur.

Keterangan	Simbol	Penjelasan
<b>B</b>	●	Menunjukkan batas linear yang kemudian diikuti terjadinya pelelehan pertama pada struktur
<b>IO</b>	●	Terjadinya kerusakan yang kecil atau tidak berarti pada struktur, kekakuan struktur hampir sama pada saat belum terjadi gempa
<b>LS</b>	●	Terjadinya kerusakan mulai dari kecil hingga tingkat sedang. Kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan
<b>CP</b>	●	Terjadinya kerusakan yang parah pada struktur sehingga kekuatan dan kekakuannya berkurang banyak

Tabel 2.18: *Lanjutan*

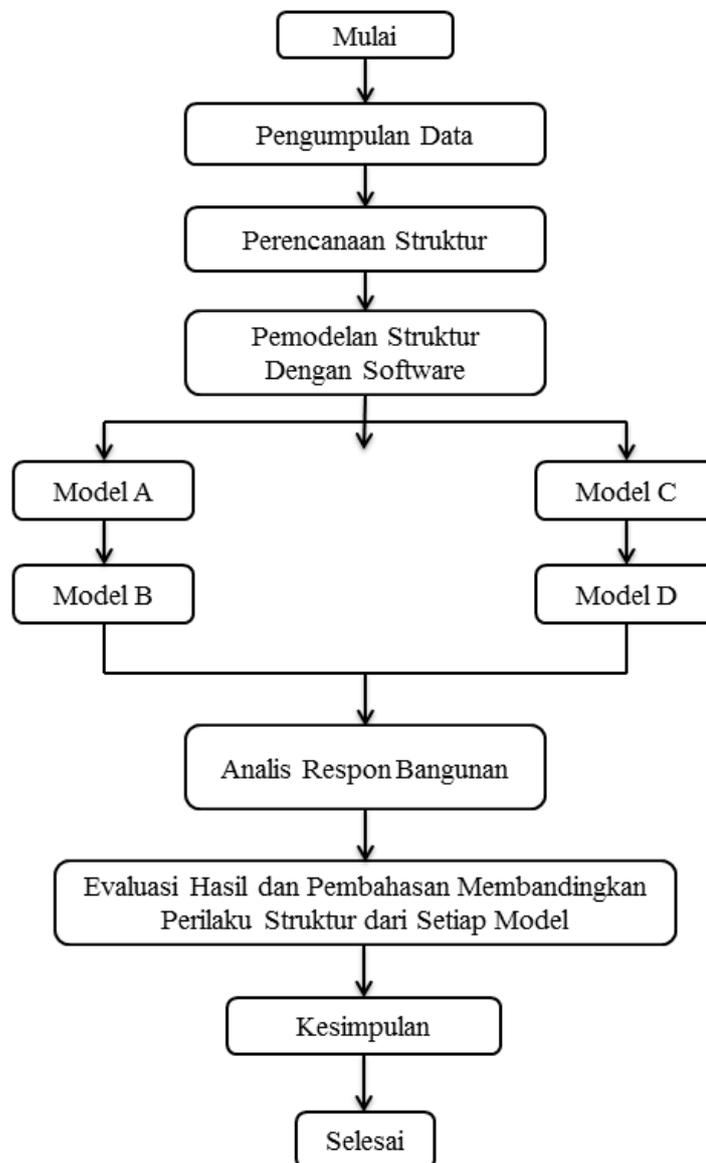
Keterangan	Simbol	Penjelasan
<b>C</b>		Batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung
<b>D</b>		Terjadinya degradasi kekuatan struktur yang besar, sehingga kondisi struktur tidak stabil dan hampir <i>collapse</i>
<b>E</b>		Struktur sudah tidak mampu menahan gaya geser dan hancur

## BAB 3

### METODOLOGI

#### 3.1 Bagan Alir/Flow Chart Penelitian

Langkah-langkah dalam pengerjaan penelitian ini disajikan dalam bentuk bagan alir (*flow chart*) yang mana bagan alir ini sebagai pedoman penelitian yang akan dilakukan dalam penulisan ini. Bagan alir tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir (*flow chart*) penelitian.

### 3.2 Data Penelitian: Data Desain Pada *Software*

Data penelitian yang digunakan adalah data material, data desain balok dan kolom, desain plat, dan pembebanan.

#### 3.2.1 Data Material

a) Beton

- Kuat tekan beton  $f_c = 30$  MPa.
- Modulus elastisitas beton  $= 4700 \sqrt{30} = 25742.96$  MPa.
- Berat jenis  $= 2400$  kg/m<sup>3</sup>.
- Poison Ratio  $= 0.2$ .

b) Tulangan

- Tegangan leleh tulangan utama ( $F_y$ ) BJ40  $= 400$  MPa.
- Tegangan leleh tulangan sengkang ( $F_{ys}$ ) BJ24  $= 240$  MPa.

#### 3.2.2 Desain Balok dan Kolom

Desain balok dan kolom terbagi menjadi 2 bagian:

Desain pertama:

- a) Dimensi balok induk  $= 0,30 \times 0,40$  m, panjang balok  $= 6$  m.
- b) Dimensi kolom lantai 1  $= 0,50 \times 0,50$  m, panjang kolom  $= 3,5$  m.
- c) Dimensi kolom lantai 2-5  $= 0,50 \times 0,50$  m, panjang kolom  $= 3$  m.

Desain kedua:

- a) Dimensi balok induk  $= 0,45 \times 0,55$  m, panjang balok  $= 6$  m.
- b) Dimensi kolom lantai 1  $= 0,70 \times 0,70$  m, tinggi kolom  $= 3,5$  m.
- c) Dimensi kolom lantai 2-5  $= 0,70 \times 0,70$  m, tinggi kolom  $= 3$  m.

#### 3.2.3 Desain Bresing

Bresing dipasang secara silang dari kolom ke kolom hanya pada lantai 1 gedung dengan profil baja IWF 100, 100, 6 dengan spesifikasi pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1: Spesifikasi profil baja IWF 100, 100, 6 (Gunawan. R).

Section Index	Weight	Depth of Section (A)	Flange Width (B)	Thickness		Corner Radius (r)	Sectional Area	Moment of Inertia		Radius of Gyration		Modulus of Section	
				Web (tw)	Flange (tf)			Jx	Jy	Ix	Iy	Zx	Zy
mm	kg/m	m	m	m	m	m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
100 x 100	17,2	100	100	6	8	10	21,9	383	134	4,18	2,47	76,5	26,7

### 3.2.4 Sistem Penahan Gaya Seismik

Struktur bangunan diasumsikan untuk gedung perkantoran dikota Padang yang memiliki klasifikasi tanah keras (SC) dan memiliki nilai  $S_{DS}$  sebesar 0,932 dan  $S_{D1}$  sebesar 0,52 dan termasuk dalam katagori risiko D, maka sistem penahan gaya seismik menggunakan SRPMK.

### 3.2.5 Desain Plat

- a) Selimut beton (SNI 2847:2013 Pasal 7.7.1)
  - Untuk plat yang tidak berhubungan langsung dengan cuaca = 40 mm.
  - Untuk plat yang berhubungan langsung dengan cuaca = 50 mm.
  - Untuk balok dan kolom = 40 mm.

- b) Tebal plat lantai

Plat yang digunakan diperhitungkan berdasarkan tebal minimum plat dengan Pers. 3.1 sebagai berikut:

$$h = \ln x \frac{0.8 + \frac{fy}{1400}}{36+9x\beta} \quad (3.1)$$

$$h = 500 x \frac{0.8 + \frac{400}{1400}}{36+9x\beta}$$

$$h = 11.85 \text{ cm}$$

Tebal plat minimum 11,85 cm, maka tebal plat lantai yang dipakai pada setiap lantai diasumsikan 12 cm. Untuk plat atap diasumsikan tebal 12 cm.

### 3.2.6 Pembebanan

Berat sendiri struktur gedung sudah dihitung dengan menggunakan aplikasi SAP2000 berdasarkan input data dimensi bangunan dan karakteristik material yang direncanakan. Sedangkan untuk data beban hidup diperoleh data berdasarkan SNI 1727:2013 seperti pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Beban hidup pada lantai gedung berdasarkan SNI 1727:2013.

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata (kg/m <sup>2</sup> )
Gedung perkantoran	
Ruang arsip dan computer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian	
Lobi dan koridor lantai pertama	479
kantor	240
koridor diatas lantai pertama	383
Tangga dan jalan keluar	479
Atap datar	96

Nilai reduksi beban hidup menurut SNI 1727:2013 pasal 4.7.2 dengan menggunakan Pers 3.1.

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LLAT}}} \right) \quad (3.2)$$

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4 \times 225}} \right)$$

$$L = 0.4 L_o$$

Beban mati tambahan berdasarkan PPPURG 1987 Pasal 2.1.1 diperoleh data seperti pada Tabel 3.3.

Table 3.3: Beban Mati tambahan pada lantai gedung berdasarkan PPPURG 1987

Jenis Material	Berat Jenis Material
Keramik	24 kg/m <sup>2</sup>
Plafond dan penggantung	18 kg/m <sup>2</sup>
<i>Water proofing</i>	5 kg/m <sup>2</sup>
Spesi/adukan, per cm tebal dari semen	21 kg/m <sup>2</sup>
Dinding pasangan bata merah (1/2 batu)	250 kg/m <sup>2</sup>

Beban-belan gravitasi tersebut dapat dirangkum untuk masing-masing lantai sebagai berikut:

a) Untuk lantai 1-4:

Beban mati tambahan

- Plat lantai = 288 kg/m<sup>2</sup>
- Keramik = 24 kg/m<sup>2</sup>
- Plafond dan penggantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
- Total beban mati tambahan = 330 kg/m<sup>2</sup>

b) Untuk lantai atap:

Beban mati tambahan

- Plat lantai = 288 kg/m<sup>2</sup>
- Plafond dan penggantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
- *Water proofing* = 5 kg/m<sup>2</sup>
- Total beban mati tambahan = 311 kg/m<sup>2</sup>

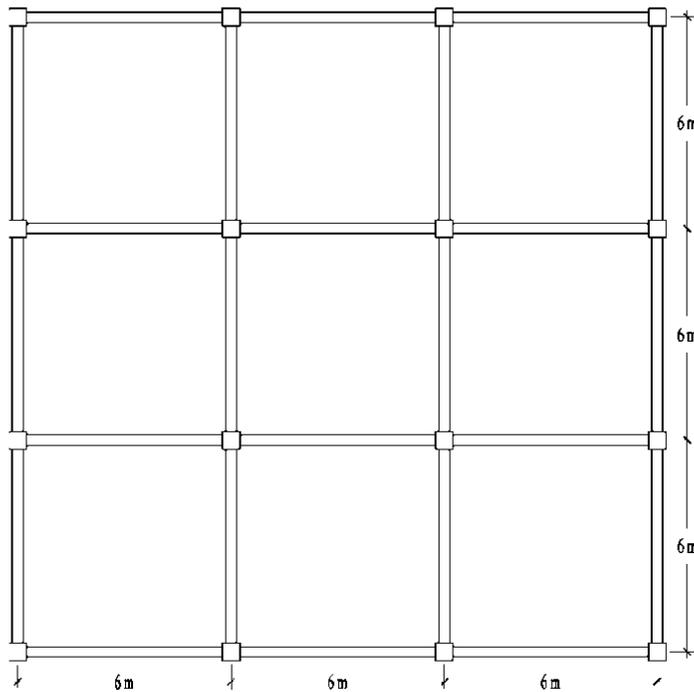
### 3.3 Deskripsi Model Struktur

Dalam tugas akhir ini struktur dimodelkan dua dimensi sebagai portal terbuka dengan menggunakan *software* analisis struktur. Dimensi dari model struktur yang dibuat adalah 18 m x 18 m, dengan arah x bangunan memiliki 3 segmen dengan masing-masing bentang sepanjang 6 meter dan sumbu bangunan memiliki 3 segmen dengan masing-masing bentang memiliki panjang 6 meter sedangkan tinggi antar lantai untuk lantai 1 sebesar 3,5 meter dan untuk lantai 2-5 sebesar 3 meter dan jumlah lantai 5 lantai.

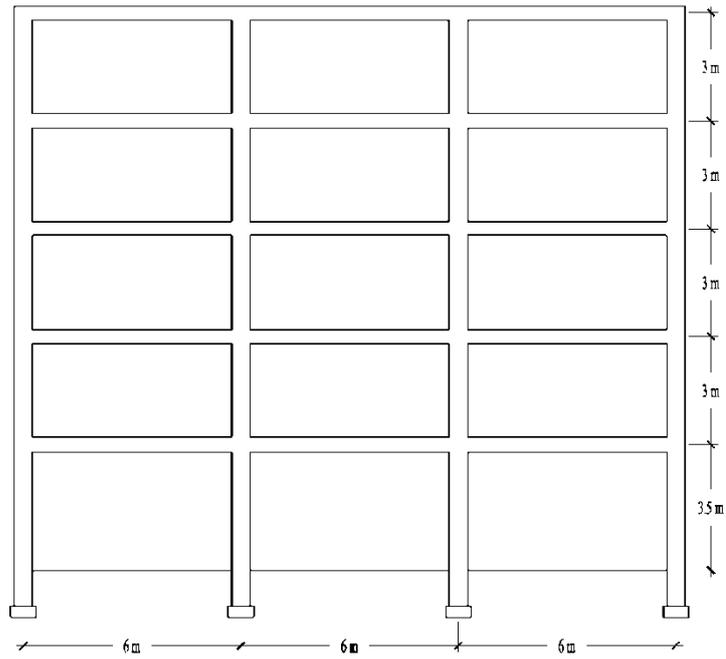
Konstruksi bangunan yang akan dirancang merupakan bangunan gedung beton bertulang SRPMK. Pemodelan struktur terdiri dari 4 model, yaitu:

1. Model A = Gedung 5 lantai dengan perletakan jepit.
2. Model B = Gedung 5 lantai dengan isolasi dasar.
3. Model C = Gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing.
4. Model D = Gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing.

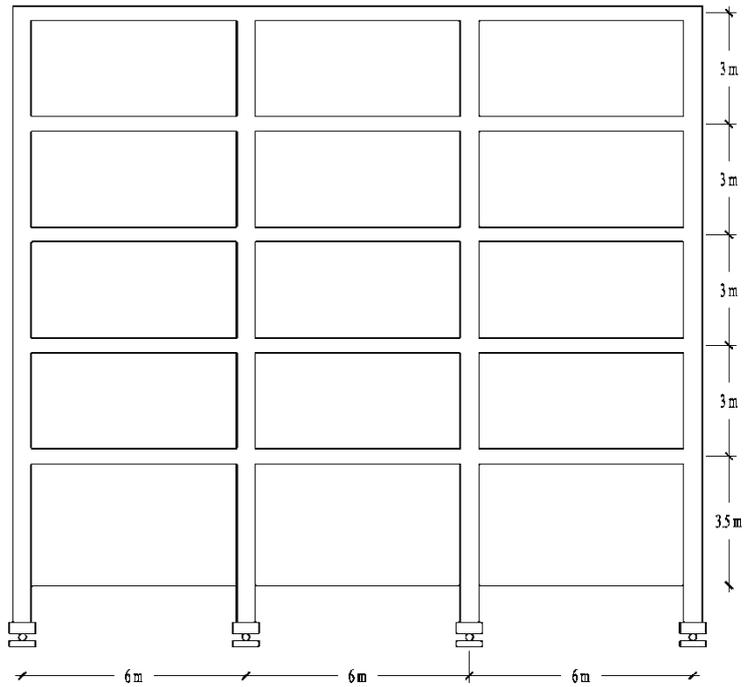
Bangunan gedung terletak di wilayah Padang. Fungsi gedung adalah untuk perkantoran dan bangunan terletak diatas tanah keras. Gambar denah dan tampak bisa dilihat pada Gambar 3.2 sampai Gambar 3.6.



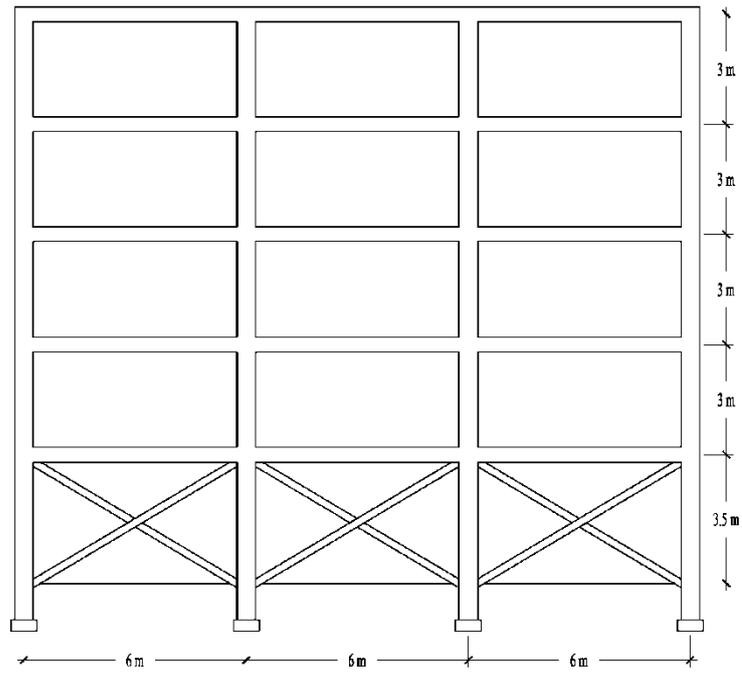
Gambar 3.2: Denah struktur tampak atas.



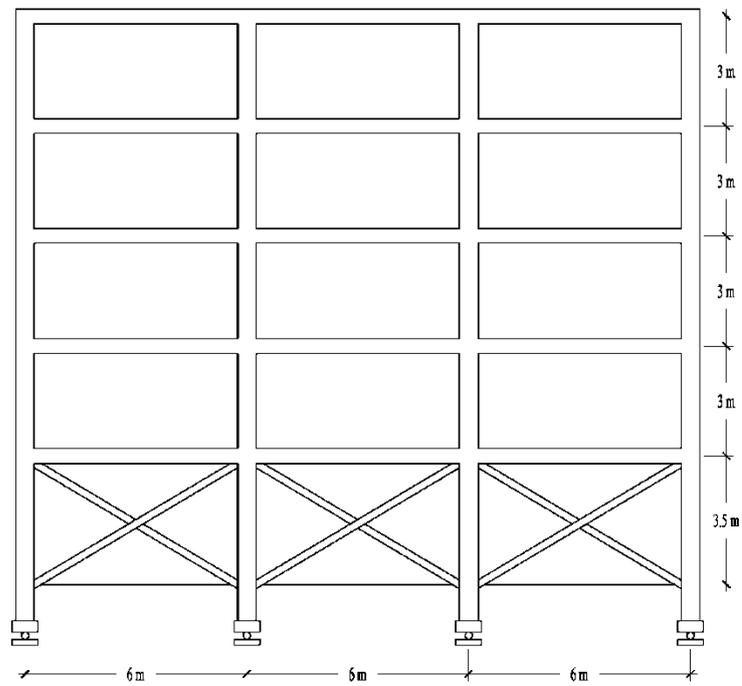
Gambar 3.3: Tampak Rencana Gedung Model A



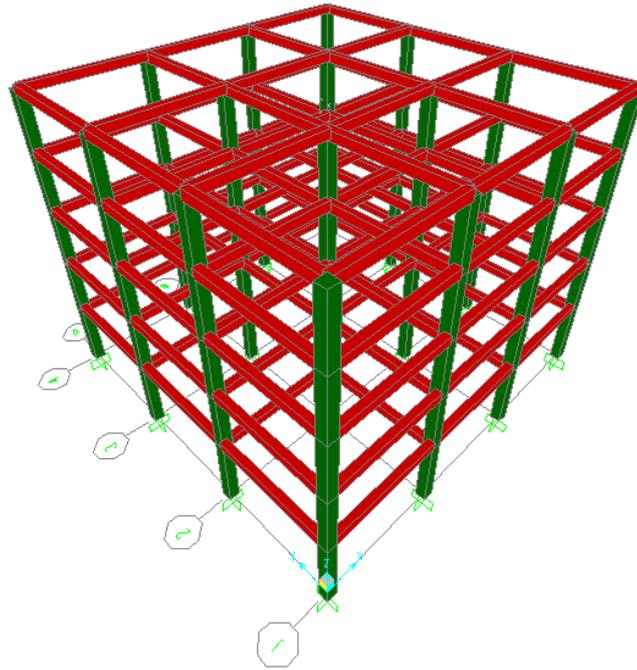
Gambar 3.4: Tampak Rencana Gedung Model B



Gambar 3.5: Tampak Rencana Gedung Model C



Gambar 3.6: Tampak Rencana Gedung Model D



Gambar 3.7: Model 3D struktur bangunan dengan menggunakan *software* analisa struktur.

### 3.4 Metode Respon Spektrum Berdasarkan SNI 1726:2012

Berdasarkan SNI 1726:2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, terlebih dahulu harus ditentukan kategori resiko bangunan yang akan direncanakan yaitu bangunan yang digunakan sebagai gedung perkantoran, dengan kategori resiko II dan faktor keutamaan gempa adalah 1,0. Bangunan direncanakan berada dikota Padang.

Penentuan kategori desain seismik dapat ditentukan dengan terlebih dahulu menentukan nilai spektral percepatan ( $S_s$ ) dan spektral percepatan ( $S_1$ ) untuk kota Padang yang dapat dilihat pada Peta Zonasi Gempa tahun 2012 yang dikeluarkan oleh Kementerian Pekerjaan Umum dibawah ini.

Berdasarkan Peta Zonasi Gempa 2012 dan menurut Puskim, maka:

- $PGA = 0.515 \text{ g}$
- $S_s = 1.398 \text{ g}$
- $S_1 = 0.6 \text{ g}$

Untuk kategori resiko bangunan adalah II dan faktor keutamaan gempa  $I_e$  adalah 1,0. Karena tidak dilakukannya penyelidikan geoteknik, maka diasumsikan klasifikasi situs berada di SC (tanah keras). Langkah-langkah yang dilakukan dalam membuat spektrum respon gempa rencana sebagai berikut:

- 1) Penentuan faktor amplikasi terkait spektra percepatan untuk periode pendek ( $F_a$ ) dan periode 1,0 detik ( $F_v$ ), dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Interpolasi koefisien situs,  $F_a$  dan  $F_v$  (SNI 1726:2012).

Koefisien situs $F_a$ dan $F_v$ , untuk kota Padang		
Kelas situs	$F_a$ ( $S_s = 1.398$ )	$F_v$ ( $S_1 = 0,6$ )
SC – tanah keras	1.00	1.30

- 2) Penentuan nilai spektra percepatan untuk periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1,0 detik ( $S_{M1}$ )

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

$$S_{MS} = 1,00 \times 1,398 = 1,398$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

$$S_{M1} = 1,30 \times 0,6 = 0,780$$

- 3) Penentuan respon spektra percepatan desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1,0 detik ( $S_{D1}$ )

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS}$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1}$$

Perhitungan untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1,0 detik ( $S_{D1}$ ) dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  untuk kota Padang.

Nilai $S_{DS}$ , dan $S_{D1}$ untuk kota Padang		
Kelas situs	$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS}$	$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1}$
SC – tanah keras	$2/3 \times 1.398 = 0.932$	$2/3 \times 0.780 = 0.520$

Tabel 3.6: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 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 3.7: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 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

Berdasarkan Tabel 3.6 dan 3.7 diatas untuk penentuan kategori desain seismik untuk kota Padang adalah kategori desain seismik D.

- 4) Penentuan nilai  $T_0$  dan  $T_s$ , hasil perhitungan dapat dilihat dalam Tabel 3.8.

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

$$T_s = \frac{0,520}{0,932} = 0,558$$

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

$$T_0 = 0,2 \times 0,558 = 0,112$$

- 5) Penentuan nilai  $S_a$

- Untuk periode lebih kecil dari  $T_0$ , respon spektrum percepatan desain ( $S_a$ ) diperoleh dari persamaan berikut:

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.3)$$

- Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respon percepatan desain ( $S_a$ ) sama dengan  $S_{DS}$

- Untuk periode yang lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respon percepatan desain ( $S_a$ ) diperoleh dari persamaan berikut:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.4)$$

Nilai yang dimasukkan ke *SAP2000 v.15* untuk *Define Response Spektrum Function* adalah nilai yang ada pada tabel di bawah ini dengan cara *copy* data dan *paste* ke dalam *Notepad*, karena dalam *software* tidak bisa menerima data dalam format *Ms-Excel*.

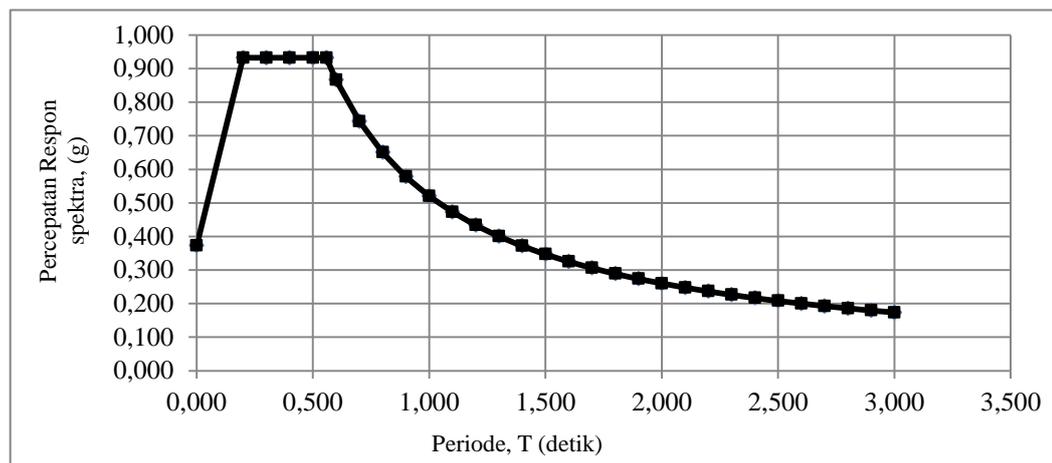
Tabel 3.8: Data spektrum respon berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Padang untuk tanah keras.

Data yang Diperoleh	
T (detik)	Koefisien Gempa C
0.000	0.373
$T_0 = 0.112$	0.932
0.200	0.932
0.300	0.932
0.400	0.932
0.500	0.932
$T_s = 0.558$	0.932
0.600	0.867
0.700	0.743
0.800	0.650
0.900	0.578
1.000	0.520
1.100	0.473
1.200	0.433
1.300	0.400
1.400	0.371
1.500	0.347
1.600	0.325
1.700	0.305
1.800	0.289
1.900	0.274
2.000	0.260
2.100	0.248
2.200	0.236

Tabel 3.8: *Lanjutan*

T (detik)	Koefisien Gempa C
2.300	0.226
2.400	0.217
2.500	0.208
2.600	0.200
2.700	0.193
2.800	0.186
2.900	0.179
3.000	0.173

Dari hasil perhitungan pada Tabel 3.8 diperoleh grafik spektrum respon gempa rencana yang dapat dilihat dalam Gambar 3.8 dibawah ini.



Gambar 3.8: Grafik spektrum respon gempa rencana.

Nilai spektrum respon tersebut dikalikan dengan faktor skala yang besarnya ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor skala} &= \frac{I}{R} \times g && (3.5) \\
 &= 1/8 \times 9.81 \text{ m/s}^2 \\
 &= 1.226
 \end{aligned}$$

### 3.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang akan diinput kedalam *software* menurut SNI 1727:2013 bisa dilihat pada Tabel 3.9.

Tabel 3.9: Tabel kombinasi pembebanan untuk  $\rho = 1,3$  dan  $S_{DS} = 0,932$ .

KOMBINASI PEMBEBANAN								
Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1.4	DL						
Kombinasi 2	1.2	DL	1.6	LL				
Kombinasi 3	1.44	DL	1	LL	0.39	EX	0	EY
Kombinasi 4	0.96	DL	1	LL	-0.39	EX	0	EY
Kombinasi 5	1.07	DL	1	LL	0.39	EX	0	EY
Kombinasi 6	1.33	DL	1	LL	-0.39	EX	0	EY
Kombinasi 7	1.44	DL	1	LL	1,3	EX	0	EY
Kombinasi 8	0.96	DL	1	LL	-1,3	EX	0	EY
Kombinasi 9	1.33	DL	1	LL	1,3	EX	0	EY
Kombinasi 10	1.07	DL	1	LL	-1,3	EX	0	EY
Kombinasi 11	1.14	DL			0.39	EX	0	EY
Kombinasi 12	0.66	DL			-0.39	EX	0	EY
Kombinasi 13	0.77	DL			0.39	EX	0	EY
Kombinasi 14	1.03	DL			-0.39	EX	0	EY
Kombinasi 15	1.14	DL			1,3	EX	0	EY
Kombinasi 16	0.66	DL			-1,3	EX	0	EY
Kombinasi 17	1.03	DL			1,3	EX	0	EY
Kombinasi 18	0.77	DL			-1,3	EX	0	EY

SNI 1726:2012 pasal 7.3.4.2 menyebutkan bahwa untuk kategori desain seismic D,E atau F nilai  $\rho$  dapat diambil = 1 bila masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar pada arah yang ditinjau memenuhi persyaratan, selain dari persyaratan tersebut nilai  $\rho$  harus diambil = 1,3. Dalam penulisan ini menggunakan  $\rho = 1,3$  karena memenuhi syarat berdasarkan pengecekan  $35\% \text{ Base shear} < \text{story shear}$ .

### 3.6 Desain Isolasi Dasar

Isolasi dasar yang digunakan adalah jenis HDRB (*High-Dumping Rubber Bearing*). Sesuai sub bab 2.17.3, nilai material yang dimaksud terdapat pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10: Nilai dasar material isolasi HDRB (Farissi dan Budiono, 2013).

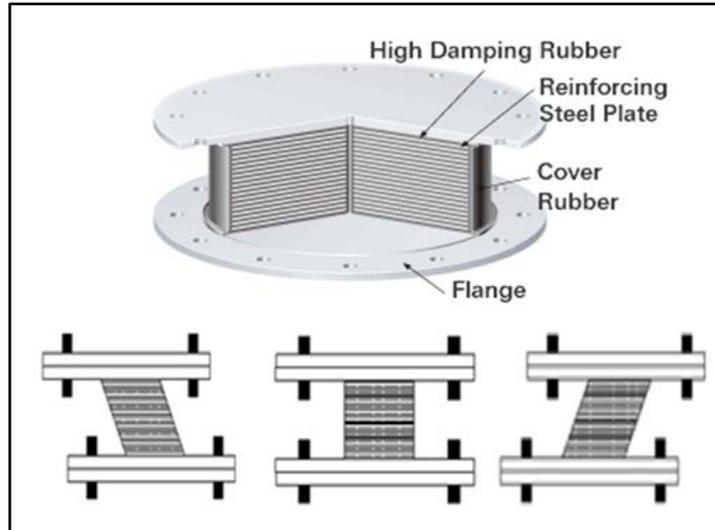
HDRB Material Properties	
Diameter	1100 mm
Ketebalan karet	250 mm
Ketebalan tiap lapis	10 mm
Modulus Geser (G)	0.624 Mpa
<i>Poition Ratio</i>	0.49
Berat jenis	1522 kg/m <sup>3</sup>
Berat isolasi dasar	361.747 kg
$K_{eff}$ (kekakuan efektif)	2359.10 kN/m
$Q_y$ (kapasitas gaya leleh)	217.05 Kn
$K_d$ (kekakuan rencana)	1469.74 kN/m
$K_u$ (kekakuan ultimit)	14697.42 kN/m
$D_y$ (deformasi leleh)	0.02 m
$Q_u$ (kapasitas ultimit)	575.74 Kn
B (redaman)	24.89%

Sesuai sub bab 2.17.3, nilai-nilai parameter yang diambil dalam mendesain isolasi dasar terdapat pada Tabel 3.11.

Tabel 3.11: Nilai-nilai parameter desain isolasi dasar HDRB.

Isolasi dasar tanpa dinding bata dan dengan dinding bata		
Variabel yang dicari	Persamaan	Hasil
<i>Shape factor</i> (S)	Pers. 2.31	27.5
Kekakuan horizontal ( $K_H$ )	Pers. 2.32	2372.98 N/mm
Kekakuan vertical ( $K_V$ )	Pers. 2.33	4077216 N/mm
Modulus elastisitas ( $E_C$ )	Pers. 2.34	2831 Mpa
Regangan geser maksimum ( $\gamma$ )	Pers. 2.35	0.9277

Pemodelan desain isolasi dasar HDRB pada *software* dapat dilihat pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9: Pemodelan desain isolasi dasar yang akan diinput pada *software*.

### 3.7 Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen Sistem Isolasi Menurut SNI 1726:2012.

Sesuai sub bab 2.18, nilai-nilai yang diperoleh dapat dilihat pada Tabel 3.12 dan 3.13.

Tabel 3.12: Nilai-nilai prosedur dalam mencari gaya lateral ekuivalen.

Isolasi dasar gedung Model B dan Model D		
Variabel yang dicari	Persamaan	Hasil
Kekakuan efektif minimum ( $K_{Dmin}$ )	Pers. 2.37	57803,694 kg/m
Kekakuan efektif minimum saat perpindahan maksimum ( $K_{Mmin}$ )	Pers. 2.39	40141,454 kg/m
Kekakuan efektif maksimum ( $K_{Dmax}$ )	Sub bab 2.20.6	63584,064 kg/m
Kekakuan efektif maksimum saat perpindahan maksimum ( $K_{Mmax}$ )	Sub bab 2.20.6	44155,600 kg/m
Perpindahan rencana total ( $D_{TD}$ )	Pers. 2.40	0.245648 m
Total perpindahan maksimum ( $D_{TM}$ )	Pers. 2.41	0.278778 m
Gaya lateral minimum yang berada dibawah system isolasi ( $V_b$ )	Pers. 2.42	12844,847 kg

Tabel 3.12: *Lanjutan*

Variabel yang dicari	Persamaan	Hasil
Gaya lateral minimum diatas sistemisolasi ( $V_s$ )	Pers. 2.43	6422,42 kg

Tabel 3.13: Nilai-nilai prosedur dalam mencari gaya lateral ekivalen gedung Model B dan Model D setelah direvisi

Isolasi dasar gedung Model B dan Model D setelah direvisi		
Variabel yang dicari	Persamaan	Hasil
Kekakuan efektif minimum ( $K_{Dmin}$ )	Pers. 2.37	89516,252 kg/m
Kekakuan efektif minimum saat perpindahan maksimum ( $K_{Mmin}$ )	Pers. 2.39	62164,064 kg/m
Kekakuan efektif maksimum ( $K_{Dmax}$ )	Sub bab 2.20.6	98467,877 kg/m
Kekakuan efektif maksimum saat perpindahan maksimum ( $K_{Mmax}$ )	Sub bab 2.20.6	68380,470 kg/m
Perpindahan rencana total ( $D_{TD}$ )	Pers. 2.40	0.245648 m
Total perpindahan maksimum ( $D_{TM}$ )	Pers. 2.41	0.278778 m
Gaya lateral minimum yang berada dibawah sistem isolasi ( $V_b$ )	Pers. 2.42	19891,85 kg
Gaya lateral minimum diatas sistem isolasi ( $V_s$ )	Pers. 2.43	9945,9265 kg

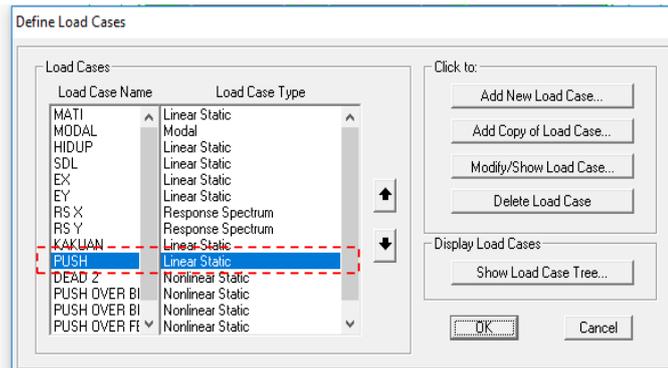
### 3.8 Analisis Non-linear Beban Dorong

Menurut SNI Gempa 1726:2002 analisis beban dorong statik (*static Pushover Analysis*) merupakan analisis perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa 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 pelelehan disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk *elastoplastis* yang besar sampai ambang posisi keruntuhan.

Adapun tahapan analisis beban dorong (*pushover*) dengan menggunakan *software* analisis struktur sebagai berikut, dapat dilihat dalam Gambar 3.10.

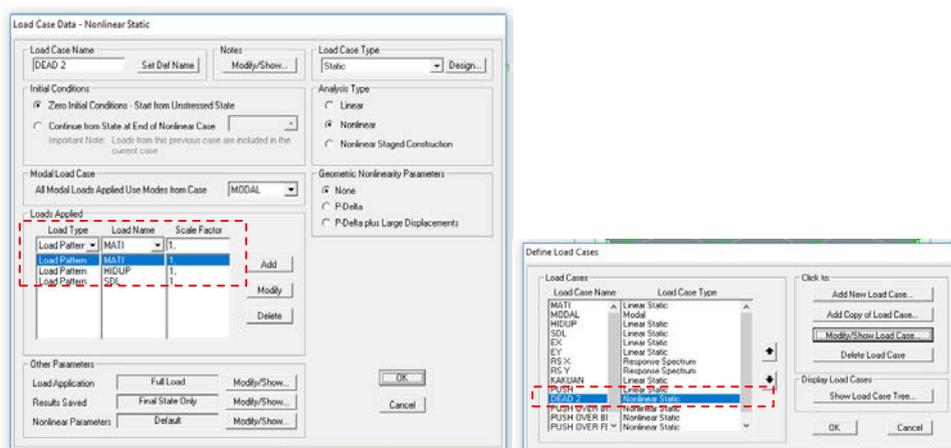
1. Menentukan identitas analisis *static PUSH*.



Gambar 3.10: Penentuan identitas analisis *static PUSH*.

2. Memasukan data gravitasi.

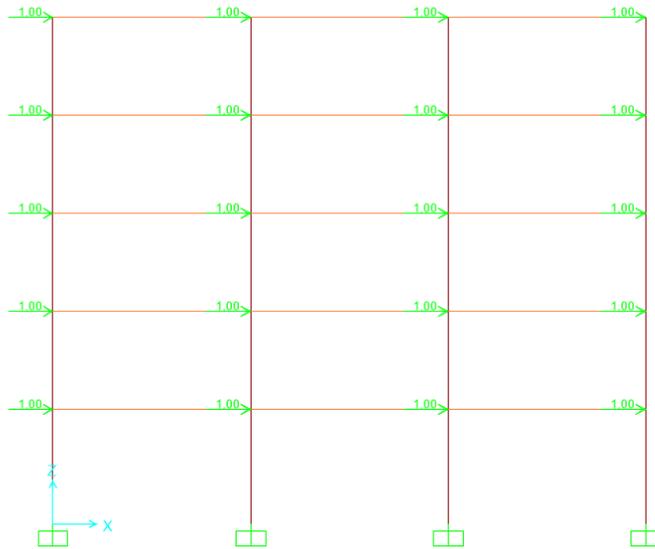
- Input Pembebanan, dapat dilihat pada Gambar 3.11.
  - Mati = faktor pengali = 1
  - SDL (*Super dead load*) = faktor pengali = 1
  - Hidup = faktor pengali = 1



Gambar 3.11: Properti data gravitasi.

3. Distribusi beban dorong *PUSH* pada struktur gedung.

- Distribusi beban dorong *PUSH* yang di input pada *soft ware* adalah 1kN, dapat dilihat pada Gambar 3.12.

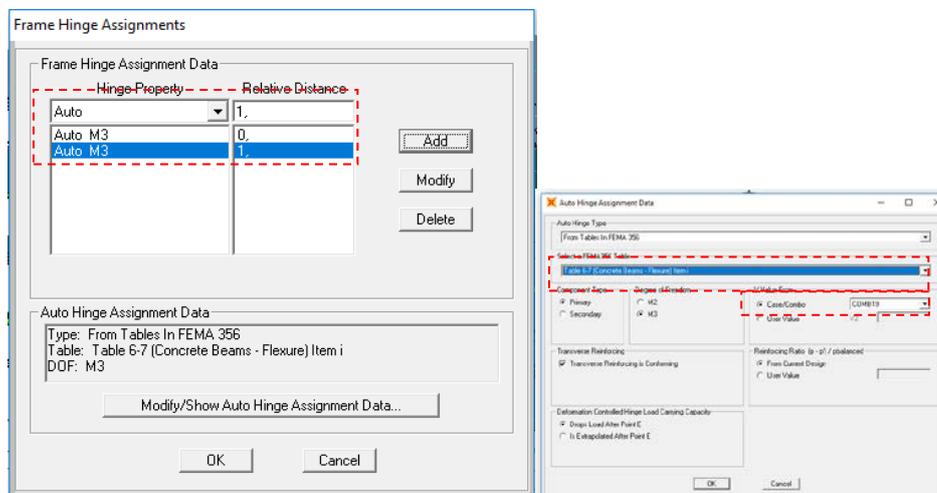


Gambar 3.12: Distribusi beban dorong *PUSH*.

4. Menentukan properti sendi.

- Properti sendi pada balok

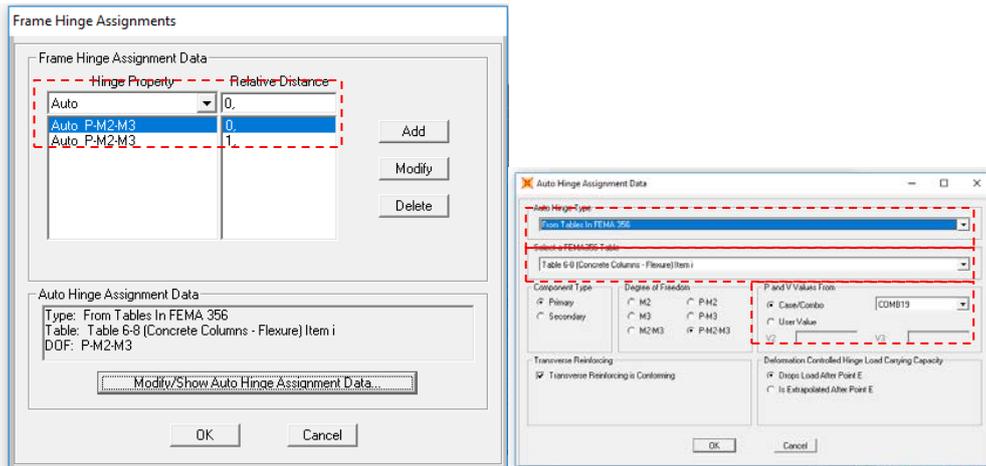
Balok menggunakan Auto M3 balok efektif menahan momen pada sumbu-3, angka 0 dan 1 merupakan identitas dua titik nodal balok, *case/combo* di pilih *COMB 19*, karena *COMB 19* merupakan penggabungan dari semua kombinasi menurut SNI 1726:2012, dapat dilihat pada Gambar 3.13.



Gambar 3.13: Properti sendi pada balok.

- Properti sendi pada kolom

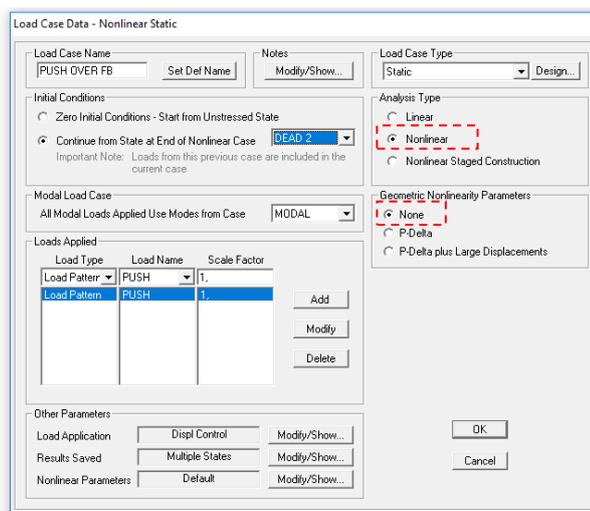
Kolom menggunakan kolom menggunakan Auto P-M2-M3 (hubungan aksial dengan momen), angka 0 dan 1 merupakan identitas dua titik nodal balok, *case/combo* di pilih *COMB 19*, karena *COMB 19* merupakan penggabungan dari semua kombinasi menurut SNI 1726:2013, dapat dilihat pada Gambar 3.14.



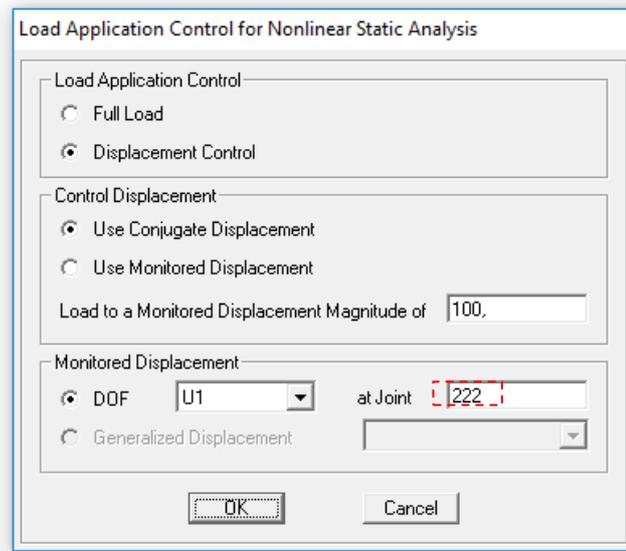
Gambar 3.14: Properti sendi pada kolom.

## 5. Memasukan data *static non-linier*.

Pada Gambar 3.15 menjelaskan *analysis type* yang dipilih *non-linier*, *geometric nonlinearity* di pilih *none* karena *P-Delta* diabaikan.



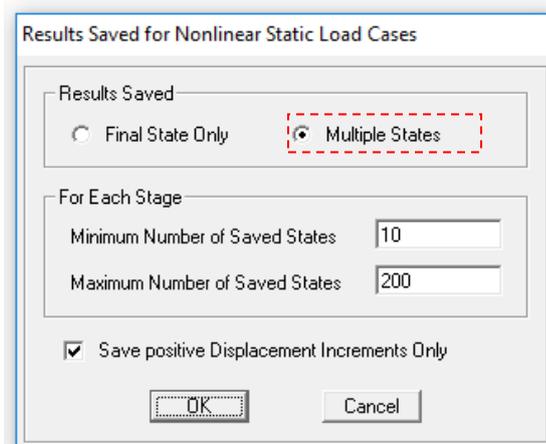
Gambar 3.15: Input data *Pushover*.



Gambar 3.16: Pemilihan titik tinjau analisis *Pushover*.

Pada Gambar 3.16 diatas menjelaskan dimana titik tinjau *Pushover* di setiap gedung, adapun perletakan titik tinjau dari 7 gedung yang akan dianalisis sebagai berikut:

1. Model A dengan titik tinjau di *joint 6* yang terletak di atas lantai 5 gedung.
2. Model B dengan titik tinjau di *joint 6* yang terletak di atas lantai 5 gedung.
3. Model C dengan titik tinjau yaitu di *joint 6* yang terletak di atas lantai 5 gedung.
4. Model D dengan titik tinjau di *joint 6* yang terletak di atas lantai 5 gedung.



Gambar 3.17: Pemilihan *Multiple states Pushover*.

## BAB 4

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Tinjauan Umum

Dalam bab ini akan membahas beberapa nilai hasil analisis yang di dapat dari *software*, pada struktur:

1. Model A = Gedung 5 lantai dengan perletakan jepit.
2. Model B = Gedung 5 lantai dengan isolasi dasar.
3. Model C = Gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing.
4. Model D = Gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing.

Data yang hasil diperoleh diantaranya berat sendiri bangunan, berat total bangunan, perioda struktur alami, gaya geser seismik dasar, distribusi vertikal gaya gempa, kekakuan struktur, nilai simpangan, kurva kemampuan gedung berdasarkan beban dorong, simpangan non linear.

#### 4.2 Hasil Analisis

Pada *software* berat sendiri per lantai dapat di hitung secara otomatis. Adapun hasil berat sendiri per lantai struktur bangunan yang di hitung otomatis oleh *software* dapat dilihat dari Tabel 4.1 dan Tabel 4.2.

Table 4.1: Hasil berat sendiri bangunan per lantai struktur Model A, B, C dan D desain awal

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	7262,42	71220	7262,42	7262,42	7262,42
LANTAI 1	1550,38	15204	1550,38	1550,38	1550,38
LANTAI 2	1428,01	14004	1428,01	1428,01	1428,01
LANTAI 3	1428,01	14004	1428,01	1428,01	1428,01
LANTAI 4	1428,01	14004	1428,01	1428,01	1428,01
LANTAI 5	1428,01	14004	1428,01	1428,01	1428,01

Table 4.2: Hasil berat sendiri bangunan per lantai struktur Model B dan D setelah direvisi

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	12280,65	120432	12280,65	12280,65	12280,65
LANTAI 1	2648	25968	2648	2648	2648
LANTAI 2	2408,16	23616	2408,16	2408,16	2408,16
LANTAI 3	2408,16	23616	2408,16	2408,16	2408,16
LANTAI 4	2408,16	23616	2408,16	2408,16	2408,16
LANTAI 5	2408,16	23616	2408,16	2408,16	2408,16

### 4.3 Penentuan Berat Total per Lantai (Wt)

Untuk perhitungan analisis statik ekivalen dibutuhkan berat total per lantai, maka berat total per lantai bisa di dapat dengan menjumlahkan antara berat sendiri, berat mati dan berat hidup. Adapun perhitungan berat total per lantai dapat dilihat pada lampiran. Rekapitulasi berat total per lantai struktur bangunan dapat dilihat pada Tabel 4.3 dan Tabel 4.4.

Tabel 4.3: Rekapitulasi berat total per lantai struktur Model A, B, C dan D

Lantai	Beban sendiri	Beban SDL	Beban hidup	Total beban (Wt)
1	15.204,00	2.970,00	864,00	19.038,00
2	14.004,00	2.970,00	864,00	17.838,00
3	14.004,00	2.970,00	864,00	17.838,00
4	14.004,00	2.970,00	864,00	17.838,00
5	14.004,00	2.799,00	345,60	17.148,60
total				89.700,60

Tabel 4.4: Rekapitulasi berat total per lantai struktur Model B dan D setelah direvisi

Lantai	Beban sendiri	Beban SDL	Beban hidup	Total beban (Wt)
1	25.968,00	2.970,00	864,00	29.802,00

Tabel 4.4: *Lanjutan*

Lantai	Beban sendiri	Beban SDL	Beban hidup	Total beban (Wt)
2	23.616,00	2.970,00	864,00	27.450,00
3	23.616,00	2.970,00	864,00	27.450,00
4	23.616,00	2.970,00	864,00	27.450,00
5	23.616,00	2.799,00	345,60	26.760,60
total				89.700,60

#### 4.4 Penentuan Perioda Alami Struktur ( $T_1$ )

Dari model struktur pada *software* diperoleh waktu getar alami fundamental struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.5 sampai dengan Tabel 4.10.

Tabel 4.5: Waktu getar alami struktur bangunan Model A.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
	<i>Sec.</i>	<i>Unitless</i>	<i>Unitless</i>
1	0,5528	0,811	0,0
2	0,1609	0,931	0,0
3	0,0794	0,978	0,0
4	0,0476	0,996	0,0
5	0,0337	1,000	0,0
6	0,0300	1,000	0,0
7	0,0298	1,000	0,0
8	0,0251	1,000	0,0
9	0,0251	1,000	0,0
10	0,0176	1,000	0,0
11	0,0174	1,000	0,0
12	0,0167	1,000	0,0

Dari Tabel 4.5 dapat dilihat bahwa gedung Model A (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit) mengalami waktu getar alami sebesar 0,5528 *sec.*

Tabel 4.6: Waktu getar alami struktur bangunan Model B.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
	<i>Sec.</i>	<i>Unitless</i>	<i>Unitless</i>
1	1,2762	0,810	0,0
2	0,5478	0,810	0,0
3	0,4228	0,960	0,0
4	0,2199	0,982	0,0
5	0,2177	0,982	0,0
6	0,1746	0,983	0,0
7	0,1184	0,997	0,0
8	0,0828	0,997	0,0
9	0,0816	0,997	0,0
10	0,0810	0,997	0,0
11	0,0765	1,000	0,0
12	0,0493	1,000	0,0

Tabel 4.7: Waktu getar alami struktur bangunan Model B setelah direvisi.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
	<i>Sec.</i>	<i>Unitless</i>	<i>Unitless</i>
1	1,2811	0,767	0,0
2	0,5977	0,767	0,0
3	0,4303	0,972	0,0
4	0,1998	0,972	0,0
5	0,1979	0,993	0,0
6	0,1580	0,994	0,0
7	0,1038	1,000	0,0
8	0,0720	1,000	0,0
9	0,0689	1,000	0,0
10	0,0683	1,000	0,0
11	0,0581	1,000	0,0
12	0,0346	1,000	0,0

Dari Tabel 4.6 dan Tabel 4.7 dapat dilihat bahwa gedung Model B (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) mengalami waktu getar alami sebesar 1,2762 *sec.* Dalam laporan tugas akhir ini untuk Model B ada dua versi yaitu desain awal dan

desain revisi. Desain revisi dibuat karena pada desain Model B awal ketika pengecekan simpangan, hasilnya tidak sesuai syarat. Maka dibuat desain Model B revisi dengan memperbesar dimensi kolom dan balok, dengan mengalami waktu getar alami sebesar 1,2811 *sec*.

Tabel 4.8: Waktu getar alami struktur bangunan Model C.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
	<i>Sec.</i>	<i>Unitless</i>	<i>Unitless</i>
1	0,4562	0,690	0,0
2	0,1308	0,816	0,0
3	0,0644	0,892	0,0
4	0,0406	0,960	0,0
5	0,0319	1,000	0,0
6	0,0299	1,000	0,0
7	0,0297	1,000	0,0
8	0,0251	1,000	0,0
9	0,0251	1,000	0,0
10	0,0175	1,000	0,0
11	0,0172	1,000	0,0
12	0,0164	1,000	0,0

Dari Tabel 4.8 dapat dilihat bahwa gedung Model C (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing) mengalami waktu getar alami sebesar 0,4562 *sec*.

Tabel 4.9: Waktu getar alami struktur bangunan Model D.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
	<i>Sec.</i>	<i>Unitless</i>	<i>Unitless</i>
1	1,1151	0,721	0,0
2	0,5493	0,721	0,0
3	0,3500	0,982	0,0
4	0,2138	0,998	0,0
5	0,1546	0,998	0,0
6	0,1062	1,000	0,0
7	0,0966	1,000	0,0

Tabel 4.9: Lanjutan

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
	<i>Sec.</i>	<i>Unitless</i>	<i>Unitless</i>
8	0,0556	1,000	0,0
9	0,0357	1,000	0,0
10	0,0321	1,000	0,0
11	0,0294	1,000	0,0
12	0,0241	1,000	0,0

Tabel 4.10: Waktu getar alami struktur bangunan Model D setelah revisi

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
	<i>Sec.</i>	<i>Unitless</i>	<i>Unitless</i>
1	0,7710	0,732	0,0
2	0,3612	0,732	0,0
3	0,2459	0,950	0,0
4	0,1708	0,994	0,0
5	0,1434	0,994	0,0
6	0,1033	0,995	0,0
7	0,0806	0,999	0,0
8	0,0423	1,000	0,0
9	0,0381	1,000	0,0
10	0,0339	1,000	0,0
11	0,0297	1,000	0,0
12	0,0270	1,000	0,0

Dari Tabel 4.9 dan Tabel 4.10 dapat dilihat bahwa gedung Model D (gedung 5 lantai dengan bresing ditambah dengan isolasi dasar) mengalami waktu getar alami sebesar 1,1151 *sec.* Dalam laporan tugas akhir ini untuk Model D ada dua versi yaitu desain awal dan desain revisi. Desain revisi dibuat karena pada desain Model D awal ketika pengecekan simpangan, hasilnya tidak sesuai syarat. Maka dibuat desain Model D revisi dengan memperbesar dimensi kolom dan balok, dengan mengalami waktu getar alami sebesar 0,7710 *sec.*

Dari tabel-tabel juga diatas dapat dilihat bahwa berbagai macam respon metode respon dan pastisipasi massa hasil respon total harus mencapai sekurang-sekurangnya 90% (Budiono dan Supriatna 2011). Dari tabel-tabel tersebut pastisipasi massa mencapai 90% sehingga model tersebut memenuhi syarat.

#### 4.5 Periode Fundamental Pendekatan ( $T_a$ )

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.8.2, periode ( $T$ ) tidak boleh melebihi hasil koefisien batasan atas pada periode yang dihitung ( $C_u$ ) dan periode pendekatan fundamental ( $T_a$ ), yang mana periode fundamental dihitung pada Pers. 4.1 dan 4.2.

$$T_a = 0.1N \quad (4.1)$$

$$T_{amax} = T_a \times C_u \quad (4.2)$$

Dimana Pers. 4.1 dipakai dengan syarat gedung tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka pemikul momen beton dan tinggi tingkat paling sedikit 3 meter, nilai  $C_u$  yang digunakan berdasarkan nilai dari  $S_{DI} = 0,52$ , maka nilai  $C_u$  diambil dari Tabel 4.11.

Tabel 4.11: Nilai koefisien batas atas ( $C_u$ ).

Parameter Percepatan Respon Spektar Desain Pada 1 Detik, $S_{DI}$	Koefisien $C_U$
$\geq 0.4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.1$	1.7

Dari Tabel 4.11 dapat diambil nilai Koefisien  $C_u$  sebesar 1,4 dan pengecekan nilai periode yang dihitung oleh *software* dengan persyaratan maksimum nilai periode dapat dilihat pada Lampiran.

#### 4.6 Penentuan Gaya Geser seismic (V)

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.8.1, nilai gaya geser nominal statik ekuivalen (v) masing-masing arah dapat ditentukan berdasarkan Pers. 4.3 dan dirangkum seperti pada Tabel 4.18.

$$V = C_s W \quad (4.3)$$

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1 dimana nilai  $C_s$  diambil dari pers. 4.4

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.4)$$

$C_s$  yang dihitung pada pers. 4.4 tidak boleh melebihi nilai yang dihitung menurut pers 4.5 dan tidak kurang dari nilai yang dihitung menurut Pers 4.6 dan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi didaerah dimana  $s_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6 g maka  $C_s$  harus tidak kurang dari pers 4.7

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.5)$$

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (4.6)$$

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.7)$$

Hasil nilai  $C_s$  yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 4.12 sampai dengan Tabel 4.17.

Tabel 4.12: Nilai  $C_s$  yang digunakan bangunan Model A

Arah	$C_s = SDS / (R/I)$	CS Max = $SD1 / (T*(R/I))$	CS Min = $0.044*SDS*I$	CS = $0,5*S1/(R/I)$	CS Yg digunakan
T1	0,1165	0,1176	0,0410	0,0375	0,1165

Pada Tabel 4.12 dapat dilihat nilai  $C_s$  yang digunakan pada gedung Model A (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit) adalah 0,1165 yang didapatkan dari Pers. 4.4.

Tabel 4.13: Nilai  $C_s$  yang digunakan bangunan Model B

Arah	$C_s = SDS / (R/I)$	$CS_{Max} = SD1 / (T*(R/I))$	$CS_{Min} = 0.044*SDS*I$	$CS = 0,5*S1/(R/I)$	CS Yg digunakan
T1	0,1165	0,0929	0,0037	0,0375	0,0929

Tabel 4.14: Nilai  $C_s$  yang digunakan bangunan Model B setelah direvisi

Arah	$C_s = SDS / (R/I)$	$CS_{Max} = SD1 / (T*(R/I))$	$CS_{Min} = 0.044*SDS*I$	$CS = 0,5*S1/(R/I)$	CS Yg digunakan
T1	0,1165	0,0929	0,0037	0,0375	0,0929

Dari Tabel 4.13 dan Tabel 4.14, dalam laporan tugas akhir ini untuk Model B ada dua versi yaitu desain awal dan desain revisi. Desain revisi dibuat karena pada desain Model B awal ketika pengecekan simpangan, hasilnya tidak sesuai syarat. Maka dibuat desain Model B revisi dengan memperbesar dimensi kolom dan balok, maka dapat dilihat nilai  $C_s$  yang digunakan pada Model B (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) adalah 0,0929 yang didapatkan dari Pers. 4.4.

Tabel 4.15: Nilai  $C_s$  yang digunakan bangunan Model C

Arah	$C_s = SDS / (R/I)$	$CS_{Max} = SD1 / (T*(R/I))$	$CS_{Min} = 0.044*SDS*I$	$CS = 0,5*S1/(R/I)$	CS Yg digunakan
T1	0,1165	0,1300	0,0410	0,0375	0,1165

Pada Tabel 4.15 dapat dilihat nilai  $C_s$  yang digunakan pada gedung Model C (gedung 5 lantai dengan bresing) adalah 0,1165 yang didapatkan dari Pers. 4.4.

Tabel 4.16: Nilai  $C_s$  yang digunakan bangunan Model D

Arah	$C_s = SDS / (R/I)$	$CS_{Max} = SD1 / (T*(R/I))$	$CS_{Min} = 0.044*SDS*I$	$CS = 0,5*S1/(R/I)$	CS Yg digunakan
T1	0,1165	0,0929	0,0037	0,0375	0,0929

Tabel 4.17: Nilai  $C_s$  yang digunakan bangunan Model D setelah direvisi

Arah	$C_s = SDS / (R/I)$	$CS_{Max} = SD1 / (T*(R/I))$	$CS_{Min} = 0.044*SDS*I$	$CS = 0,5*S1/(R/I)$	CS Yg digunakan
T1	0,1165	0,0929	0,0037	0,0375	0,0929

Dari Tabel 4.16 dan Tabel 4.17, dalam laporan tugas akhir ini untuk Model D ada dua versi yaitu desain awal dan desain revisi. Desain revisi dibuat karena pada desain Model D awal ketika pengecekan simpangan, hasilnya tidak sesuai syarat. Maka dibuat desain Model D revisi dengan memperbesar dimensi kolom dan balok, maka dapat dilihat nilai Cs yang digunakan pada Model D (gedung 5 lantai dengan bresing ditambah dengan isolasi dasar) adalah 0,0929 yang didapatkan dari Pers. 4.4.

Dari Tabel 4.12 sampai dengan Tabel 4.17 diatas telah disepakatka nilai Cs yang dibutuhkan untuk mencari nilai gaya geser dasar struktur bangunan. Nilai gaya geser dasar (V) dapat dilihat pada Tabel 4.18 dan Tabel 4.20.

Tabel 4.18: Gaya geser nominal statik ekuivalen (V) bangunan Model A dan C

Wt (kg)	V <sub>arah x</sub> (kg)
89700,60	10450,12

Dari Tabel 4.18 dapat dilihat gaya geser nominal ekuivalen (V) gedung Model A (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit), gedung Model C (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing) adalah 10.450,12 kg.

#### 4.7 Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa (Fi)

Distribusi horizontal gaya gempa ditentukan berdasarkan pers 4.8 dan 4.9.

$$F_i = C_{vx}V \quad (4.8)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (4.9)$$

Dikarenakan pada laporan tugas akhir ini struktur bangunan berbentuk dua dimensi, maka nilai V ditinjau hanya dari arah X pada sturuktur open frame, maka nilai Fi ditinjau hanya dari arah x. Pada sub bab 2.9, nilai k diambil dari nilai periode yang terjadi. Pada struktur ini diambil nilai k yaitu 1 karena nilai periode alami struktur kurang dari 0,5. Nilai Fi masing-masing arah pada struktur bangunan dapat dilihat pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19: Nilai  $F_{ix}$  lantai gedung Model A dan C

Lantai (i)	Wi (kg)	Hi <sup>k</sup> (m)	wi . hi (kg.m)	Fi (kg)
Lantai 1	19038,00	3,5	66633,00	828,15
Lantai 2	17838,00	6,5	115947,00	1441,05
Lantai 3	17838,00	9,5	169461,00	2106,15
Lantai 4	17838,00	12,5	222975,00	2771,24
Lantai 5	17148,60	15,5	265803,30	3303,54
Total	89700,60		840819,30	10450,12

Gaya geser gedung tiap tingkat pada gedung dapat dilihat pada Tabel 4.20.

Tabel 4.20: Gaya geser gedung tiap lantai gedung Model A dan C

Lantai (i)	Berat per lantai (kg)	Tinggi (m)	Fi (kg)	Story Shear / V <sub>x</sub> (kg)
Lantai 5	17148,60	3	3303,54	3303,54
Lantai 4	17838,00	3	2771,24	6074,78
Lantai 3	17838,00	3	2106,15	8180,92
Lantai 2	17838,00	3	1441,05	9621,97
Lantai 1	19038,00	3,5	828,15	10450,12
Total	89700,60	15,5	10450,12	

#### 4.8 Spektrum Respon Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.4, faktor redundansi ( $\rho$ ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik dalam masing-masing kedua arah orthogonal. SNI 1726:2012 pasal 7.3.4.2 menyebutkan bahwa untuk kategori desain seismic D, E atau F nilai  $\rho$  dapat diambil = 1 bila masing masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar pada arah yang ditinjau memenuhi persyaratan, selain dari persyaratan tersebut nilai  $\rho$  harus diambil = 1,3.

Untuk gedung Model A, B, C, D gaya geser gedung tiap lantai dengan pengecekan 35% V base shear dengan nilai redundansi ( $\rho$ ) = 1,3 dapat dilihat pada Lampiran.

#### 4.9 Spektrum Respon Terkombinasi

Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode Kombinasi Kuadrik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root Of The Sum Of Squares/SRSS*). Untuk gedung Model A sampai dengan D menggunakan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root Of The Sum Of Squares/SRSS*) yang dapat dilihat pada Lampiran.

#### 4.10 Gaya Geser Analisis Respon Spektrum

Gaya geser analisis respon spektrum yang telah diproses pada *software* dapat dilihat pada Tabel 4.21 sampai dengan Tabel 4.26. Dikarenakan pada laporan tugas akhir ini struktur bangunan berbentuk dua dimensi, maka gaya geser analisis respon spektrum ditinjau hanya dari arah X. Serta dalam laporan tugas akhir ini untuk Model B dan D ada dua versi yaitu desain awal dan desain revisi. Desain revisi dibuat karena pada desain Model B dan D awal ketika pengecekan simpangan, hasilnya tidak sesuai syarat. Maka dibuat desain Model B dan D revisi dengan memperbesar dimensi kolom dan balok, agar pada saat pengecekan simpangan, hasilnya sesuai syarat.

Tabel 4.21: Gaya geser respon spektrum stuktur Model A

<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg
GEMPA X	<i>Max</i>	6393,24

Tabel 4.22: Gaya geser respon spektrum stuktur Model B

<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg
GEMPA X	<i>Max</i>	3201,58

Tabel 4.23: Gaya geser respon spektrum stuktur Model B setelah revisi

<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg
GEMPA X	<i>Max</i>	5508,54

Tabel 4.24: Gaya geser respon spektrum stuktur Model C

<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg
GEMPA X	<i>Max</i>	5488,80

Tabel 4.25: Gaya geser respon spektrum stuktur Model D

<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg
GEMPA X	<i>Max</i>	3729,76

Tabel 4.26: Gaya geser respon spektrum stuktur Model D setelah revisi

<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg
GEMPA X	<i>Max</i>	8122,38

Menurut (Riza, 2010), sebelum mendapatkan data hasil gaya geser analisis respon spectrum dari *software* terdapat faktor skala gempa arah x 100% dan arah y 30% dari arah x, yaitu:

- Faktor skala gempa arah x =  $g \times I / R = 9.81 \times 1/8.0 = 1.2263$
- Faktor skala gempa arah y = 30% arah x = 0.3679
- Skala diatas untuk gempa X, untuk gempa Y nilai diatas dibalik.

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.4 bahwa 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 nominal  $V$ , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut Pers 4.10.

$$0.85 \frac{V}{V_t} \quad (4.10)$$

Dimana  $V$  adalah gaya geser dasar nominal sebagai respon ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut Pers 4.3 sebelumnya. Hasil pengecekan pada gaya respon spectrum dengan Pers 4.10 dapat dilihat pada Lampiran.

Dari tabel yang ada di lampiran dapat dilihat bahwa pada struktur, pengecekan tidak sesuai syarat yang dianjurkan sesuai pasal 7.9.4 SNI 1726:2012. Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan menurut pasal 7.9.4, maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala dengan Pers 4.11.

$$\text{Faktor Skala} = 0.85V_t/V \geq 1 \quad (4.11)$$

Dengan menggunakan pers 4.11, mencari faktor skala untuk memenuhi persyaratan dengan hasil faktor skala sebagai berikut:

1. Gempa X gedung Model A
  - $F_x \Rightarrow U_1 = (0.85 \times 10450,12) / 6393,24 = 1,3894$
2. Gempa X gedung Model B
  - $F_x \Rightarrow U_1 = (0.85 \times 6422,42) / 3201,58 = 1,7051$
3. Gempa X gedung Model B setelah revisi
  - $F_x \Rightarrow U_1 = (0.85 \times 9945,93) / 5508,54 = 1,5347$
4. Gempa X gedung Model C
  - $F_x \Rightarrow U_1 = (0.85 \times 10450,12) / 5488,80 = 1,6183$
5. Gempa X gedung Model D
  - $F_x \Rightarrow U_1 = (0.85 \times 6422,42) / 3729,76 = 1,4636$
6. Gempa X gedung Model D setelah revisi
  - $F_x \Rightarrow U_1 = (0.85 \times 9945,93) / 8122,38 = 1,0408$

Dari hasil faktor skala diatas dikalikan dengan faktor skala gempa arah x dan y pada SAP2000, adapun pengaliannya sebagai berikut:

1. Gempa X gedung Model A
  - $F_x \Rightarrow U1 = 1,2263 \times 1,3894 = 1,7037 (\geq 1)$
2. Gempa X gedung Model B
  - $F_x \Rightarrow U1 = 1,2263 \times 1,7051 = 2,0909 (\geq 1)$
3. Gempa X gedung Model B setelah revisi
  - $F_x \Rightarrow U1 = 1,2263 \times 1,5347 = 1,8819 (\geq 1)$
4. Gempa X gedung Model C
  - $F_x \Rightarrow U1 = 1,2263 \times 1,6183 = 1,9845 (\geq 1)$
5. Gempa X gedung Model D
  - $F_x \Rightarrow U1 = 1,2263 \times 1,4636 = 1,7948 (\geq 1)$
6. Gempa X gedung Model D setelah revisi
  - $F_x \Rightarrow U1 = 1,2263 \times 1,0408 = 1,2763 (\geq 1)$

Gempa di arah X di kalikan dengan faktor skala sehingga didapatkan hasil gaya geser respon spektrum yang berbeda sehingga memenuhi persyaratan yang ditentukan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.4. Hasil dapat dilihat pada Tabel 4.27 sampai dengan Tabel 4.32 dan pengecekannya dapat dilihat pada Lampiran.

Tabel 4.27: Hasil gaya geser respon spektrum setelah dikalikan faktor skala gedung Model A

<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg
GEMPA X	Max	8884,32

Tabel 4.28: Hasil gaya geser respon spektrum setelah dikalikan faktor skala gedung Model B

<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg
GEMPA X	Max	5460,20

Tabel 4.29: Hasil gaya geser respon spektrum setelah dikalikan faktor skala gedung Model B setelah revisi

<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg
GEMPA X	Max	8455,56

Tabel 4.30: Hasil gaya geser respon spektrum setelah dikalikan faktor skala gedung Model C

<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg
GEMPA X	Max	8884,60

Tabel 4.31: Hasil gaya geser respon spektrum setelah dikalikan faktor skala gedung Model D

<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg
GEMPA X	Max	5460,18

Tabel 4.32: Hasil gaya geser respon spektrum setelah dikalikan faktor skala gedung Model D setelah revisi

<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg
GEMPA X	Max	8455,62

#### 4.11 Nilai Simpangan Gedung (Nilai Respon Bangunan)

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimate. Nilai simpangan antar lantai yang diperbesar didapat berdasarkan rumus Per. 4.12.

$$\text{Story drift} = \frac{\delta_i.C_d}{I_e} \quad (4.12)$$

Keterangan :

$\delta_i$  = Simpangan antar tingkat

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

$I_e$  = Faktor keutamaan gedung

Karena dalam laporan ini bangunan struktur memakai bangunan 2 dimensi. Jadi hanya meninjau arah x. Nilai simpangan dan pengecekan *story drift* terdapat pada Tabel 4.33 sampai dengan Tabel 4.34.

Tabel 4.33: Nilai simpangan gedung arah X pada kinerja batas ultimit gedung Model A.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan	Perpindahan antar tingkat ( $\delta_i$ )	Simpangan yang diperbesar	Syarat ( $\Delta a$ ) 0,020*hi (cm)	Cek (Sb. X)
		Arah X	Arah X	<i>Story drift</i> = $(\delta_i * C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> < $\Delta a$
		cm	cm	Arah X (cm)		
0	0	0,000	0,0000	0	0	OK
350	1	0,4459	0,4459	2,45	7	OK
300	2	1,0922	0,6463	3,55	6	OK
300	3	1,7217	0,6295	3,46	6	OK
300	4	2,2280	0,5064	2,79	6	OK
300	5	2,5787	0,3507	1,93	6	OK

Nilai simpangan yang terjadi pada gedung Model A (Gedung 5 lantai dengan perletakan jepit) yaitu 0,4459 cm pada lantai 1 dan 1,0922 cm pada lantai 2 dan 1,7217 cm pada lantai 3 dan 2,2280 cm pada lantai 4 dan 2,5787 cm pada lantai 5.

Tabel 4.34: Nilai simpangan gedung arah X pada kinerja batas ultimit gedung Model C

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan	Perpindahan antar tingkat ( $\delta_i$ )	Simpangan yang diperbesar	Syarat ( $\Delta a$ ) 0,020*hi (cm)	Cek (Sb. X)
		Arah X	Arah X	<i>Story drift</i> = $(\delta_i * C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> < $\Delta a$
		cm	cm	Arah X (cm)		
0	0	0.00	0	0	0	OK

Tabel 4.34: Lanjutan

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan	Perpindahan antar tingkat ( $\delta_i$ )	Simpangan yang diperbesar	Syarat ( $\Delta a$ ) 0,020*hi (cm)	Cek (Sb. X)
		Arah X	Arah X	<i>Story drift</i> = ( $\delta_i * C_d$ )/Ie		<i>Story drift</i> < $\Delta a$
		cm	cm	Arah X (cm)		
350	1	0,0869	0,0869	0,48	5,25	OK
300	2	0,5273	0,4404	2,42	4,5	OK
300	3	1,0829	0,5556	3,06	4,5	OK
300	4	1,5623	0,4793	2,64	4,5	OK
300	5	1,9020	0,3398	1,87	4,5	OK

Nilai simpangan yang terjadi pada gedung Model C (Gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah bresing) yaitu 0,0869 cm pada lantai 1 dan 0,5273 cm pada lantai 2 dan 1,0829 cm pada lantai 3 dan 1,5623 cm pada lantai 4 dan 1,9020 cm pada lantai 5. Lebih kecil dibandingkan jika tidak memakai bresing.

#### 4.12 Kekakuan Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2012, didapatkan nilai kekakuan struktur pada Tabel 4.35 sampai dengan Tabel 4.36.

Tabel 4.35: Kekakuan Struktur Model A

No	Lantai	Gaya geser ( $V_{x,y}$ ) ( KN )	Simpangan ( $\Delta_{x,y}$ ) ( mm )	Selisih ( $\Delta_1$ ) ( mm )	Kekakuan ( $V_{x,y}/\Delta_1$ ) ( KN/mm )	Rasio Kekakuan $R_1$ (%)	Rasio Kekakuan $R_2$ (%)	Soft Story Tipe 1.A		Extreme Soft Story Tipe 1.B		Batas Soft Story (%)	Batas Extreme Soft story (%)	Batas Soft Story (%)	Batas Extreme Soft story (%)
								Cek $R_1 < 70\%$	Cek $R_2 < 80\%$	Cek $R_1 < 60\%$	Cek $R_2 < 70\%$				
1	5	1,00	0,785249	0,091776	10,896	65,568	65,568	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70
2	4	1,00	0,693473	0,139970	7,144	65,568	65,568	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70
3	3	1,00	0,553503	0,187613	5,330	74,606	42,328	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70
4	2	1,00	0,365890	0,209495	4,773	89,555	29,636	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70
5	1	1,00	0,156395	0,156395	6,394	133,952	30,623	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70
TOTAL		5,00	2,398115	0,628854	28,144										

Tabel 4.36: Kekakuan Struktur Model C.

No	Lantai	Gaya geser ( $V_{x,y}$ ) ( KN )	Simpangan ( $\Delta_{x,y}$ ) ( mm )	Selisih ( $\Delta_1$ ) ( mm )	Kekakuan ( $V_{x,y}/\Delta_1$ ) ( KN/mm )	Rasio Kekakuan $R_1$ (%)	Rasio Kekakuan $R_2$ (%)	Soft Story Tipe 1.A		Extreme Soft Story Tipe 1.B		Batas Soft Story (%)	Batas Extreme Soft story (%)	Batas Soft Story (%)	Batas Extreme Soft story (%)
								Cek $R_1 < 70\%$	Cek $R_2 < 80\%$	Cek $R_1 < 60\%$	Cek $R_2 < 70\%$				
1	5	1,00	0,549382	0,087983	11,366	67,398	67,398	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70
2	4	1,00	0,461399	0,130542	7,660	67,398	67,398	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70

Tabel 4.36: *Lanjutan*

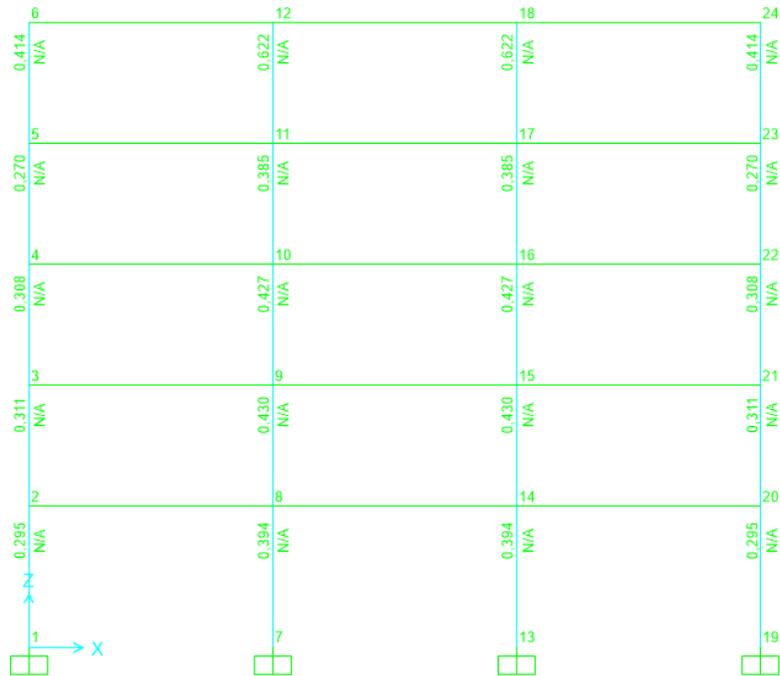
No	Lantai	Gaya geser ( $V_{x,y}$ ) ( <i>KN</i> )	Simpangan ( $\Delta_{x,y}$ ) ( <i>mm</i> )	Selisih ( $\Delta_1$ ) ( <i>mm</i> )	Kekakuan ( $V_{x,y}/\Delta_1$ ) ( <i>KN/mm</i> )	Rasio Kekakuan $R_1$ (%)	Rasio Kekakuan $R_2$ (%)	Soft Story Tipe 1.A		Extreme Soft Story Tipe 1.B		Batas Soft Story (%)	Batas Extreme Soft story (%)	Batas Soft Story (%)	Batas Extreme Soft story (%)
								Cek $R_1 < 70\%$	Cek $R_2 < 80\%$	Cek $R_1 < 60\%$	Cek $R_2 < 70\%$				
3	3	1,00	0,330857	0,161909	6,176	80,627	46,288	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70
4	2	1,00	0,168948	0,137863	7,254	117,442	41,154	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70
5	1	1,00	0,031085	0,031085	32,170	443,503	129,306	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70
TOTAL		5,00	1,541671	0,549382	64,626										

### 4.13 Hasil output *strong column weak beam*

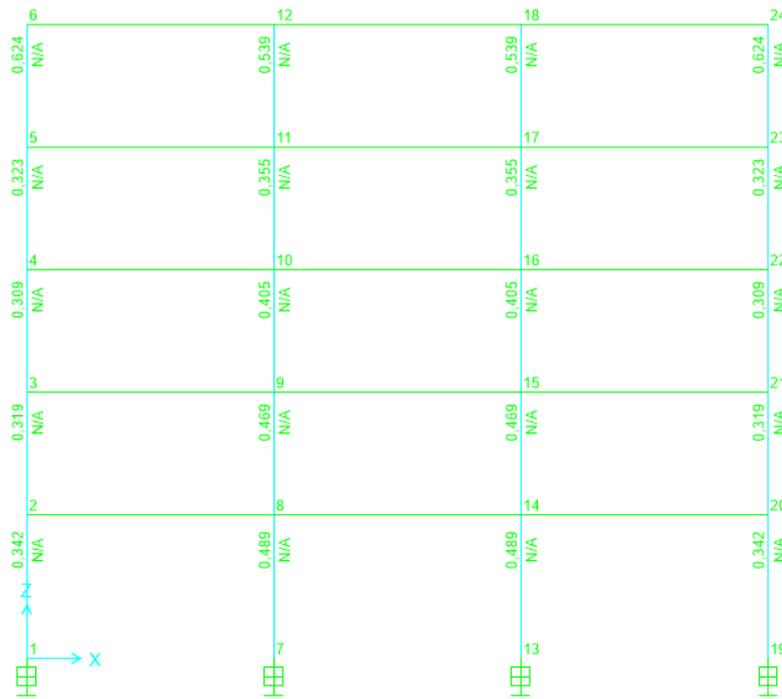
Berdasarkan SNI 2847:2013, konsep *strong column weak beam* ditentukan berdasarkan Pers. 2.21.

$$\sum M_{column} \geq (6/5) \sum M_{beam}$$

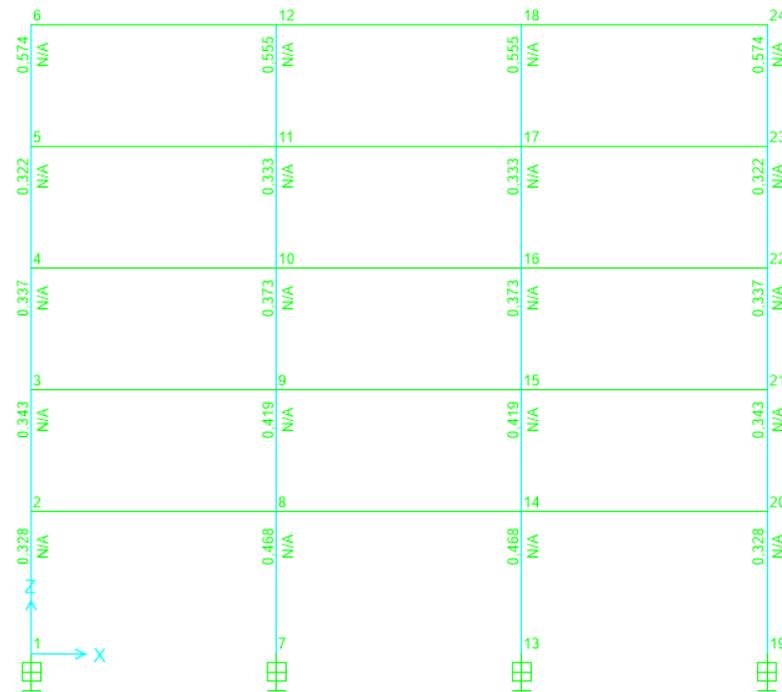
Semua pemodelan struktur sudah sesuai dengan persamaan berdasarkan SNI 2847:2013, dapat dilihat pada Gambar 4.1 sampai dengan Gambar 4.6



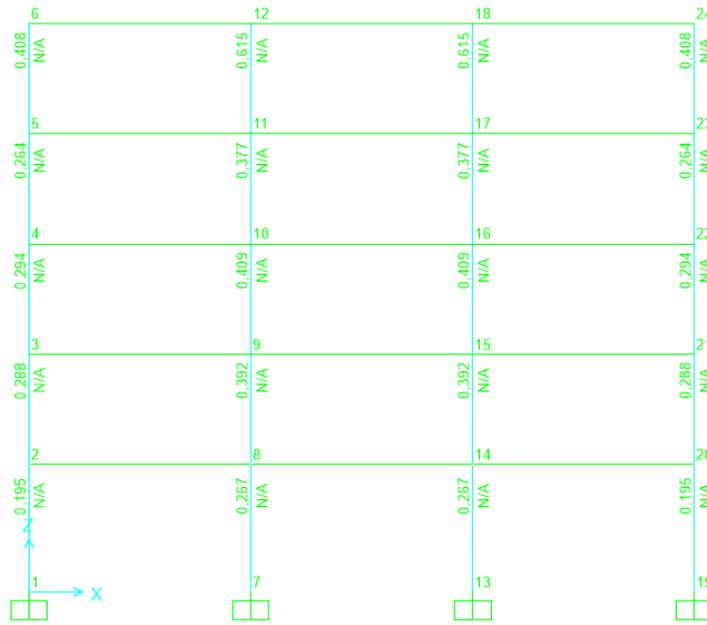
Gambar 4.1: Hasil output *strong column weak beam* Model A



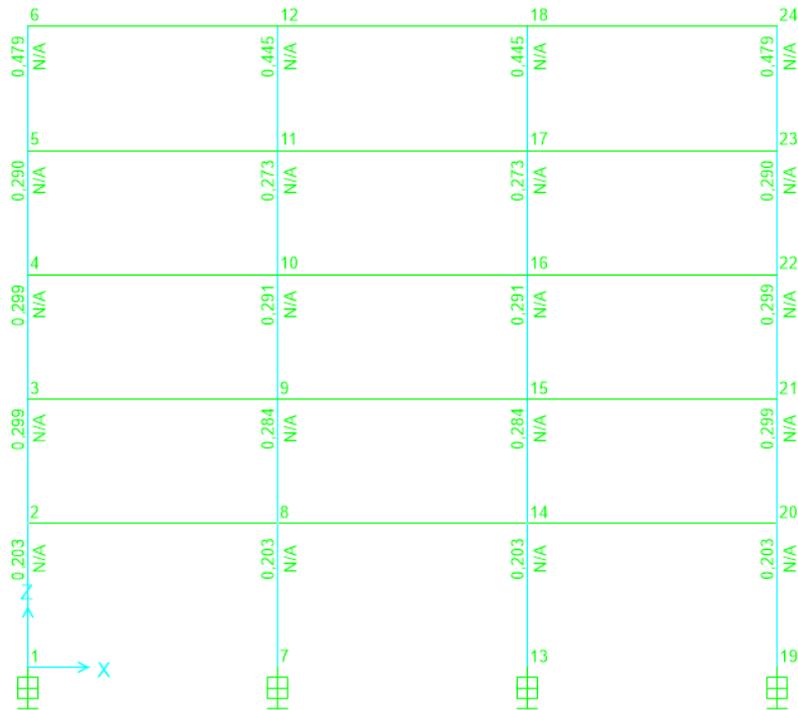
Gambar 4.2: Hasil output *strong coloumn weak beam* Model B awal



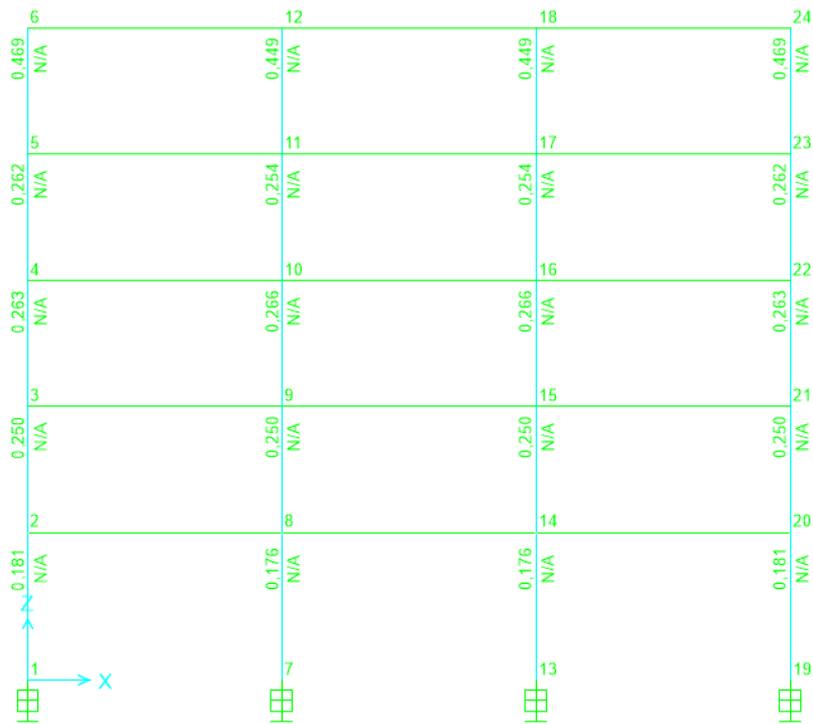
Gambar 4.3: Hasil output *strong coloumn weak beam* Model B revisi



Gambar 4.4: Hasil output *strong coloumn weak beam* Model C



Gambar 4.5: Hasil output *strong coloumn weak beam* Model D awal



Gambar 4.6: Hasil output *strong column weak beam* Model D revisi

#### 4.14 Daktalitas

Menurut 1726-2002 daktalitas terbagi atas 2 kategori yaitu daktail penuh dan daktail parsial. Daktail penuh adalah suatu tingkat daktalitas struktur gedung, dimana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca elastic pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan yang paling besar, yaitu dengan mencapai nilai faktor daktalitas sebesar 5,3. Sedangkan daktail parsial adalah seluruh tingkat daktalitas struktur gedung dengan nilai faktor daktalitas diantara struktur gedung yang elastik penuh sebesar 1,0 dan untuk gedung yang daktail penuh sebesar 5,3. Dalam 4 pemodelan struktur yang dibahas dalam tugas akhir ini hasil faktor daktalitas yang di dapat adalah daktail parsial, karena hasil perhitungan daktalitasnya antara 1,0 sampai dengan 5,3. Hasil perhitungannya dapat dilihat dalam Tabel 4.37.

Tabel 4.37: Perhitungan nilai Daktalitas

TYPE	$\Delta_u$ (Displacement max)	$\Delta_y$ (Displacement leleh)	$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ daktalitas	Keterangan
Model A	543,612	177,401	3,064	daktail parsial
Model B Awal	1000,055	279,260	3,581	daktail parsial
Model B Revisi	1000,044	261,898	3,818	daktail parsial
Model C	309,633	261,898	1,182	daktail parsial
Model D Awal	636,686	353,615	1,801	daktail parsial
Model D Revisi	564,015	254,577	2,215	daktail parsial

#### 4.15 Analisa isolasi dasar

Dalam analisa isolasi dasar struktur bangunan tidak berbeda dengan struktur bangunan yang menggunakan perletakan jepit, maka berat bangunan juga sama nilainya. Untuk waktu getar alami mengalami perubahan yang sudah diperlihatkan pada Tabel 4.6, 4.7, 4.9 dan 4.10.

Dari tabel tersebut terlihat perbedaan antara gedung Model A (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit) memiliki waktu getar alami 0,5528 *sec*, sedangkan Model B (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) memiliki waktu getar alami 1,2762 *sec*. Dalam laporan tugas akhir ini untuk Model B dan D ada dua versi yaitu desain awal dan desain revisi. Desain revisi dibuat karena pada desain Model B dan D awal ketika pengecekan simpangan, hasilnya tidak sesuai syarat. Maka dibuat desain Model B dan D revisi dengan memperbesar dimensi kolom dan balok, agar pada saat pengecekan simpangan, hasilnya sesuai syarat. Maka untuk B setelah revisi (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) memiliki waktu getar alami 1,2811 *sec* dan Model D (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing) memiliki waktu getar alami 1,1151 *sec* sedangkan Model D setelah revisi (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing) memiliki waktu getar alami 0,7710 *sec*.

Dalam perencanaan penggunaan isolasi dasar memerlukan syarat berdasarkan SNI 1726:2012, perhitungan untuk persyaratan bisa dilihat pada lampiran.

#### 4.15.1 Gaya Lateral Minimum

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 12.5.4 terdapat dua gempa gaya lateral minimum yang bekerja pada struktur isolasi, yaitu gaya lateral minimum yang berada dibawah sistem isolasi ( $V_b$ ) dan gaya lateral minimum diatas sistem isolasi ( $V_s$ ). Dalam perencanaan nilai gaya lateral minimum yang berada dibawah sistem isolasi ( $V_b$ ) didapat dari persamaan berikut:

1. Untuk gedung Model B (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) dan Model D (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing)

$$V_b = K_{Dmax} D_D$$

$$V_b = 63584,064 \times 0,202$$

$$V_b = 12844,8475 \text{ kg}$$

Nilai gaya lateral minimum diatas sistem isolasi ( $V_s$ ). didapat dari persamaan berikut;

$$V_s = \frac{V_b}{R_I}$$

$$V_s = \frac{12844,8475}{2}$$

$$V_s = 6422,4237 \text{ kg.}$$

2. Untuk gedung Model B setelah revisi (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) dan Model D setelah revisi (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing)

$$V_b = K_{Dmax} D_D$$

$$V_b = 98467,877 \times 0,202$$

$$V_b = 19891,8531 \text{ kg}$$

Nilai gaya lateral minimum diatas sistem isolasi ( $V_s$ ). didapat dari persamaan berikut:

$$V_s = \frac{V_b}{R_I}$$

$$V_s = \frac{19891,8531}{2}$$

$$V_s = 9945,9265 \text{ kg.}$$

#### 4.15.2 Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa (Fi)

Nilai distribusi gaya vertikal sistem isolasi dapat dilihat pada Tabel 4.38 dan 4.39.

Tabel 4.38: Nilai  $F_{ix}$  lantai gedung Model B dan D

Lantai (i)	Wi (kg)	Hi <sup>k</sup> (m)	wi . hi (kg.m)	Fi (kg)
Lantai 1	19038,00	3,5	66633,00	508,96
Lantai 2	17838,00	6,5	115947,00	885,64
Lantai 3	17838,00	9,5	169461,00	1294,39
Lantai 4	17838,00	12,5	222975,00	1703,15
Lantai 5	17148,60	15,5	265803,30	2030,28
Total	89700,60		840819,30	6422,42

Nilai total  $F_{ix}$  gedung Model B (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) dan gedung Model D (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing) adalah 6422,42 kg didapat dari persamaan nilai gaya lateral minimum diatas isolasi dasar ( $V_s$ ). Dalam laporan tugas akhir ini untuk Model B dan D ada dua versi yaitu desain awal dan desain revisi. Desain revisi dibuat karena pada desain Model B dan D awal ketika pengecekan simpangan, hasilnya tidak sesuai syarat. Maka dibuat desain Model B dan D revisi dengan memperbesar dimensi kolom dan balok, agar pada saat pengecekan simpangan, hasilnya sesuai syarat. Dan bangunan dibuat dua dimensi, maka yang ditinjau hanya arah X.

Tabel 4.39: Nilai  $F_{ix}$  lantai gedung Model B dan D setelah direvisi

Lantai (i)	Wi (kg)	Hi <sup>k</sup> (m)	wi . hi (kg.m)	Fi (kg)
Lantai 1	29802,00	3,5	104307,00	797,15
Lantai 2	27450,00	6,5	178425,00	1363,59

Tabel 4.39: *Lanjutan*

Lantai (i)	Wi (kg)	Hi <sup>k</sup> (m)	wi . hi (kg.m)	Fi (kg)
Lantai 3	27450,00	9,5	260775,00	1992,94
Lantai 4	27450,00	12,5	343125,00	2622,28
Lantai 5	26760,60	15,5	414789,30	3169,97
Total	138912,60		1301421,30	9945,93

Nilai total  $F_{ix}$  gedung Model B setelah revisi (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) dan gedung Model D setelah revisi (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing) adalah 9945,93 kg didapat dari persamaan nilai gaya lateral minimum diatas isolasi dasar ( $V_s$ ).

Mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Nilai  $F_{ix}$  dan  $F_{iy}$  yang akan dimasukkan menjadi beban gempa rencana per total menggunakan Pers. 4.13. Tetapi yang ditinjau hanya arah X yaitu  $F_{ix}$ .

$$F_{ix} = F_{iy} = F_i \frac{p_i}{\text{Total Panjang Bentang}} \quad (4.13)$$

Dengan menggunakan Pers. 4.13 diatas, maka nilai  $F_{ix}$  dan  $F_{iy}$  tiap lantai dengan panjang bentang pada arah x dan y adalah 15 meter, dapat dilihat pada Tabel 4.40 dan Tabel 4.41.

Tabel 4.40: Nilai  $F_{ix}$  tiap lantai pada struktur bangunan Model B dan Model D

Lantai	Fx (kg)	Gaya Perportal Fx/4 (kg)
1	508,96	127,241
2	885,64	221,409
3	1294,39	323,598
4	1703,15	425,787
5	2030,28	507,571

Tabel 4.40 dapat dilihat Nilai  $F_{ix}$  gedung Model B dan D didistribusikan pada tiap lantai pada setiap join struktur gedung.

Tabel 4.41: Nilai  $F_{ix}$  tiap lantai pada struktur bangunan Model B dan Model D setelah revisi

Lantai	Fx (kg)	Gaya Perportal Fx/4 (kg)
1	797,15	199,288
2	1363,59	340,897
3	1992,94	498,234
4	2622,28	655,571
5	3169,97	792,492

Tabel 4.41 dapat dilihat Nilai  $F_{ix}$  gedung Model B dan D setelah revisi didistribusikan pada tiap lantai pada setiap join struktur gedung.

#### 4.15.3 Nilai Simpangan Gedung Dengan Isolasi Dasar (Nilai Respon Bangunan)

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antara lantai hanya terdapat satu kinerja batas ultimate. Nilai simpangan dan pengecekan *story drift* terdapat pada Tabel 4.42 sampai dengan 4.45.

Tabel 4.42: Nilai simpangan gedung isolasi dasar gedung Model B.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan	Perpindahan antar tingkat ( $\delta_i$ )	Simpangan yang diperbesar	Syarat ( $\Delta a$ ) 0,015* hi (cm)	Cek
		Arah x	Arah x	<i>Story drift</i> = $(\delta_i * C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> < $\Delta a$
		cm	cm	Arah x		
	0	0,9521	0,9521	5,24		
350	1	2,7648	1,8127	9,97	5,25	NOT OK
300	2	4,0679	1,3031	7,17	4,5	NOT OK
300	3	5,2042	1,1363	6,25	4,5	NOT OK
300	4	6,2126	1,0083	5,55	4,5	NOT OK
300	5	7,1077	0,8952	4,92	4,5	NOT OK

Nilai simpangan yang terjadi pada gedung Model B (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) yaitu 0,9521 cm pada isolasi dasar, 2,7648 cm pada lantai 1, 4,0679 cm pada lantai 2, 5,2042 cm pada lantai 3, 6,2126 cm pada lantai 4, dan 7,1077 cm pada lantai 5.

Tabel 4.43: Nilai simpangan gedung Model D.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan	Perpindahan antar tingkat ( $\delta_i$ )	Simpangan yang diperbesar	Syarat ( $\Delta a$ ) $0,015 \cdot h_i$ (cm)	Cek
		Arah x	Arah x	<i>Story drift</i> $= (\delta_i \cdot C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> $< \Delta a$
		cm	cm	Arah x		
	0	1,0219	1,0219	5,62		
350	1	1,7003	0,6784	3,73	5,25	OK
300	2	2,6319	0,9315	5,12	4,5	NOT OK
300	3	3,6288	0,9969	5,48	4,5	NOT OK
300	4	4,5814	0,9526	5,24	4,5	NOT OK
300	5	5,4494	0,8680	4,77	4,5	NOT OK

Nilai simpangan yang terjadi pada gedung Model D (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing), yaitu 1,0219 cm pada lantai dasar, 1,7003 cm pada lantai 1, 2,6319 cm pada isolasi 2, 3,6288 cm pada lantai 3, 4,5814 cm pada lantai 4 dan 5,4494 cm pada lantai 5.

Dalam laporan tugas akhir ini untuk Model B dan D ada dua versi yaitu desain awal dan desain revisi. Desain revisi dibuat karena pada desain Model B dan D awal ketika pengecekan simpangan, hasilnya tidak sesuai syarat. Maka dibuat desain Model B dan D revisi dengan memperbesar dimensi kolom dan balok, agar pada saat pengecekan simpangan, hasilnya sesuai syarat.

Tabel 4.44: Nilai simpangan gedung isolasi dasar gedung Model B setelah revisi

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan	Perpindahan antar tingkat ( $\delta_i$ )	Simpangan yang diperbesar	Syarat ( $\Delta a$ ) 0,015* hi (cm)	Cek
		Arah x	Arah x	<i>Story drift</i> = $(\delta_i * C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> < $\Delta a$
		cm	cm	Arah x		
	0	0,3770	0,3770	2,07		
350	1	1,3269	0,9500	5,22	5,25	OK
300	2	2,0243	0,6974	3,84	4,5	OK
300	3	2,6262	0,6019	3,31	4,5	OK
300	4	3,1484	0,5222	2,87	4,5	OK
300	5	3,6038	0,4554	2,50	4,5	OK

Nilai simpangan yang terjadi pada gedung Model B setelah revisi (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) yaitu 0,3770 cm pada isolasi dasar, 1,3269 cm pada lantai 1, 2,0243 cm pada lantai 2, 2,6262 cm pada lantai 3, 3,1484 cm pada lantai 4, dan 3,6038 cm pada lantai 5.

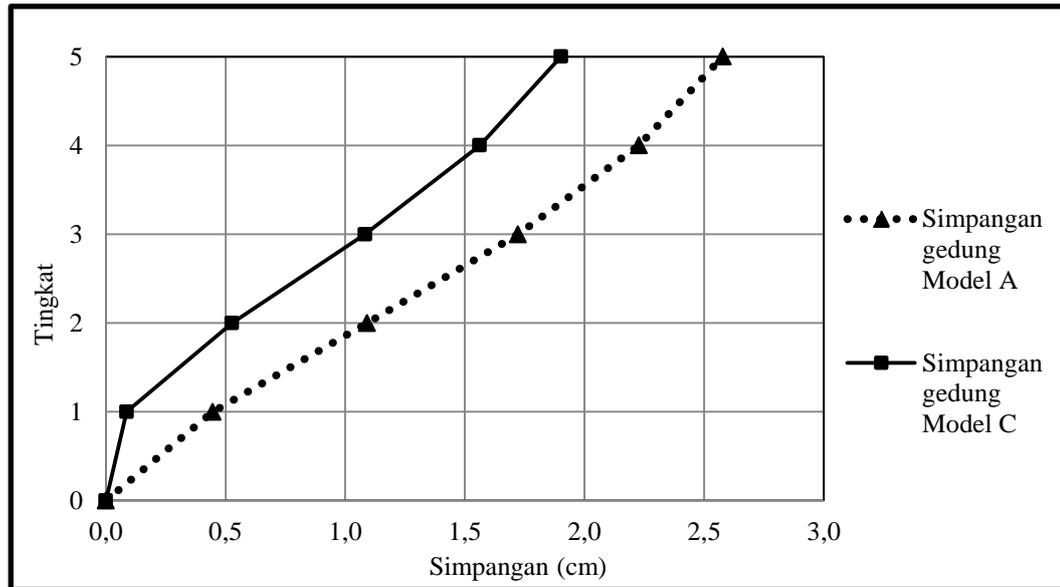
Tabel 4.45: Nilai simpangan gedung Model D setelah revisi

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan	Perpindahan antar tingkat ( $\delta_i$ )	Simpangan yang diperbesar	Syarat ( $\Delta a$ ) 0,015* hi (cm)	Cek
		Arah x	Arah x	<i>Story drift</i> = $(\delta_i * C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> < $\Delta a$
		cm	cm	Arah x		
	0	0,4274	0,4274	2,35		
350	1	0,7429	0,3155	1,74	5,25	OK
300	2	1,1904	0,4476	2,46	4,5	OK
300	3	1,6697	0,4793	2,64	4,5	OK
300	4	2,1321	0,4624	2,54	4,5	OK
300	5	2,5531	0,4210	2,32	4,5	OK

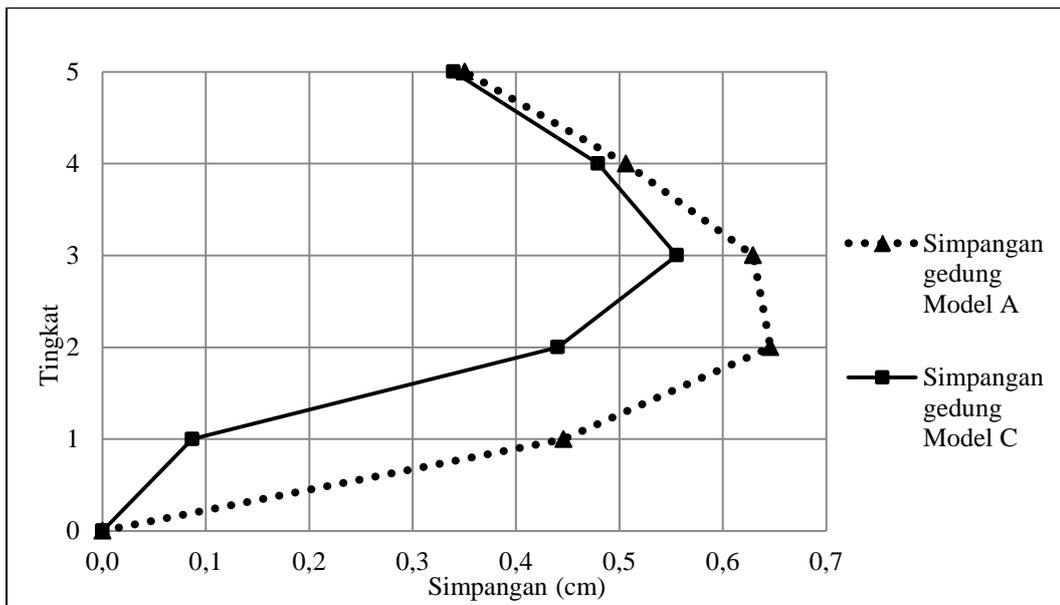
Nilai simpangan yang terjadi pada gedung Model D setelah revisi (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing), yaitu 0,4274 cm pada lantai

dasar, 0,7429 cm pada lantai 1, 1,1904 cm pada isolasi 2, 1,6697 cm pada lantai 3, 2,1321 cm pada lantai 4 dan 2,5531 cm pada lantai 5.

Total simpangan arah x antar tingkat terhadap ketinggian gedung dan rasio simpangan antar tingkat ditampilkan dalam bentuk diagram dapat dilihat pada Gambar 4.7 dan 4.14.

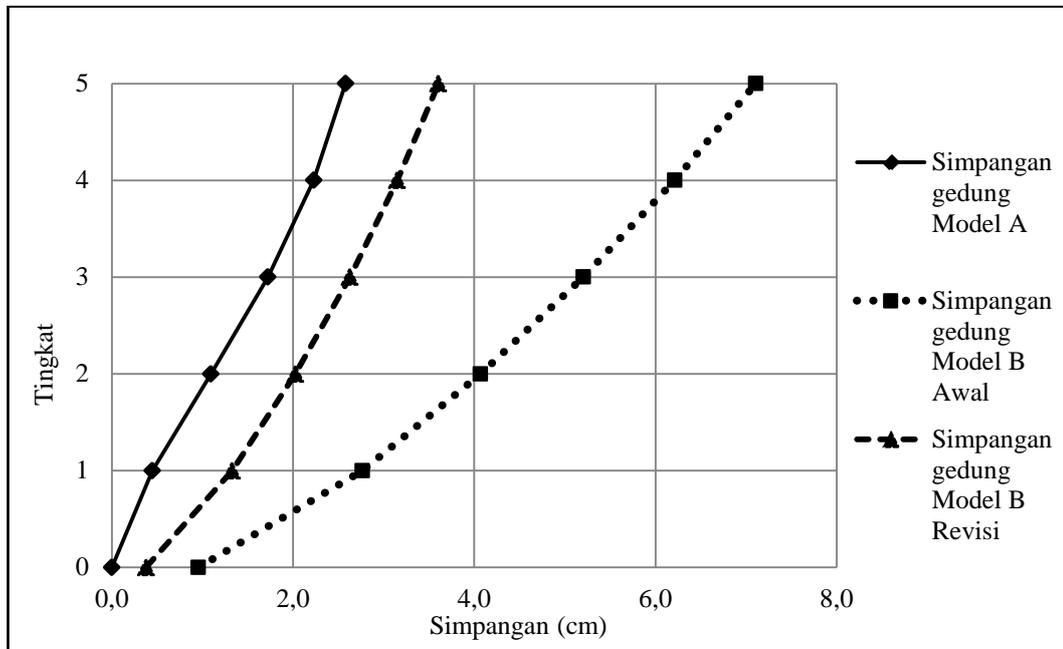


Gambar 4.7: Grafik simpangan struktur gedung terhadap ketinggian gedung Model A dan C.

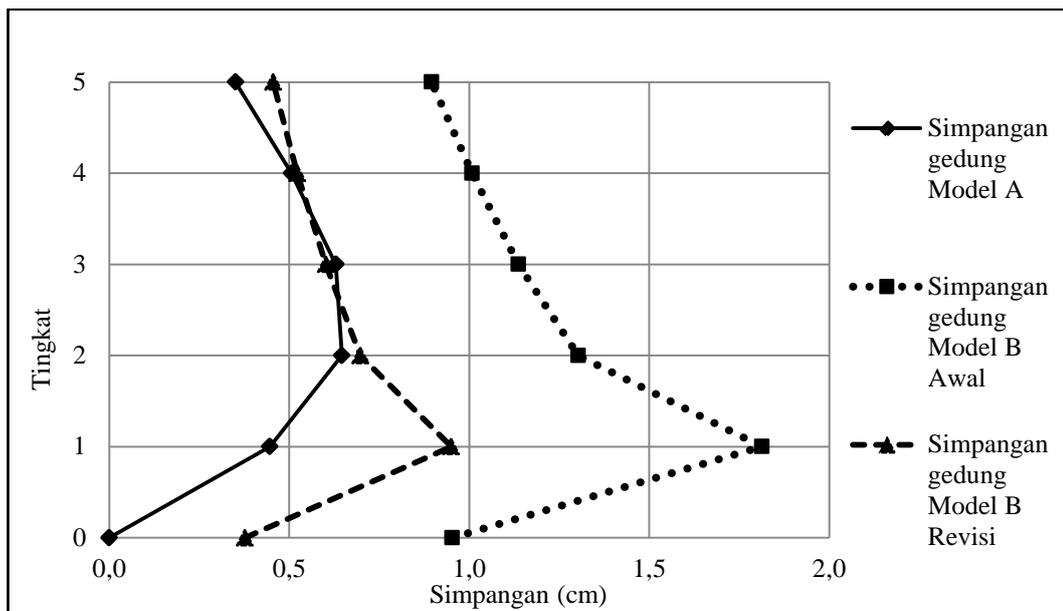


Gambar 4.8: Grafik rasio simpangan antar tingkat struktur gedung Model A dan C.

Gambar 4.7 dan 4.8 terlihat bahwa simpangan gedung Model A (gedung Model 5 lantai dengan perletakan jepit) mengalami simpangan 2,5787 cm kemudian gedung Model A ditambah bresing dan mengalami simpangan menjadi 1,9020 cm.

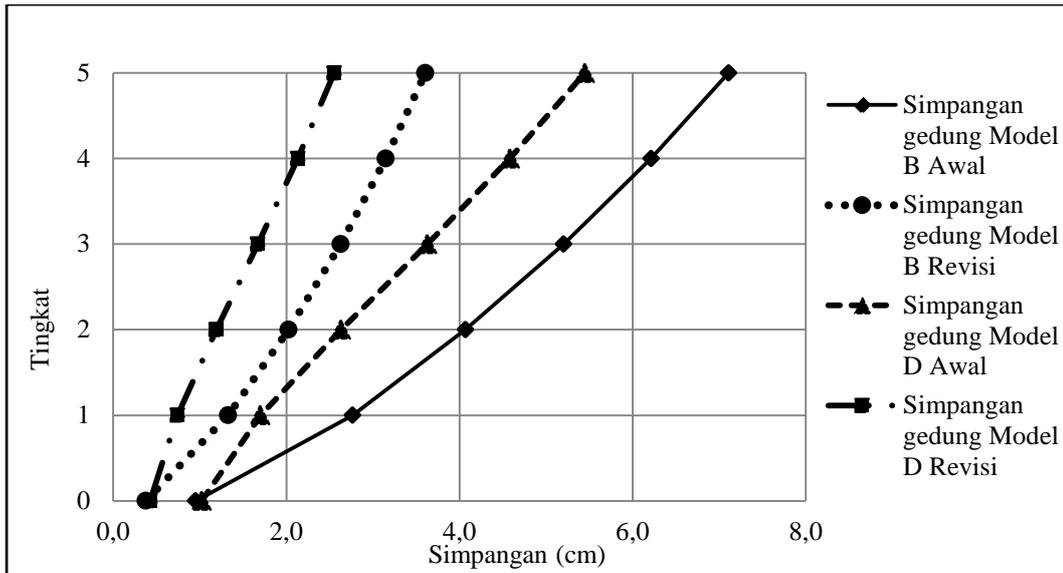


Gambar 4.9: Grafik Simpangan struktur gedung terhadap ketinggian gedung Model A, B awal dan B revisi.

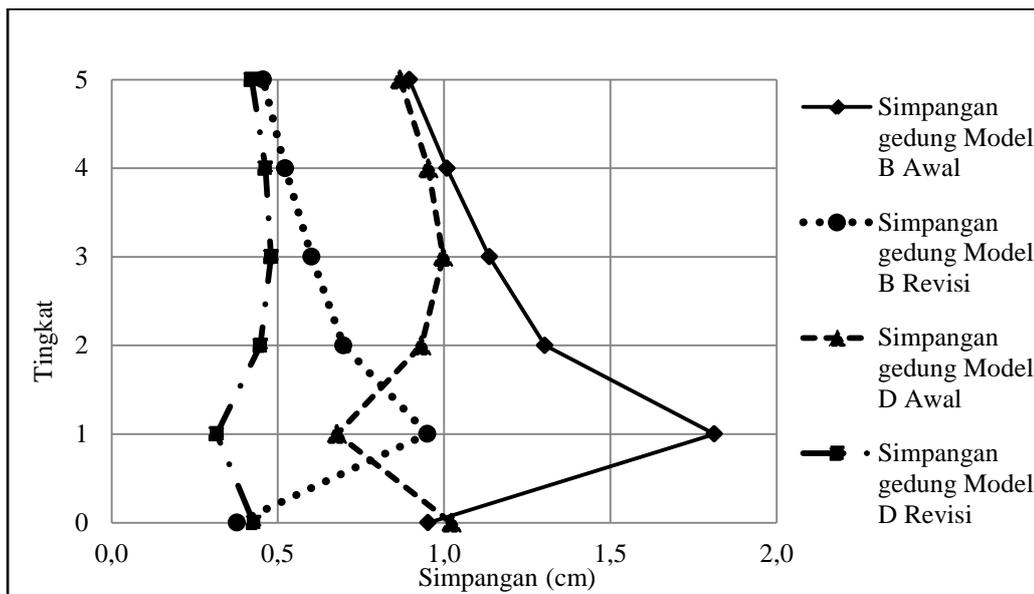


Gambar 4.10: Grafik rasio simpangan antar tingkat struktur gedung Model A, B awal dan B revisi.

Gambar 4.9 dan 4.10 terlihat bahwa rasio simpangan gedung Model B lebih kecil dibandingkan dengan Model A. Gambar tersebut menunjukkan bahwa simpangan pada stuktur terisolasi dasar lebih kecil dari pada struktur perletakan jepit meskipun pada bagian perletakan yang menggunakan isolasi lebih besar dikarenakan isolasi flexible mengikuti arah gempa dan tidak kaku, namun pada tiap tingkat diatas isolasi memiliki simpangannya cenderung lebih rendah.

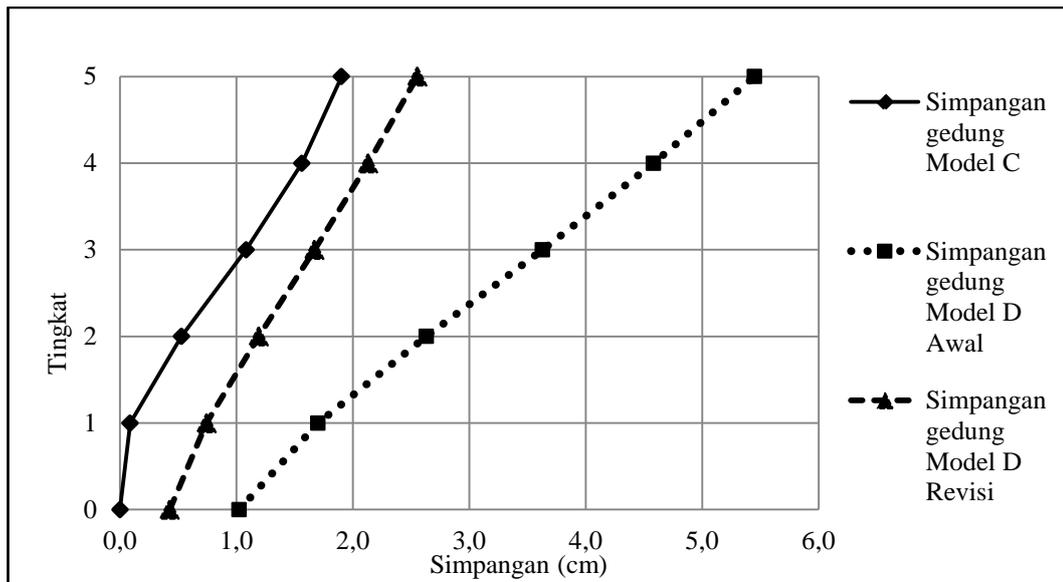


Gambar 4.11: Grafik Simpangan struktur gedung terhadap ketinggian gedung Model B awal, B revisi, D awal dan D revisi.

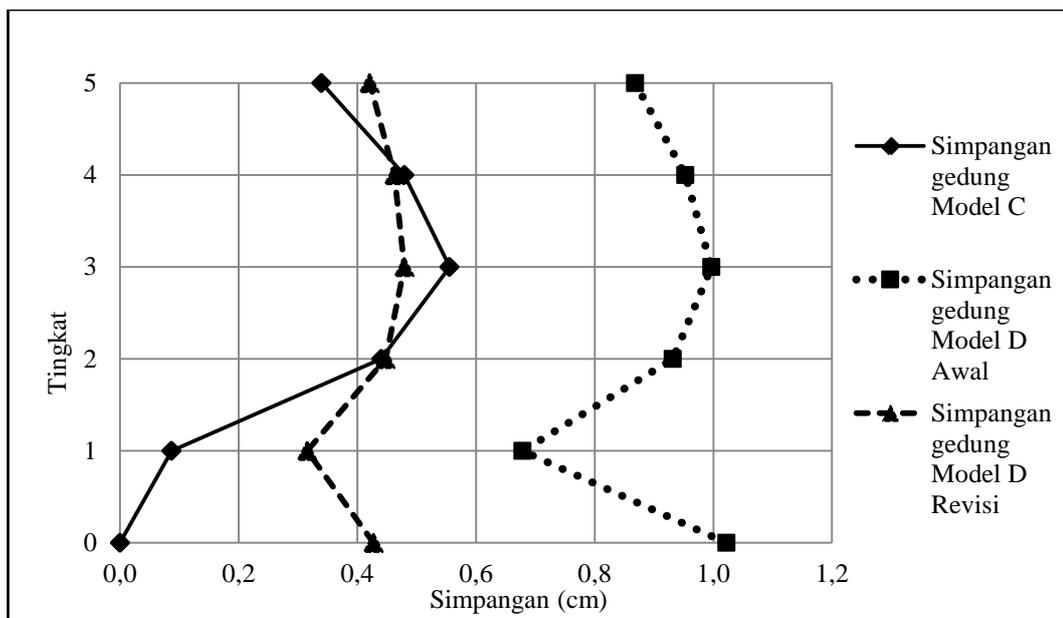


Gambar 4.12: Grafik rasio simpangan antar tingkat struktur gedung Model B awal, B revisi, D awal dan D revisi.

Gambar 4.11 dan 4.12 terlihat bahwa simpangan gedung Model B (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) mengalami simpangan 7,1077 cm pada desain awal dan 3,6038 cm untuk desain revisi lalu gedung tersebut ditambah dengan breising pada lantai dasar bangunan dan mengalami perubahan simpangan menjadi 5,4494 cm pada desain awal dan 2,5531 cm untuk desain revisi.



Gambar 4.13: Grafik Simpangan struktur gedung terhadap ketinggian gedung Model C, D awal dan D revisi.



Gambar 4.14: Grafik rasio simpangan antar tingkat struktur gedung Model C, D awal dan D revisi.

Gambar 4.13 dan 4.14 terlihat bahwa simpangan gedung Model C (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing) mengalami simpangan 1,9020 cm lalu gedung tersebut ditambah dengan isolasi dasar dan mengalami perubahan simpangan menjadi 5,4494 cm pada desain awal dan 2,5531 cm untuk desain revisi.

Dalam tugas akhir ini untuk gedung Model B dan D ada dua versi yaitu desain awal dan desain revisi. Pada desain awal ketika pengecekan simpangan, hasilnya tidak sesuai syarat pengecekan simpangan. Maka dibuat desain revisi dengan memperbesar dimensi kolom dan balok pada gedung Model B dan D, agar pada saat pengecekan simpangan hasilnya sesuai syarat. Serta dalam memperbaiki simpangan yang tidak “OKE” atau tidak sesuai syarat pengecekan simpangan ada dua pendekatan yang diambil, antara lain:

1. Mengubah properties kekakuan efektif berbasis simpangan (energi berkurang)
2. Mengubah kekakuan efektif berbasis energi (energi dipertahankan)

Dalam dua pendekatan ini, yang digunakan untuk menyelesaikan permasalahan simpangan yaitu mengubah properties kekakuan efektif berbasis simpangan (energi berkurang) yaitu dengan cara menambah nilai *effective stiffness* dari nilai awal pada input data di *software*.

#### **4.16 Analisa Non-Linear Beban Dorong**

Pembahasan analisa beban dorong pada sub bab ini yaitu untuk mengetahui perbandingan simpangan yang terjadi pada tiap lantai bangunan dan kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong. Perbandingan yang akan dilakukan adalah membandingkan antara 4 model respon bangunan beton bertulang terhadap gempa dengan metode *non-linear*.

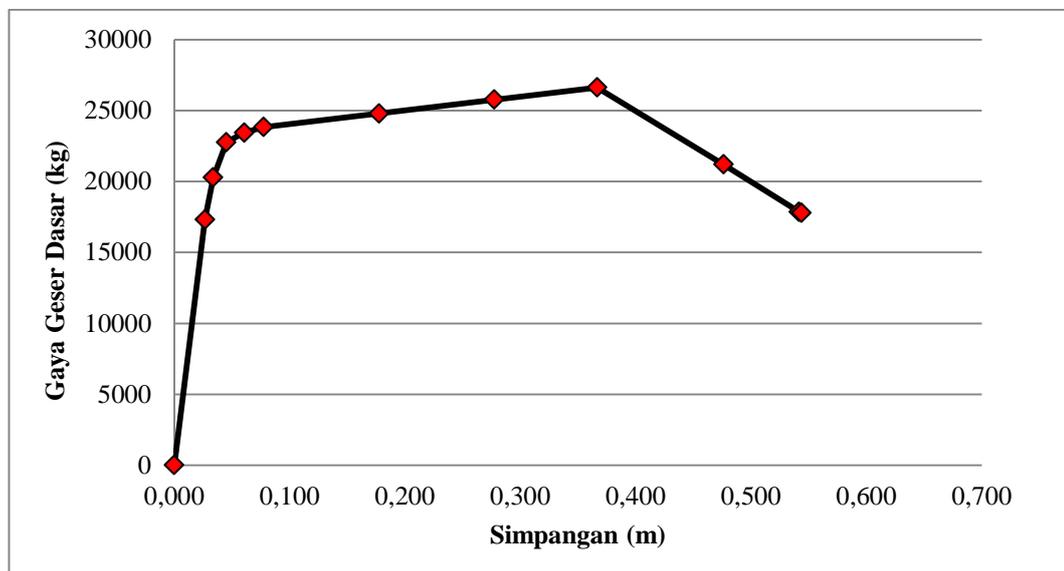
##### **4.16.1 Analisa Non-Linear Beban Dorong Gedung Model A**

Nilai kapasitas simpangan yang terjadi pada beban dorong Model A (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit) dengan titik pantauan dijoin 6 yang berada di

atap gedung terdapat pada Tabel 4.46 dan kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong yang didapat dari *software* dapat dilihat pada Gambar 4.15.

Tabel 4.46: Kemampuan simpangan titik pantau di atap gedung Model A.

TABLE: Pushover Curve - atap								
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CptoC	CtoD
	Mm	Kgf						
0	0,019376	0	70	0	0	0	0	0
1	26,644304	17316,42	69	1	0	0	0	0
2	33,660811	20279,00	55	15	0	0	0	0
3	45,084155	22767,32	45	25	0	0	0	0
4	60,548642	23442,04	39	31	0	0	0	0
5	77,401146	23842,48	36	34	0	0	0	0
6	177,401146	24797,63	36	18	16	0	0	0
7	277,401146	25768,42	36	0	33	1	0	0
8	366,498495	26629,78	36	0	6	24	0	4
9	476,130988	21200,45	36	0	0	2	0	32
10	541,579261	17860,45	36	0	0	0	0	31
11	543,61212	17789,08	36	0	0	0	0	31



Gambar 4.15: Kurva berdasarkan kapasitas analisa beban dorong gedung Model A.

Kurva diatas menunjukkan hubungan antara gaya geser dasar terhadap perpindahan yang terjadi akibat beban gempa pada struktur bangunan. Untuk

melihat hasil yang lebih detail bisa dilihat pada Tabel 4.46. Dengan target perpindahan  $\delta T = 101,85$  mm yang di dapat dan terlihat bahwa dalam step 6 dimana perpindahan mencapai 177,401 mm  $> \delta T$  untuk simpangan leleh 1, kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah LS (*life safety*), yang artinya menunjukkan bahwa target perpindahan telah terpenuhi dan bangunan aman untuk dihuni. Pada kondisi tersebut, terdapat 16 sendi plastis di tingkat *Immediate Occupancy (IO)*, 0 sendi plastis di tingkat *Life Safety (LS)*, 0 sendi plastis di tingkat *Collapse Prevention (CP)* yang artinya terhindar dari keruntuhan hanya saja bangunan rusak parah dan tidak bisa dipakai dan 0 sendi plastis di tingkat *Collapse (C)* yang artinya batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung namun bangunan akan runtuh.

#### 4.16.2 Analisa Non-Linear Beban Dorong Gedung Model B

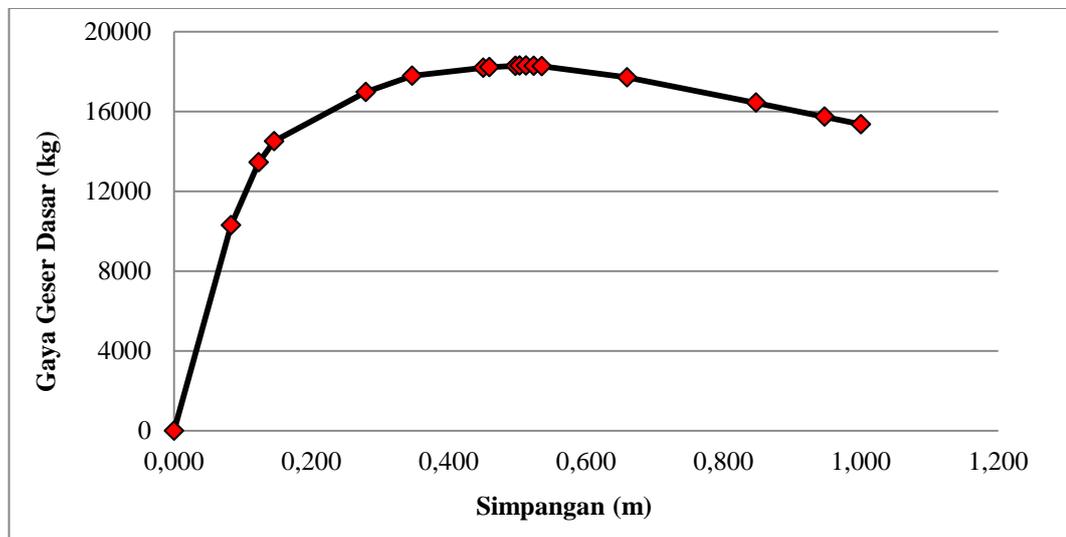
Nilai kapasitas simpangan yang terjadi pada beban dorong Model B (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) dengan titik pantauan dijoin 6 yang berada di atap gedung terdapat pada Tabel 4.47 dan 4.48 dan kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong yang didapat dari *software* dapat dilihat pada Gambar 4.16 dan 4.17.

Tabel 4.47: Kemampuan simpangan gedung titik pantau di atap Model B desain awal.

TABLE: <i>Pushover curve</i> - atap								
Step	<i>Displacement</i>	<i>BaseForce</i>	<i>AtoB</i>	<i>BtoIO</i>	<i>IOtoLS</i>	<i>LStoCP</i>	<i>CPtoC</i>	<i>CtoD</i>
	Mm	Kgf						
0	0	0	70	0	0	0	0	0
1	83,07061	10296,16	68	2	0	0	0	0
2	123,246043	13445,74	53	17	0	0	0	0
3	145,671651	14510,43	47	23	0	0	0	0
4	279,259522	16970,9	42	17	11	0	0	0
5	346,95896	17786,91	40	8	20	2	0	0
6	450,284348	18194,3	40	3	15	9	0	3
7	459,436129	18222,91	40	3	11	11	0	5
8	497,368614	18287,82	39	3	7	13	0	8
9	503,288354	18292,8	39	3	7	11	0	10
10	512,501532	18292,03	39	2	7	11	0	11

Tabel 4.47: Lanjutan

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD
	Mm	Kgf						
11	523,727953	18286,33	38	2	6	12	0	12
12	535,409166	18273,41	38	2	5	9	0	16
13	659,600089	17706,77	38	2	2	1	0	27
14	847,510473	16441,18	38	2	0	0	0	30
15	947,510473	15733,34	38	2	0	0	0	30
16	1000,055026	15361,41	38	2	0	0	0	30



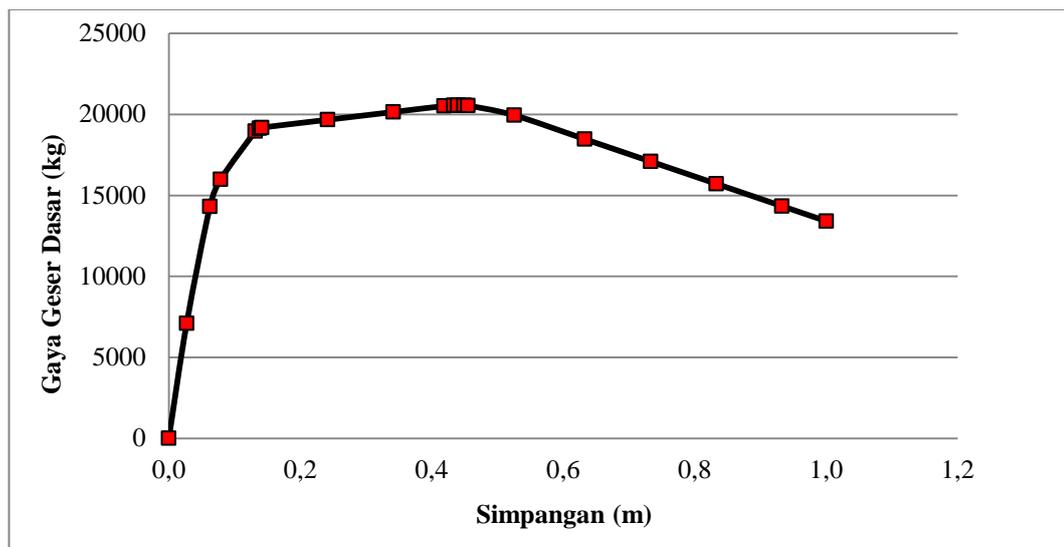
Gambar 4.16: Kurva berdasarkan kapasitas analisa beban dorong gedung Model B desain awal.

Tabel 4.48: Kemampuan simpangan gedung titik pantau di atap Model B desain revisi.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD
	Mm	Kgf						
0	0	0	70	0	0	0	0	0
1	27,219691	7107,43	69	1	0	0	0	0
2	62,633306	14319,56	54	16	0	0	0	0
3	78,676504	15978,12	48	22	0	0	0	0
4	131,717621	18962,88	42	28	0	0	0	0
5	138,051052	19131,68	41	29	0	0	0	0
6	141,370935	19188,92	40	30	0	0	0	0
7	241,370935	19669,39	40	10	20	0	0	0

Tabel 4.48: Lanjutan

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CptoC	CtoD
	Mm	Kgf						
8	341,370935	20149,85	40	0	28	2	0	0
9	418,671646	20517,69	40	0	7	20	0	3
10	433,472189	20554,72	40	0	5	19	0	6
11	439,147185	20558,43	40	0	5	17	0	8
12	448,912341	20556,66	40	0	2	18	0	10
13	454,881714	20545,43	40	0	2	14	0	14
14	525,47481	19947,6	40	0	0	2	0	28
15	632,735839	18475,04	40	0	0	0	0	30
16	732,735839	17096,61	40	0	0	0	0	30
17	832,735839	15718,17	40	0	0	0	0	30
18	932,735839	14339,74	40	0	0	0	0	30
19	1000,044182	13411,94	40	0	0	0	0	30



Gambar 4.17: Kurva berdasarkan kapasitas analisa beban dorong gedung Model B desain revisi.

Kurva diatas menunjukkan hubungan antara gaya geser dasar terhadap perpindahan yang terjadi akibat beban gempa pada struktur bangunan. Untuk melihat hasil yang lebih detail bisa dilihat pada Tabel 4.47 dan 4.48. Dengan target perpindahan  $\delta T = 268,864$  mm untuk desain awal dan target perpindahan  $\delta T = 260,707$  mm untuk desain revisi, yang di dapat dan terlihat bahwa dalam step 4 dimana perpindahan mencapai  $279,260$  mm  $>$   $\delta T$  untuk desain awal dan dalam

step 8 dimana perpindahan mencapai 341,371 mm >  $\delta T$  untuk desain revisi yang merupakan simpangan leleh 1.

Untuk Model B desain awal kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah LS (*life safety*), yang artinya menunjukkan bahwa target perpindahan telah terpenuhi dan bangunan aman untuk dihuni. Pada kondisi tersebut, terdapat 11 sendi plastis di tingkat *Immediate Occupancy (IO)*, 0 sendi plastis di tingkat *Life Safety (LS)*, 0 sendi plastis di tingkat *Collapse Prevention (CP)* yang artinya terhindar dari keruntuhan hanya saja bangunan rusak parah dan tidak bisa dipakai dan 0 sendi plastis di tingkat *Collapse (C)* yang artinya batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung namun bangunan akan runtuh.

Untuk Model B desain revisi kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *Collapse Prevention (CP)* yang artinya terhindar dari keruntuhan hanya saja bangunan rusak parah dan tidak bisa dipakai. Pada kondisi tersebut, terdapat 2 sendi plastis di tingkat *Life Safety (LS)*, 0 sendi plastis di tingkat *Collapse Prevention (CP)* dan 0 sendi plastis di tingkat *Collapse (C)* yang artinya batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung namun bangunan akan runtuh.

#### 4.16.3 Analisa Non-Linear Beban Dorong Gedung Model C

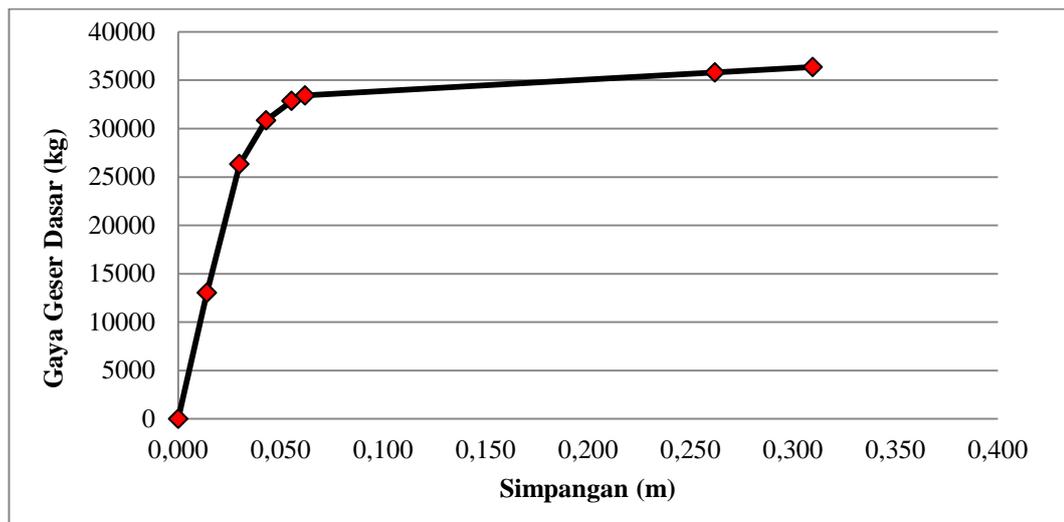
Nilai kapasitas simpangan yang terjadi pada beban dorong Model C (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah bresing) dengan titik pantauan dijoin 6 yang berada di atap gedung terdapat pada Tabel 4.49 dan kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong yang didapat dari *software* dapat dilihat pada Gambar 4.18. Analisa simpangan dengan titik pantau join 6 pada bagian atap.

Tabel 4.49: Kemampuan simpangan gedung titik pantau di atap Model C.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD
	Mm	Kgf						
0	0,01937	0	76	0	0	0	0	0
1	14,009361	13016,6	73	3	0	0	0	0
2	29,939094	26313,25	64	9	0	0	0	3
3	42,853518	30857,49	49	24	0	0	0	3
4	55,361617	32852,41	42	31	0	0	0	3

Tabel 4.49: Lanjutan

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD
	Mm	Kgf						
5	61,897982	33420,23	39	34	0	0	0	3
6	261,897982	35804,4	39	6	18	10	0	3
7	309,632863	36361,84	39	6	0	24	0	7



Gambar 4.18: Kurva berdasarkan kapasitas analisa beban dorong gedung Model C.

Kurva diatas menunjukkan hubungan antara gaya geser dasar terhadap perpindahan yang terjadi akibat beban gempa pada struktur bangunan. Untuk melihat hasil yang lebih detail bisa dilihat pada Tabel 4.49. Dengan target perpindahan  $\delta T = 70,54$  mm yang di dapat dan terlihat bahwa dalam step 6 dimana perpindahan mencapai 261,89 mm  $> \delta T$  merupakan nilai simpangan leleh 1, kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *Collapse Prevention (CP)*, terjadinya kerusakan yang parah pada struktur sehingga kekuatan dan kekakuannya berkurang banyak.

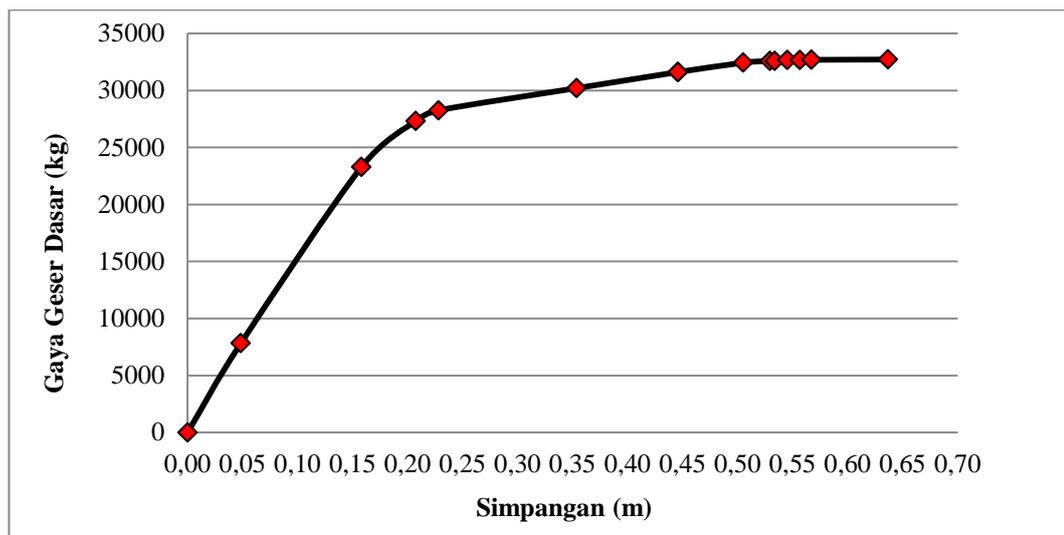
#### 4.16.4 Analisa Non-Linear Beban Dorong Gedung Model D

Nilai kapasitas simpangan yang terjadi pada beban dorong Model D (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah bresing) dengan titik pantauan dijoin 6 yang berada di atap gedung terdapat pada Tabel 4.50 dan 4.51 dan kurva kapasitas

berdasarkan analisa beban dorong yang didapat dari *software* dapat dilihat pada Gambar 4.19 dan 4.20.

Tabel 4.50: Kemampuan simpangan gedung titik pantau di atap Model D desain awal.

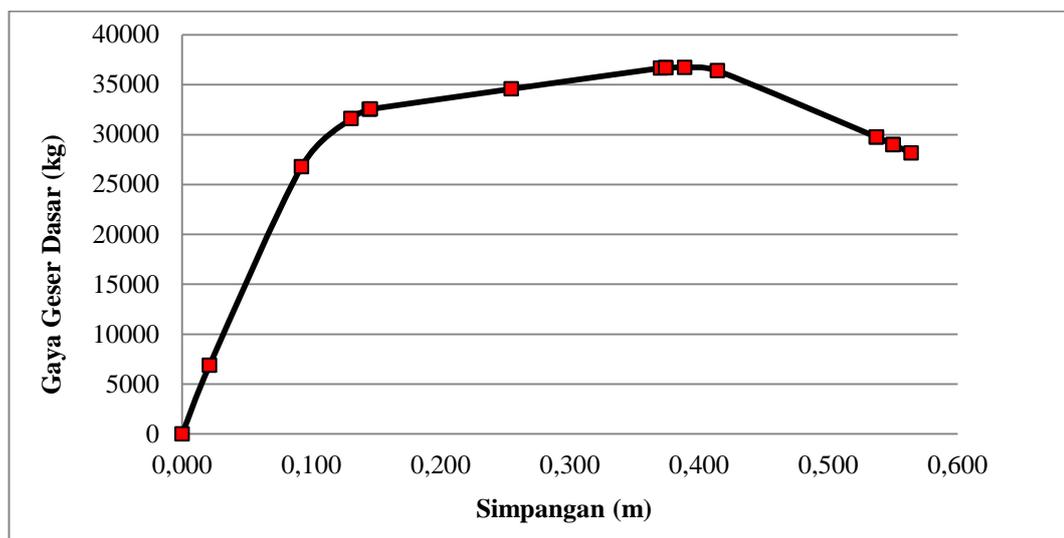
Step	Displacement	BaseForce	Ato B	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	Cto D
	Mm	Kgf						
0	0,037413	0	76	0	0	0	0	0
1	48,445957	7830,58	75	1	0	0	0	0
2	158,157999	23295,34	59	16	0	0	0	1
3	207,561157	27325,89	50	25	0	0	0	1
4	228,075159	28254,66	46	29	0	0	0	1
5	353,615432	30204,65	45	4	26	0	0	1
6	445,666523	31615,12	45	2	16	12	0	0
7	445,666533	31615,12	45	2	16	12	0	0
8	505,20648	32440,02	44	3	0	19	0	9
9	529,384917	32584,06	44	3	0	9	0	19
10	533,797558	32596	44	3	0	9	0	19
11	545,266779	32653,29	44	3	0	4	0	24
12	556,543467	32678,1	44	3	0	2	0	26
13	567,256321	32689,17	44	3	0	0	0	28
14	636,686439	32716,4	43	4	0	0	0	28



Gambar 4.19: Kurva berdasarkan kapasitas analisa beban dorong gedung Model D desain awal.

Tabel 4.51: Kemampuan simpangan gedung titik pantau di atap Model D desain revisi.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD
	Mm	Kgf						
0	0	0	76	0	0	0	0	0
1	21,104842	6870,09	75	1	0	0	0	0
2	92,308825	26776,68	54	21	0	0	0	1
3	130,715157	31608,08	47	28	0	0	0	1
4	144,885761	32531,24	44	31	0	0	0	1
5	145,664636	32561,42	43	32	0	0	0	1
6	254,576838	34578,35	43	8	24	0	0	1
7	370,174325	36672,91	43	4	11	16	0	2
8	374,200841	36686,38	43	4	7	20	0	1
9	374,200851	36686,38	43	4	7	20	0	1
10	388,878904	36732,58	43	4	4	22	0	2
11	414,295136	36390,41	43	4	2	20	0	6
12	537,175019	29756,82	43	4	0	0	0	27
13	537,175029	29756,82	43	4	0	0	0	27
14	550,162235	28986,69	43	4	0	0	0	26
15	550,162245	28986,69	43	4	0	0	0	26
16	564,014656	28160,99	42	5	0	0	0	26



Gambar 4.20: Kurva berdasarkan kapasitas analisa beban dorong gedung Model D desain revisi.

Kurva diatas menunjukkan hubungan antara gaya geser dasar terhadap perpindahan yang terjadi akibat beban gempa pada struktur bangunan. Untuk melihat hasil yang lebih detail bisa dilihat pada Tabel 4.50 dan 4.51. Dengan target perpindahan  $\delta T = 246,512$  mm untuk desain awal dan target perpindahan  $\delta T = 253,77$  mm untuk desain revisi, yang di dapat dari terlihat bahwa dalam step 5 dimana perpindahan mencapai  $353,615$  mm  $>$   $\delta T$  untuk desain awal dan dalam step 6 dimana perpindahan mencapai  $254,577$  mm  $>$   $\delta T$  untuk desain revisi merupakan nilai simpangan leleh 1.

Untuk Model D desain awal kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah LS (*life safety*), yang artinya menunjukkan bahwa target perpindahan telah terpenuhi dan bangunan aman untuk dihuni.

Untuk Model D desain revisi kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah LS (*life safety*), yang artinya menunjukkan bahwa target perpindahan telah terpenuhi dan bangunan aman untuk dihuni.

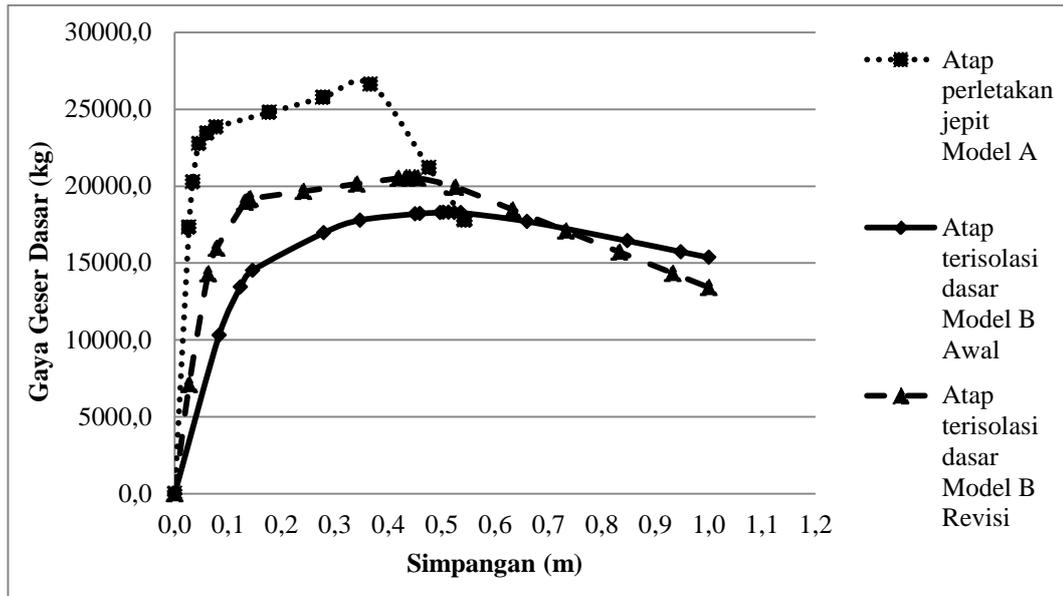
#### **4.17 Perbandingan Respon Bangunan Dengan Analisa Non-Linear**

Perbandingan respon bangunan ini ditinjau dalam perbandingan kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong yang terjadi pada struktur perletakan jepit dan isolasi.

##### **4.17.1 Perbandingan Respon Bangunan Dengan Analisa Non-Linear Gedung Model A dan B**

Dalam kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong pada gedung Model A (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit) dengan 1 titik pantauan dijoin 6 yang berada di atap gedung dan Model B (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) dilakukan dengan 1 titik pantauan dijoin 6 pada bagian atap.

Perbandingan kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong yang didapat dari *software* dapat dilihat pada Gambar 4.21.



Gambar 4.21: Perbandingan kurva kapasitas analisa beban dorong Model A dan B.

Gambar 4.21 menjelaskan bahwa bangunan Model A (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit) dengan 1 titik pantauan dijoin 6 yang berada di atap gedung mampu menahan gaya lebih besar yaitu 24797,63 kg dan terjadi simpangan 177,40 mm dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah LS (*life safety*), yang artinya menunjukkan bahwa target perpindahan telah terpenuhi dan bangunan aman untuk dihuni. Pada kondisi tersebut, terdapat 16 sendi plastis di tingkat *Immediate Occupancy (IO)*, 0 sendi plastis di tingkat *Life Safety (LS)*, 0 sendi plastis di tingkat *Collapse Prevention (CP)* yang artinya terhindar dari keruntuhan hanya saja bangunan rusak parah dan tidak bisa dipakai dan 0 sendi plastis di tingkat *Collapse (C)* yang artinya batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung namun bangunan akan runtuh.

Sedangkan Model B (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) dengan 1 titik pantauan dijoin 6 pada bagian atap gedung mampu menahan gaya 16970,9 kg dan terjadi simpangan 279,260 mm untuk Model B Awal dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah LS (*life safety*), yang artinya menunjukkan bahwa target perpindahan telah terpenuhi dan bangunan aman untuk dihuni. Pada kondisi tersebut, terdapat 11 sendi plastis di tingkat *Immediate Occupancy (IO)*, 0 sendi plastis di tingkat *Life Safety (LS)*, 0 sendi plastis di tingkat *Collapse*

*Prevention (CP)* yang artinya terhindar dari keruntuhan hanya saja bangunan rusak parah dan tidak bisa dipakai dan 0 sendi plastis di tingkat *Collapse (C)* yang artinya batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung namun bangunan akan runtuh.

Dalam tugas akhir ini untuk gedung Model B dan D ada dua versi yaitu desain awal dan desain revisi. Pada desain awal ketika pengecekan simpangan, hasilnya tidak sesuai syarat pengecekan simpangan. Maka dibuat desain revisi dengan memperbesar dimensi kolom dan balok pada gedung Model B dan D, agar pada saat pengecekan simpangan hasilnya sesuai syarat.

Sedangkan Model B revisi (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) dengan 1 titik pantauan dijoin 6 pada bagian atap gedung mampu menahan gaya 20149,85 kg dan terjadi simpangan 341,371 mm dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *Collapse Prevention (CP)* yang artinya terhindar dari keruntuhan hanya saja bangunan rusak parah dan tidak bisa dipakai. Pada kondisi tersebut, terdapat 2 sendi plastis di tingkat *Life Safety (LS)*, 0 sendi plastis di tingkat *Collapse Prevention (CP)* dan 0 sendi plastis di tingkat *Collapse (C)* yang artinya batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung namun bangunan akan runtuh.

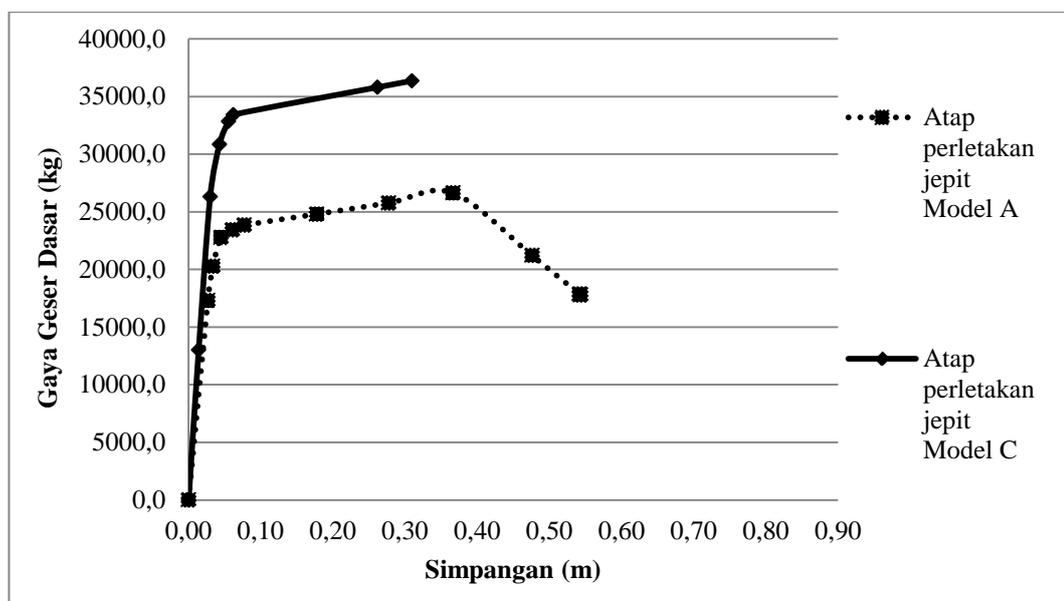
#### **4.17.2 Perbandingan Respon Bangunan Dengan Analisa Non-Linear Gedung Model A dan C**

Dalam kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong pada gedung Model A (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit) dengan titik pantauan dijoin yang berada di atap gedung dan Model C (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing) dengan titik pantauan dijoin 6 yang berada di atap gedung.

Perbandingan kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong yang didapat dari *software* dapat dilihat pada Gambar 4.22 yang menjelaskan bahwa gedung Model A (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit) mampu menahan gaya yaitu 24797,63 kg dan terjadi simpangan 177,40 mm dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *LS (life safety)*, yang artinya menunjukkan bahwa target perpindahan telah terpenuhi dan bangunan aman untuk dihuni. Pada

kondisi tersebut, terdapat 16 sendi plastis di tingkat *Immediate Occupancy (IO)*, 0 sendi plastis di tingkat *Life Safety (LS)*, 0 sendi plastis di tingkat *Collapse Prevention (CP)* yang artinya terhindar dari keruntuhan hanya saja bangunan rusak parah dan tidak bisa dipakai dan 0 sendi plastis di tingkat *Collapse (C)* yang artinya batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung namun bangunan akan runtuh.

Pada gedung Model C (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing) mampu menahan gaya lebih besar yaitu 35804,4 kg dan mengalami simpangan 261,898 mm dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *Collapse Prevention (CP)*, terjadinya kerusakan yang parah pada struktur sehingga kekuatan dan kekakuannya berkurang banyak.

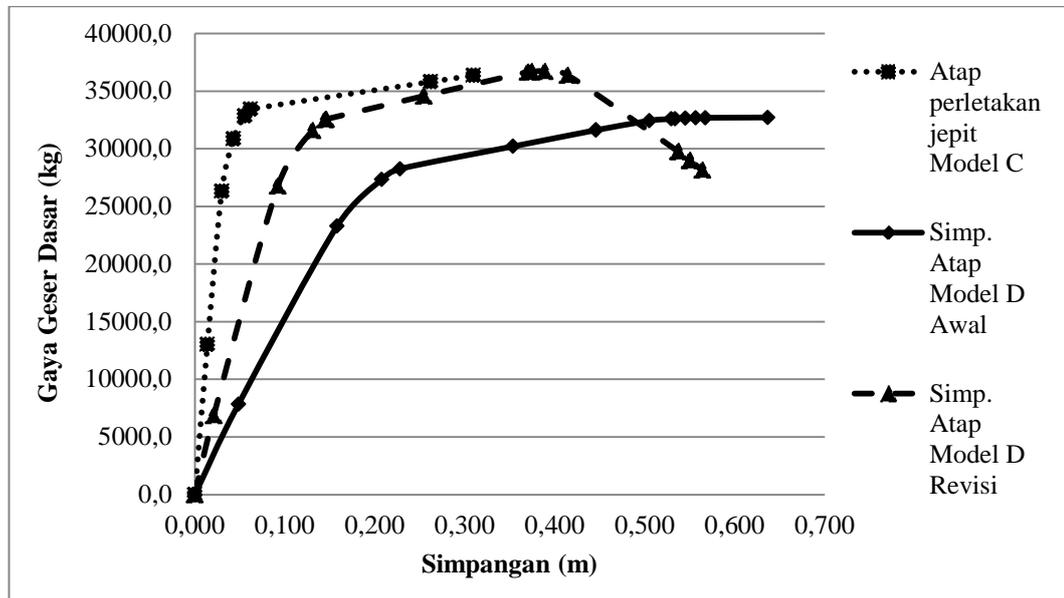


Gambar 4.22: Perbandingan kurva kapasitas analisa beban dorong Model A dan C.

#### 4.17.3 Perbandingan Respon Bangunan Dengan Analisa Non-Linear Gedung Model C dan D

Dalam kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong pada gedung Model C (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing) dengan titik pantauan dijoin 6 yang berada di atap gedung dan Model D (gedung 5 lantai

dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing) dengan titik pantauan dijoin 6 yang berada di atap gedung.



Gambar 4.23: Perbandingan kurva kapasitas analisa beban dorong Model C dan D.

Perbandingan kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong yang didapat dari *software* dapat dilihat pada Gambar 4.23 yang menjelaskan bahwa gedung Model C (gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing) mampu menahan gaya lebih besar yaitu 35804,4 kg dan mengalami simpangan 261,898 mm dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *Collapse Prevention (CP)*, terjadinya kerusakan yang parah pada struktur sehingga kekuatan dan kekakuannya berkurang banyak.

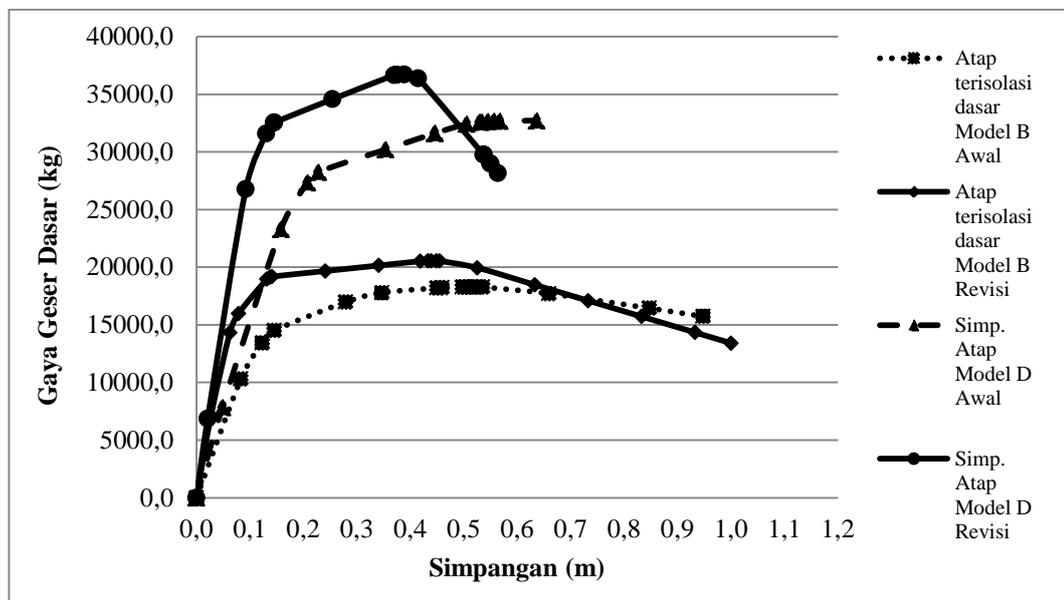
Pada gedung Model D (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing) mampu menahan gaya yaitu 30204,65 kg dan mengalami simpangan 353,615 mm untuk desain awal dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *LS (life safety)*, yang artinya menunjukkan bahwa target perpindahan telah terpenuhi dan bangunan aman untuk dihuni.

Sedangkan pada gedung Model D desain revisi (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing) mampu menahan gaya 34578,35 kg dan mengalami simpangan 254,577 mm, kinerja yang diperlihatkan oleh struktur

adalah LS (*life safety*), yang artinya menunjukkan bahwa target perpindahan telah terpenuhi dan bangunan aman untuk dihuni.

#### 4.17.4 Perbandingan Respon Bangunan Dengan Analisa Non-Linear Gedung Model B dan D

Dalam kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong pada gedung Model B (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) dengan titik pantauan dijoin 6 yang berada di atap gedung dan Model D (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing) dengan titik pantauan dijoin 6 yang berada di atap gedung.



Gambar 4.24: Perbandingan kurva kapasitas analisa beban dorong Model B dan D.

Gedung Model B (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) mampu menahan gaya lebih kecil yaitu 16970,9 kg dan terjadi simpangan 279,260 mm untuk Model B Awal dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah LS (*life safety*), yang artinya menunjukkan bahwa target perpindahan telah terpenuhi dan bangunan aman untuk dihuni. Pada kondisi tersebut, terdapat 11 sendi plastis di tingkat *Immediate Occupancy (IO)*, 0 sendi plastis di tingkat *Life Safety (LS)*, 0 sendi plastis di tingkat *Collapse Prevention (CP)* yang artinya terhindar dari keruntuhan hanya saja bangunan rusak parah dan tidak bisa dipakai dan 0 sendi plastis di

tingkat *Collapse (C)* yang artinya batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung namun bangunan akan runtuh.

Untuk gedung Model B setelah revisi (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar) juga mampu menahan gaya lebih kecil yaitu 20149,85 kg dan terjadi simpangan 341,371 mm dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *Collapse Prevention (CP)* yang artinya terhindar dari keruntuhan hanya saja bangunan rusak parah dan tidak bisa dipakai. Pada kondisi tersebut, terdapat 2 sendi plastis di tingkat *Life Safety (LS)*, 0 sendi plastis di tingkat *Collapse Prevention (CP)* dan 0 sendi plastis di tingkat *Collapse (C)* yang artinya batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung namun bangunan akan runtuh.

Model D (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing) mampu menahan gaya lebih besar yaitu 30204,65 kg dan mengalami simpangan 353,615 mm untuk desain awal dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *LS (life safety)*, yang artinya menunjukkan bahwa target perpindahan telah terpenuhi dan bangunan aman untuk dihuni.

Sedangkan pada gedung Model D desain revisi (gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing) mampu menahan gaya 34578,35 kg dan mengalami simpangan 254,577 mm, kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *LS (life safety)*, yang artinya menunjukkan bahwa target perpindahan telah terpenuhi dan bangunan aman untuk dihuni.

## BAB 5

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1 Kesimpulan

Berdasarkan perbandingan dari hasil perencanaan struktur perletakan jepit dan isolasi dasar baik dengan metode linear maupun metode non-linear analisa beban dorong, diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut:

- Nilai simpangan gedung akibat respon spektrum:
  1. Gedung Model A = gedung 5 lantai dengan perletakan jepit sebesar = 2,5787 cm.
  2. Gedung Model B = gedung 5 lantai dengan isolasi dasar sebesar = 7,1077 cm.
  3. Gedung Model B setelah revisi = gedung 5 lantai dengan isolasi dasar sebesar = 3,6038 cm.
  4. Gedung Model C = gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing sebesar = 1,9020 cm.
  5. Gedung Model D = gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing sebesar = 5,4494 cm.
  6. Gedung Model D setelah revisi = gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing sebesar = 2,5531 cm.
- Perletakkan Isolasi dasar dapat meningkatkan kekakuan dan menahan gaya lateral dan merupakan suatu komponen reduksi lateral serta mengambil sifat fleksibel bangunan.
- Material bresing dapat meningkatkan kekakuan dan menahan gaya lateral.
- Nilai simpangan kurva kapasitas berdasarkan analisa beban dorong non linear yaitu sebagai berikut:
  1. Gedung Model A = gedung 5 lantai dengan perletakan jepit mampu menahan gaya sebesar 24797,63 kg, dan terjadi simpangan 177,40 mm pada simpangan leleh 1.

2. Gedung Model B = gedung 5 lantai dengan isolasi dasar mampu menahan gaya sebesar 16970,9 kg, dan terjadi simpangan 279,260 mm pada simpangan leleh 1.
3. Gedung Model B desain revisi = gedung 5 lantai dengan isolasi dasar mampu menahan gaya sebesar 20149,85 kg, dan terjadi simpangan 341,371 mm pada simpangan leleh 1.
4. Gedung Model C = gedung 5 lantai dengan perletakan jepit ditambah dengan bresing mampu menahan gaya sebesar 35804,4 kg, dan terjadi simpangan 261,898 mm pada simpangan leleh 1.
5. Gedung Model D = gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing mampu menahan gaya sebesar 30204,65 kg, dan terjadi simpangan 353,615 mm pada simpangan leleh 1.
6. Gedung Model D desain revisi = gedung 5 lantai dengan isolasi dasar ditambah dengan bresing mampu menahan gaya sebesar 34578,35 kg, dan terjadi simpangan 254,577 mm pada simpangan leleh 1.

## 5.2 Saran

Penelitian ini belum sempurna hanya menganalisa pengaruh penggunaan isolasi dasar jenis *High-Damping Rubber Bearing* terhadap bangunan SRPMK dengan analisa statik ekuivalen, dinamik respon spektrum dan analisa beban dorong (*pushover*). Respon struktur bangunan yang dikaji berupa simpangan antar lantai yang berbentuk simetris 5 lantai dengan isolasi dasar di lantai dasar yang terletak di kota Padang dengan klasifikasi tanah keras.

Pada struktur, hanya ditambahkan pengaku berupa bresing dilantai dasar. Seharusnya pengaku berupa breising dapat ditambahkan di lantai 2. Analisa non-linear beban dorong tidak menganalisa sampai bangunan runtuh, hanya menganalisa sampai bangunan tersebut mengalami perubahan dari simpangan yang berbentuk linear menjadi non-linear.

Oleh karenanya disarankan untuk studi selanjutnya dilakukan analisis titik jenuh bangunan tersebut sampai runtuh.

## DAFTAR PUSTAKA

- Adiyanto, D.J. dan Andreas, N.J (2008) *Pengaruh Dinding Pengisi Terhadap Perilaku Pushover Struktur Beton Bertulang*. Bandung: Institusi Teknologi Bandung.
- Ahmad, H. dan Octaviana, R. Perencanaan Struktur Rangka baja Bresing Konsentrik Biasa dan Struktur Rangka Baja Bresing Konsentrik Khusus Tipe-X. *Laporan Tugas Akhir*. Bandung: Program Studi Teknik Sipil, Institut Teknologi Bandung.
- Aryanto, A. (2008) Kinerja Portal Beton Bertulang dengan Dinding Pengisi Bata Ringan terhadap Beban Gempa. *Tesis Magister*. Bandung: Institusi Teknologi Bandung.
- Asteris, P.G. (2003) Lateral Stiffness of Brick Masonary Infilled Planed Frame. *Journal of Struktural Engineering*, ASCE, 129(8), 1071-1079.
- Arief, A. (2016) *Analisis Respon Bangunan Gedung Lima Lantai Menggunakan Base Isolator Di Kota Padang*. Medan: Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- Badan Standarisasi Nasional (2002) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI-1726-2002)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI-1726-2012)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI-1727-2013)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Persyaratan Beton Struktural untuk bangunan gedung (SNI-2847-2013)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional (2015) *Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI-1729-2015)*. Jakarta: BSN.
- Budiono, B. dan Setiawan, A. (2014) Studi Komparasi Sistem Isolasi Dasar *High-Damping Rubber Bearing* dan *Friction Pendulum System* pada Bangunan Beton Bertulang. *Jurnal Teknik Sipil*. Vol.21 (3), hal.180-181.
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa*. Bandung: Institut Teknologi Bandung.
- Day, R.W. (1999) *Geotechnical and Foundation Engineering Design and Construction*. United State of America: The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Departemen Pekerjaan Umum (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPPURG)*. Jakarta: Yayasan Penerbit Pekerjaan Umum.
- FEMA 356, 2000, *Prestandard And Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C. (FEMA Publication No. 356)

- Farisi, M.A. dan Budiono, R.B. (2013) *Design And Analysis of Base Isolated Structures*. Bandung: Institute Teknologi Bandung.
- Gifars, F. (2014) *Pengertian dan Penjelasan Gempa Bumi*. Ilmu sains.
- Gunawan. R. (1987) *Tabel Profil Konstruksi Baja*, Yogyakarta : Yayasan Sarana Cipta.
- Hart, G.C. dan Wong, K. (2000) *Structural Dynamics for Structural Engineers*. United State of America: John Wiley & Sons, Inc.
- Mayes, R.L. dan Naeim, F. (2000) *Design of Structures with Seismic Isolation*. California (LA).
- Muliadi, & Arifuddin, M., & Aulia, T.B. (2014) Analisa Respon Bangunan Menggunakan Isolasi Dasar Sebagai Pereduksi Beban Gempa Di Wilayah Gempa Kuat. *Jurnal Teknik Sipil*, Vol.3 (2), hal.109-118.
- Murty, C. V. R., dkk (2009), Perilaku Bangunan Struktur Rangka Beton Bertulang Dengan Dinding Pengisi dari Bata Terhadap Gempa, Earthquake Engineering Research Institute dan International Association for Earthquake Engineering, IIT Kanpur, India.
- Noroadityo (2012) Alasan sering terjadinya Gempa Bumi di Indonesia. *noroadityo.wordpress.com*, diakses 30 oktober 2015.
- Parinduri, B.S.M. (2013) Evaluasi Daktalitas Pada Bangunan Rumah Toko di Kota Medan Terkait dengan Peraturan Gempa 2012. *Laporan Tugas Akhir*. Medan: Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- Paulay T dan Priestly MJN, (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*, John Wiley & Sons, USA
- Riza, M.M. (2010) *Aplikasi Perencanaan Struktur Gedung dengan ETABS*. ARS GROUP
- Strein, T. (2014) Base isolation system of lead-rubber bearings. <https://prezi.com>, diakses 9 oktober 2015.
- Sudarman, H. (2014) Analisis *Pushover* Pada Struktur Gedung Bertingkat Tipe Podium. *Jurnal Sipil Statik*. Vol.2 No.4. <https://www.neliti.com> . diakses 29 agustus 2018.
- Teruna, D.R. dan Singarimbun, H. (2010) Analisis Respon Bangunan ICT Universitas Syiah Kuala Yang Memakai Slider Isolator Akibat Gaya Gempa. *Seminar dan Pameran Haki: Perkembangan dan Kemajuan Konstruksi Indonesia*.
- Tumilar, S. (2015) *Contoh Analisis Gedung 4 Lantai di Banda Aceh*. Medan.
- Widjanarko, A. (2006) *Pedoman Teknis Rumah dan Bangunan Gedung Tahan Gempa dilengkapi dengan Metode dan Cara Perbaikan Kerusakan*. Jakarta: Direktorat Jenderal Cipta Karya - Departemen Pekerjaan Umum.
- Young, K. (1975) *Geology The Paredox of Earth and Man*. United State of America: Houghton Mifflin Company.



## **DAFTAR RIWAYAT HIDUP**

NAMA : AGUSTIN PRADANI  
JENIS KELAMIN : PEREMPUAN  
TEMPAT/TGL LAHIR : BATANG KUIS, 06 AGUSTUS 1995  
ALAMAT : JL. PERJUANGAN DUSUN V DESA BINTANG  
MERIAH, KECAMATAN BATANG KUIS  
AGAMA : ISLAM  
NAMA ORANG TUA

- AYAH : RASYID
- IBU : SUWANTINI

## **JENJANG PENDIDIKAN**

- ❖ SD Negeri 101865 : Berijazah Tahun 2007
- ❖ SMP Negeri 1 Batang Kuis : Berijazah Tahun 2010
- ❖ SMK Negeri 1 Percut Sei Tuan : Berijazah Tahun 2013
- ❖ Melanjutkan kuliah di Fakultas Teknik Program Studi Sipil di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara tahun 2014 hingga selesai.

## LAMPIRAN

### Perioda Fundamental Pendekatan (Ta)

Tabel 1: Pengecekan nilai perioda bangunan Model A.

SYARAT PERIODA				
Arah	Ta =0.1*N	Ta Max = Cu*Ta	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	0,500	0,7688	0,5528	OK

Tabel 2: Pengecekan nilai perioda bangunan Model B.

SYARAT PERIODA				
Arah	Ta =0.1*N	Ta Max = Cu*Ta	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	0,500	0,7688	1,2762	NO OK

Tabel 3: Pengecekan nilai perioda bangunan Model B setelah revisi.

SYARAT PERIODA				
Arah	Ta =0.1*N	Ta Max = Cu*Ta	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	0,500	0,7688	1,2811	NO OK

Tabel 3: Pengecekan nilai perioda bangunan Model C.

SYARAT PERIODA				
Arah	Ta =0.1*N	Ta Max = Cu*Ta	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	0,500	0,7688	0,4562	OK

Tabel 4: Pengecekan nilai perioda bangunan Model D.

SYARAT PERIODA				
Arah	Ta =0.1*N	Ta Max = Cu*Ta	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	0,500	0,7688	1,1151	OK

Tabel 5: Pengecekan nilai perioda bangunan Model D setelah revisi.

SYARAT PERIODA				
Arah	Ta =0.1*N	Ta Max = Cu*Ta	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	0,500	0,7688	0,7710	NO OK

**Pengecekan *story shear* dengan 35% gaya geser dasar.**

Tabel 6: Pengecekan *story shear* dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1,3 ( $\rho=1,3$ ) gedung Model A.

No	Lantai	Arah X			Cek 35% V Base Shear <Story Shear ( $V_x$ )
		Story Shear ( $V_x$ ) (kg)	Base Shear ( $V_x$ ) (kg)	35% V Base Shear $\rho=1,3$ (kg)	
1	5	4294,60	10450,12	3657,54197	OK
2	4	7897,21	10450,12	3657,54197	OK
3	3	10635,20	10450,12	3657,54197	OK
4	2	12508,56	10450,12	3657,54197	OK
5	1	13585,16	10450,12	3657,54197	OK

Tabel 7: Pengecekan *story shear* dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1,3 ( $\rho=1,3$ ) gedung Model B.

No	Lantai	Arah X			Cek 35% V Base Shear <Story Shear ( $V_x$ )
		Story Shear ( $V_x$ ) (kg)	Base Shear ( $V_x$ ) (kg)	35% V Base Shear $\rho=1,3$ (kg)	
1	5	2639,37	6422,42	2247,84831	OK
2	4	4853,46	6422,42	2247,84831	OK
3	3	6536,17	6422,42	2247,84831	OK
4	2	7687,50	6422,42	2247,84831	OK
5	1	8349,15	6422,42	2247,84831	OK

Tabel 8: Pengecekan *story shear* dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1,3 ( $\rho=1,3$ ) gedung Model B setelah revisi.

No	Lantai	Arah X			Cek 35% V Base Shear <Story Shear ( $V_x$ )
		Story Shear ( $V_x$ ) (kg)	Base Shear ( $V_x$ ) (kg)	35% V Base Shear $\rho=1,3$ (kg)	
1	5	4120,96	9945,93	3481,07429	OK
2	4	7529,93	9945,93	3481,07429	OK
3	3	10120,74	9945,93	3481,07429	OK
4	2	11893,41	9945,93	3481,07429	OK
5	1	12929,70	9945,93	3481,07429	OK

Tabel 9: Pengecekan *story shear* dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1,3 ( $\rho=1,3$ ) gedung Model C.

No	Lantai	Arah X			Cek 35% V Base Shear <Story Shear ( $V_x$ )
		Story Shear ( $V_x$ ) (kg)	Base Shear ( $V_x$ ) (kg)	35% V Base Shear $\rho=1,3$ (kg)	
1	5	4294,60	10450,12	3657,54197	OK
2	4	7897,21	10450,12	3657,54197	OK
3	3	10635,20	10450,12	3657,54197	OK
4	2	12508,56	10450,12	3657,54197	OK
5	1	13585,16	10450,12	3657,54197	OK

Tabel 10: Pengecekan *story shear* dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1,3 ( $\rho=1,3$ ) gedung Model D

No	Lantai	Arah X			Cek 35% V Base Shear <Story Shear ( $V_x$ )
		Story Shear ( $V_x$ ) (kg)	Base Shear ( $V_x$ ) (kg)	35% V Base Shear $\rho=1,3$ (kg)	
1	5	2639,37	6422,42	2247,84831	OK
2	4	4853,46	6422,42	2247,84831	OK
3	3	6536,17	6422,42	2247,84831	OK
4	2	7687,50	6422,42	2247,84831	OK
5	1	8349,15	6422,42	2247,84831	OK

Tabel 11: Pengecekan *story shear* dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1,3 ( $\rho=1,3$ ) gedung Model D setelah revisi

No	Lantai	Arah X			Cek 35% V Base Shear <Story Shear ( $V_x$ )
		Story Shear ( $V_x$ ) (kg)	Base Shear ( $V_x$ ) (kg)	35% V Base Shear $\rho=1,3$ (kg)	
1	5	4120,96	9945,93	3481,07429	OK
2	4	7529,93	9945,93	3481,07429	OK
3	3	10120,74	9945,93	3481,07429	OK
4	2	11893,41	9945,93	3481,07429	OK
5	1	12929,70	9945,93	3481,07429	OK

## Hasil persentase nilai periode

Tabel 12: Hasil persentase nilai periode gedung Model A.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	70,9	NO OK	OK
T2-T3	50,65	NO OK	OK
T3-T4	40,04	NO OK	OK
T4-T5	29,23	NO OK	OK
T5-T6	10,97	OK	NO OK
T6-T7	0,79	OK	NO OK
T7-T8	15,72	NO OK	OK
T8-T9	0,01	OK	NO OK
T9-T10	29,69	NO OK	OK
T10-T12	1,27	OK	NO OK
T11-T12	4,14	OK	NO OK

Tabel 13: Hasil persentase nilai periode gedung Model B.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	57,1	NO OK	OK
T2-T3	22,82	NO OK	OK
T3-T4	47,99	NO OK	OK
T4-T5	0,98	OK	NO OK
T5-T6	19,83	NO OK	OK
T6-T7	32,18	NO OK	OK
T7-T8	30,09	NO OK	OK
T8-T9	1,47	OK	NO OK
T9-T10	0,71	OK	NO OK
T10-T12	5,50	OK	NO OK
T11-T12	35,51	NO OK	OK

Tabel 14: Hasil persentase nilai periode gedung Model B setelah revisi.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	53,3	NO OK	OK
T2-T3	28,01	NO OK	OK
T3-T4	53,56	NO OK	OK
T4-T5	0,96	OK	NO OK
T5-T6	20,18	NO OK	OK
T6-T7	34,29	NO OK	OK

Tabel 14: Lanjutan

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T7-T8	30,64	NO OK	OK
T8-T9	4,30	OK	NO OK
T9-T10	0,85	OK	NO OK
T10-T12	15,01	NO OK	OK
T11-T12	40,33	NO OK	OK

Tabel 15: Hasil persentase nilai periode gedung Model C.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	71,3	NO OK	OK
T2-T3	50,75	NO OK	OK
T3-T4	36,92	NO OK	OK
T4-T5	21,57	NO OK	OK
T5-T6	6,10	OK	NO OK
T6-T7	0,79	OK	NO OK
T7-T8	15,61	NO OK	OK
T8-T9	0,04	OK	NO OK
T9-T10	29,95	NO OK	OK
T10-T12	1,98	OK	NO OK
T11-T12	4,38	OK	NO OK

Tabel 16: Hasil persentase nilai periode gedung Model D.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	50,7	NO OK	OK
T2-T3	36,28	NO OK	OK
T3-T4	38,91	NO OK	OK
T4-T5	27,71	NO OK	OK
T5-T6	31,30	NO OK	OK
T6-T7	9,04	OK	NO OK
T7-T8	42,47	NO OK	OK
T8-T9	35,77	NO OK	OK
T9-T10	10,11	OK	NO OK
T10-T12	8,19	OK	NO OK
T11-T12	18,24	NO OK	OK

Tabel 17: Hasil persentase nilai periode gedung Model D setelah revisi.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	53,2	NO OK	OK
T2-T3	31,92	NO OK	OK
T3-T4	30,52	NO OK	OK
T4-T5	16,06	NO OK	OK
T5-T6	27,94	NO OK	OK
T6-T7	22,04	NO OK	OK
T7-T8	47,53	NO OK	OK
T8-T9	9,93	OK	NO OK
T9-T10	10,89	OK	NO OK
T10-T12	12,38	OK	NO OK
T11-T12	9,05	OK	NO OK

### Pengecekan gaya geser respon spektrum

Tabel 18: Pengecekan gaya geser respon spektrum gedung Model A.

Arah	V	V <sub>1</sub>	0.85*V <sub>1</sub>	Cek $V \geq 0.8 V_1$
X	6393,24	10450,12	8882,60	NOT OK

Tabel 19: Pengecekan gaya geser respon spektrum gedung Model B.

Arah	V	V <sub>1</sub>	0.85*V <sub>1</sub>	Cek $V \geq 0.8 V_1$
X	3201,58	6422,42	5459,06	NOT OK

Tabel 20: Pengecekan gaya geser respon spektrum gedung Model B setelah revisi.

Arah	V	V <sub>1</sub>	0.85*V <sub>1</sub>	Cek $V \geq 0.8 V_1$
X	5508,54	9945,93	8454,04	NOT OK

Tabel 21: Pengecekan gaya geser respon spektrum gedung Model C.

Arah	V	V <sub>1</sub>	0.85*V <sub>1</sub>	Cek $V \geq 0.8 V_1$
X	5488,80	10450,12	8882,60	NOT OK

Tabel 22: Pengecekan gaya geser respon spektrum gedung Model D.

Arah	V	V <sub>1</sub>	0.85*V <sub>1</sub>	Cek $V \geq 0.8 V_1$
X	3729,76	6422,42	5459,06	NOT OK

Tabel 23: Pengecekan gaya geser respon spektrum gedung Model D setelah revisi.

Arah	V	V <sub>1</sub>	0.85*V <sub>1</sub>	Cek $V \geq 0.8 V_1$
X	8122,38	9945,93	8454,04	NOT OK

Tabel 24: Pengecekan gaya geser respon spektrum gedung Model A setelah dikali faktor skala.

Arah	V	V <sub>1</sub>	0.85*V <sub>1</sub>	Cek $V \geq 0.8 V_1$
X	8884,32	10450,12	8882,60	OK

Tabel 25: Pengecekan gaya geser respon spektrum gedung Model B setelah dikali faktor skala.

Arah	V	V <sub>1</sub>	0.85*V <sub>1</sub>	Cek $V \geq 0.8 V_1$
X	5460,20	6422,42	5459,06	OK

Tabel 26: Pengecekan gaya geser respon spektrum gedung Model B revisi setelah dikali faktor skala.

Arah	V	V <sub>1</sub>	0.85*V <sub>1</sub>	Cek $V \geq 0.8 V_1$
X	8455,56	9945,93	8454,04	OK

Tabel 27: Pengecekan gaya geser respon spektrum gedung Model C setelah dikali faktor skala.

Arah	V	V <sub>1</sub>	0.85*V <sub>1</sub>	Cek $V \geq 0.8 V_1$
X	8884,60	10450,12	8882,60	OK

Tabel 28: Pengecekan gaya geser respon spektrum gedung Model D setelah dikali faktor skala.

Arah	V	V <sub>1</sub>	0.85*V <sub>1</sub>	Cek $V \geq 0.8 V_1$
X	5460,18	6422,42	5459,06	OK

Tabel 29: Pengecekan gaya geser respon spektrum gedung Model D revisi setelah dikali faktor skala.

Arah	V	$V_1$	$0.85 * V_1$	Cek $V \geq 0.8 V_1$
X	8455,62	9945,93	8454,04	OK

