

**TUGAS AKHIR**

**KINERJA STRUKTUR BANGUNAN BAJA 4 LANTAI  
MENGUNAKAN *BASE ISOLATOR* DENGAN  
METODE ANALISIS *PUSHOVER*  
(*Studi Literatur*)**

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

**Disusun Oleh:**

**FIRMANSYAH  
1407210085**



**UMSU**

Unggul | Cerdas | Terpercaya

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

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Firmansyah

NPM : 1407210085

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Kinerja Struktur Bangunan Baja 4 Lantai Menggunakan *Base Isolator* Dengan Metode Analisis *Pushover*.

Bidang Ilmu : Struktur.

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada  
Panitia Ujian

Medan, Februari 2019

Pembimbing I

Pembimbing II



Dr. Ade Faisal, ST, MSc



Dr. Josef Hadipramana

## HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Firmansyah

NPM : 1407210085

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Kinerja Struktur Bangunan Baja 4 Lantai Menggunakan *Base Isolator* Dengan Metode Analisis *Pushover* (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.

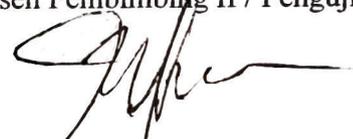
Medan, Februari 2019

Mengetahui dan menyetujui:

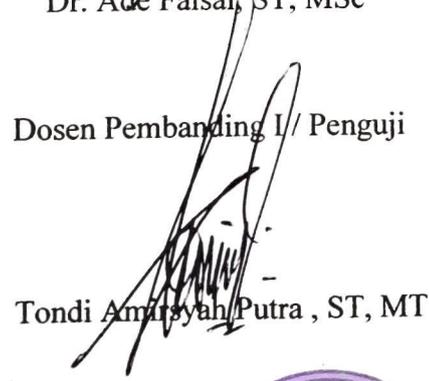
Dosen Pembimbing I / Penguji

  
Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dosen Pembimbing II / Penguji

  
Dr. Josef Hadipramana

Dosen Pembimbing I / Penguji

  
Tondi Amirsyah Putra, ST, MT

Dosen Pembimbing II / Penguji

  
Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc



Program Studi Teknik Sipil  
Ketua,

  
Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

## SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Firmansyah

Tempat /Tanggal Lahir: Bandar Setia / 04 Desember 1994

NPM : 1407210085

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil

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

“Kinerja Struktur Bangunan Baja 4 Lantai Menggunakan *Base Isolator* Dengan Metode Analisis *Pushover* (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, Februari 2019

Saya yang menyatakan,



Firmansyah

## ABSTRAK

### KINERJA STRUKTUR BANGUNANAN BAJA 4 LANTAI MENGUNAKAN *BASE ISOLATOR* DENGAN METODE ANALISIS *PUSHOVER*

Firmansyah  
1407210085  
Dr. Ade Faisal, ST, MSc  
Dr. Josef Hadipramana

Indonesia merupakan kawasan dengan intensitas kegempaan yang cukup tinggi, khusus untuk daerah Sumatera Barat, letak geografisnya terletak di zona subduksi dan zona transformasi yang akan sering menimbulkan gempa bumi. Akibat gempa bumi akan menyebabkan kerusakan pada struktur bangunan bahkan ada yang mengalami keruntuhan total. Dengan perkembangan teknologi dibidang teknik sipil, bangunan dikembangkan suatu pendekatan desain alternatif yaitu bukan dengan memperkuat struktur bangunan tetapi dengan mereduksi gaya gempa yang bekerja pada bangunan dengan menambah sistim struktur yaitu *seismic isolation* sebagai kontrol pasif dari struktur. Struktur gedung 4 lantai yang direncanakan menggunakan profil baja untuk kolom dan balok. Analisis struktur bangunan dilakukan dengan menggunakan *software* analisis struktur. Tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui dan membandingkan respon struktur bangunan yang menggunakan teknologi isolasi dasar dan perletakan jepit. Parameter yang ditinjau yaitu periode alami ( $T$ ), gaya geser ( $V$ ), dan simpangan ( $\delta$ ). Analisis yang dipakai adalah analisis statik ekuivalen, analisis respon spektrum dan analisis beban dorong. Terdapat 2 model yang menjadi bahan perbandingan, yaitu struktur bangunan perletakan jepit dan isolasi dasar. Struktur perletakan jepit mempunyai nilai simpangan arah x sebesar 2.235 cm, arah y sebesar 1.869 cm dan struktur isolasi dasar arah x sebesar 5.604 cm, arah y sebesar 4.299 cm dengan perpindahan didasar arah x 3.087 cm dan arah y 2.084 cm. Penggunaan isolasi dasar lebih baik dalam mengalami keruntuhan dari pada perletakan jepit.

Kata kunci: Gempa, *seismic isolation*, profil baja, simpangan antar lantai, analisis beban dorong.

## **ABSTRACT**

### **PERFORMANCE OF FOUR FLOOR STEEL BUILDING STRUCTURE USING BASE ISOLATOR WITH METHOD OF PUSHOVER ANALYSIS**

Firmansyah  
1407210085  
Dr. Ade Faisal, ST, MSc  
Dr. Josef Hadipramana

*Indonesia is an area with a high seismic intensity, specifically for the area of West Sumatra, its geographical location is located in the subduction zone and transformation zone which will often cause earthquakes. As a result of the earthquake, it will cause damage to building structures and some even experience complete collapse. With the development of technology in the field of civil engineering, building developed an alternative design approach that is not by strengthening building structures but by reducing earthquake forces acting on buildings by adding a structural system that is seismic isolation as a passive control of the structure. The planned 4-story building uses steel profiles for columns and beams. Structure analysis of buildings is carried out using structural analysis software. This final project aims to find out and compare the response of building structures using basic insulation technology and pinch placement. The parameters reviewed are natural period ( $T$ ), shear force ( $V$ ), and deviation ( $\delta$ ). The analysis used is equivalent static analysis, spectrum response analysis and push load analysis. There are 2 models that are the material of comparison, namely the structure of the building of the pinch and base insulation. The pinch placement structure has an x direction deviation value of 2.235 cm, y direction is 1.869 cm and the basic isolation structure of x direction is 5.604 cm, y direction is 4.299 cm with displacement based on x 3.087 cm direction and y direction 2.084 cm. The use of basic insulation is better at experiencing a collapse than a pinch placement.*

*Keywords: Earthquake, seismic isolation, steel profiles, storey drift, analysis pushover.*

## KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Kinerja Struktur Bangunan Baja 4 Lantai Menggunakan *Base Isolator* Dengan Metode Analisis *Pushover*” 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. Dr. Josef Hadipramana selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Tondi Amirsyah Putra, ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji dalam penulisan tugas akhir ini.
4. 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 membantu dalam menyelesaikan 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 ketekniksipilan kepada penulis.
8. Orang tua penulis: Wagiman dan Samilah, yang telah bersusah payah membesarkan, mendidik dan membiayai studi penulis.
9. Keluarga sekaligus kekasih dan adik saya (Jayanti Mandasari S.AP dan Fitri Handayani), yang telah memberi semangat untuk menyelesaikan studi.
10. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
11. Sahabat-sahabat penulis: Muhammad Fahrul Reza Lubis, Nanda Firnando, Sri Harjono, Kiki Sulaiman, Muhammad Rozali, Agus Amrizal Tanjung, Yopi Syahputra Hia, Agustin Pradani, Riki Sutansyah, 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

Firmansyah

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR NOTASI	xvii
DAFTAR SINGKATAN	xxi
<b>BAB 1 PENDAHULUAN</b>	
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
<b>BAB 2 STUDI PUSTAKA</b>	
2.1. Gempa	6
2.2. Wilayah Gempa	7
2.3. Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa	8
2.2.1. Umum	8
2.2.2. Perilaku Sistem Struktur yang diharapkan	9
2.2.3. Sistem Portal ( <i>Moment Frame System</i> )	9
2.2.3.1. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	9
2.2.3.2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)	10
2.2.3.3. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)	10

2.4. Klasifikasi Situs, Jenis Pemanfaatan dan Kategori Risiko	
Struktur Bangunan	11
2.5. Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa	14
2.6. Kategori Desain Seismik	17
2.7. Faktor Reduksi Gempa	18
2.8. Gaya Geser Dasar Seismik	20
2.9. Perioda Fundamental	22
2.10. Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa ( $F_i$ )	23
2.11. Parameter Respon Terkombinasi	24
2.12. Kekakuan	24
2.13. Pembebanan	26
2.13.1. Beban Mati	26
2.13.2. Beban Hidup	28
2.13.3. Beban Angin	32
2.13.4. Beban Gempa	32
2.14. Simpangan Antar Lantai	33
2.15. Kombinasi Beban	34
2.16. Penggunaan Beban National untuk Mewakili Ketidak sempurnaan	36
2.17. Perancangan Stabilitas	
2.18. Persyaratan Untuk Rangka Momen Khusus ( <i>Special Momen</i> <i>Frames-SMF</i> ) Berdasarkan SNI 7860:2015	39
2.18.1. Dasar Desain	39
2.18.2. Rasio Momen	39
2.19. Daktilitas	40
2.20. Isolasi Dasar	41
2.20.1. Elemen Dasar Isolasi Dasar	42
2.20.2. <i>High-Dumping Rubber Bearing</i> (HDRB)	43
2.20.3. Prosedur Desain Isolasi Dasar HDRB	44
2.21. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen Sistem Isolasi Menurut SNI 1726:2012	46
2.21.1. Perpindahan Rencana	46

2.21.2. Periode Efektif Pada Saat Perpindahan Rencana	47
2.21.3. Perpindahan Maksimum	48
2.21.4. Periode Efektif Pada Saat Perpindahan Maksimum	48
2.21.5. Perpindahan Total	49
2.21.6. Kekakuan Efektif Maksimum	49
2.21.7. Gaya Lateral Minimum	50
2.21.8. Distribusi Gaya Vertikal	50
2.21.9. Batas Simpangan Antar Lantai Pada Struktur Isolasi Dasar	51
2.20. Analisis Beban Dorong	51
<b>BAB 3</b>	<b>METODOLOGI PENELITIAN</b>
3.1. Bagan Alir / <i>Flow Chart</i> Penelitian	56
3.2. Deskripsi Model struktur	57
3.3. Data Penelitian: Data Desain Pada <i>Software</i>	58
3.3.1. Data Material	58
3.3.2. Dimensi Kolom dan Balok	58
3.3.3. Sistem Penahan Gaya Seismik	59
3.3.4. Desain Pelat	59
3.3.5. Pembebanan	60
3.4. Beban Notional	63
3.5. Metode Respon Spektrum Berdasarkan SNI 1726:2012	64
3.6. Kombinasi Pembebanan	69
3.7. Desain Isolasi Dasar	70
3.8. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen Sistem Isolasi Menurut SNI 1726:2012	71
3.9 Analisis Non-Linear Beban Dorong	72
<b>BAB 4</b>	<b>HASIL DAN PEMBAHASAN</b>
4.1. Tinjauan Umum	78
4.2. Hasil Analisis	78
4.3. Penentuan Berat Total Perlantai ( $W_t$ )	79
4.4. Penentuan Periode Alami Struktur	79
4.5. Periode Fundamental Pendekatan ( $T_a$ )	81

4.6.	Penentuan Gaya Geser Seismik (V)	82
4.7.	Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa ( $F_i$ )	83
4.8.	Spektrum Respon Ragam	84
4.9.	Gaya Geser Analisis Respon Spektrum	85
4.10.	Nilai Simpangan Gedung (Nilai Respon Bangunan)	88
4.11.	Kekakuan Struktur	90
4.12.	Analisa Isolasi Dasar	92
4.13.	Gaya Lateral Minimum	92
4.14.	Distribusi Gaya Vertikal	93
4.15.	Nilai Simpangan Gedung (Nilai Respon Bangunan)	95
4.16.	Perbandingan Respon Bangunan Tiap Model Struktur Bangunan Analisa Linear	96
4.17.	Analisa Non-Linear Beban Dorong	99
4.17.1.	Analisa Beban Dorong Perletakan Jepit	99
4.17.2.	Analisa Beban Dorong Isolasi Dasar	101
4.18.	Perbandingan Respon Bangunan Dengan Analisa Non Linear	104
4.19.	Daktalitas	106
4.20.	Pengecekan Stabilitas Struktur	107
<b>BAB 5</b>	<b>KESIMPULAN DAN SARAN</b>	
5.1.	Kesimpulan	109
5.2.	Saran	110

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR RIWAYAT HIDUP

LAMPIRAN

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Ekuivalen Energy Gempa Bumi Dikonversikan Kedalam Satuan Skala Richter (Young, 1975)	6
Tabel 2.2	Klasifikasi Situs (SNI 1726:2012)	11
Tabel 2.3	Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk Beban Gempa (SNI1726:2012)	12
Tabel 2.4	Faktor Keutamaan Gempa (SNI 1726:2012)	14
Tabel 2.5	Koefisien Situs, $F_a$ (SNI 1726:2012)	14
Tabel 2.6	Koefisien Situs, $F_v$ (SNI 1726:2012)	15
Tabel 2.7	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek	17
Tabel 2.8	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik	17
Tabel 2.9	Faktor R, $C_d$ , dan $\Omega_0$ Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 1726:2012)	18
Tabel 2.10	Nilai Parameter Periode Pendekatan $C_r$ , Dan $x$ Berdasarkan SNI 1726:2012	23
Tabel 2.11	Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung Berdasarkan SNI 1726:2012	23
Tabel 2.12	Berat Sendiri Bahan Bangunan Dan Komponen Gedung	26
Tabel 2.13	Beban Hidup Pada Lantai Gedung	28
Tabel 2.14	Faktor Elemen Hidup	31
Tabel 2.15	Simpangan Antar Lantai Izin Berdasarkan SNI 1726:2012	34
Tabel 2.16	Nilai Dasar Material Isolasi HDRB	44
Tabel 2.17	Koefisien Redaman, $B_D$ atau $B_M$	47
Tabel 2.18	Tingkat Kerusakan Struktur	54
Tabel 3.1	Konfigurasi dan dimensi kolom dan balok (Gunawan)	59
Tabel 3.2	Beban Hidup Pada Lantai Gedung	60
Tabel 3.3	Beban Mati Tambahan Pada Lantai Gedung	61
Tabel 3.4	Beban Notional terhadap arah x dan y	64
Tabel 3.5	Interpolasi Koefisien Situs, $F_a$ dan $F_v$ (SNI 1726:2012)	65

Tabel 3.6	Nilai $S_{DS}$ dan $S_{D1}$ Untuk Kota Padang	65
Tabel 3.7	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek	66
Tabel 3.8	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik	66
Tabel 3.9	Data Spektrum Respon Berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Padang Untuk Tanah Keras	67
Tabel 3.10	Tabel Kombinasi Pembebanan Untuk $\rho = 1$ dan $S_{DS} = 0.932$	69
Tabel 3.11	Nilai Dasar Material Isolasi HDRB	70
Tabel 3.12	Nilai-Nilai Parameter Desain Isolasi Dasar HDRB	71
Tabel 3.13	Nilai-Nilai Prosedur Dalam Mencari Gaya Lateral Ekuivalen	72
Tabel 4.1	Hasil Berat Sendiri Bangunan Perlantai Struktur Bangunan	78
Tabel 4.2	Rekapitulasi Berat Total Perlantai Struktur Bangunan	79
Tabel 4.3	Waktu Getar Alami Struktur Bangunan	79
Tabel 4.4	Hasil Persentase Nilai Periode	80
Tabel 4.5	Nilai Koefisien Batas Atas ( $C_u$ )	81
Tabel 4.6	Pengecekan Nilai Periode	81
Tabel 4.7	Nilai $C_s$ Yang Digunakan	83
Tabel 4.8	Gaya Geser Nominal Statik Ekuivalen ( $V$ )	83
Tabel 4.9	Nilai $F_{ix}$ Tiap Lantai	84
Tabel 4.10	Nilai $F_{iy}$ Tiap Lantai	84
Tabel 4.11	Pengecekan <i>Story Shear</i> Arah x Dengan 35% $V$ <i>Base Shear</i> Redudansi 1 ( $\rho=1$ )	85
Tabel 4.12	Pengecekan <i>Story Shear</i> Arah y Dengan 35% $V$ <i>Base Shear</i> Redudansi 1 ( $\rho=1$ )	85
Tabel 4.13	Gaya Geser Respon Spektrum Struktur Bangunan	86
Tabel 4.14	Pengecekan Gaya Geser Respon Spektrum	86
Tabel 4.15	Hasil Gaya Geser Respon Spektrum Setelah Dikalikan Faktor Skala	88
Tabel 4.16	Pengecekan Gaya Geser Respon Spektrum	88
Tabel 4.17	Nilai Simpangan Gedung Arah x Pada Kinerja Batas Ultimit	89
Tabel 4.18	Nilai Simpangan Gedung Arah y Pada Kinerja Batas Ultimit	89

Tabel 4.19 Nilai Kekakuan Struktur Gedung Tiap Lantai	91
Tabel 4.20 Waktu Getar Alami Struktur Bangunan	92
Tabel 4.21 Distribusi Gaya Vertikal System Isolasi Dasar Arah x	93
Tabel 4.22 Distribusi Gaya Vertikal System Isolasi Dasar Arah y	94
Tabel 4.23 Nilai $F_{ix}$ Tiap Lantai Pada Struktur Bangunan Isolasi Dasar	94
Tabel 4.24 Nilai $F_{iy}$ Tiap Lantai Pada Struktur Bangunan Isolasi Dasar	95
Tabel 4.25 Nilai Simpangan Gedung Isolasi Dasar Arah x	95
Tabel 4.26 Nilai Simpangan Gedung Isolasi Dasar Arah y	96
Tabel 4.27 Kemampuan Simpangan Gedung Perletakan Jepit	99
Tabel 4.28 Kemampuan Simpangan Gedung Isolasi Dasar di <i>Base</i>	101
Tabel 4.29 Kemampuan Simpangan Gedung Isolasi Dasar di Atap	103
Tabel 4.30 Perhitungan Nilai Daktilitas	107
Tabel 4.31 Elastic Buckling dengan SAP2000 Orde-1	107
Tabel 4.32 Non-linier Buckling dengan SAP2000 Orde-2	108

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 Detik Di Batuan Dasar $S_b$ Untuk Probabilitas Terlampaui 2% Dalam 50 Tahun Dengan Redaman 5% (SNI 1726:2012)	7
Gambar 2.2	Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik Di Batuan Dasar $S_b$ Untuk Probabilitas Terlampaui 2% Dalam 50 Tahun Dengan Redaman 5% (SNI 1726:2012)	8
Gambar 2.3	Prilaku Inelastis Sistem Portal Daktail (Hamburger dkk,2009)	10
Gambar 2.4	Bentuk Tipikal Respon Spektra Desain Di Permukaan Tanah (SNI 1726:2012)	16
Gambar 2.5	Letak Isolasi Dasar Pada Struktur Bangunan Gedung	42
Gambar 2.6	Perangkat HDRB Dan Mekanisme Pergerakannya	43
Gambar 2.7	Kurva <i>Pushover</i> dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong	51
Gambar 2.8	Kurva tingkatan sendi plastis (Sumber: Manual SAP2000).	54
Gambar 3.1	Bagan Alir ( <i>Flow Chart</i> ) Penelitian	56
Gambar 3.2	Denah Struktur Tampak Atas	62
Gambar 3.3	Model 1 Struktur Perletakan Jepit Tampak Depan	62
Gambar 3.4	Model 2 Struktur Dengan Isolasi Dasar Tampak Depan	63
Gambar 3.5	Perspektif Model Struktur Bangunan Pada <i>Software</i>	63
Gambar 3.6	Grafik Spektrum Respon Gempa Rencana	67
Gambar 3.7	Pemodelan Desain Isolasi Dasar Yang Akan diinput Pada <i>software</i>	71
Gambar 3.8	Penentuan identitas analisis <i>static PUSH</i>	73
Gambar 3.9	Properti data gravitasi	73
Gambar 3.10	Distribusi beban dorong <i>PUSH</i>	74
Gambar 3.11	Properti sendi pada balok	75
Gambar 3.12	Properti sendi pada kolom	75
Gambar 3.13	Input data <i>Pushover</i>	76
Gambar 3.14	Pemilihan titik tinjau analisis <i>Pushover</i>	77
Gambar 3.15	Pemilihan <i>Multiple states Pushover</i>	77

Gambar 4.1	Grafik Perbandingan Simpangan Antar Model Struktur Bangunan Terhadap Ketinggian Gedung	97
Gambar 4.2	Grafik Perbandingan Simpangan Antar Model Struktur Antar Tingkat	98
Gambar 4.3	Kurva Kemampuan Gedung Berdasarkan Analisa Beban Dorong Perletakan Jepit	100
Gambar 4.4	Kurva Kemampuan Gedung Berdasarkan Analisa Beban Dorong Isolasi	104
Gambar 4.5	Perbandingan Kurva Kapasitas Berdasarkan Analisa Beban Dorong	105

## DAFTAR NOTASI

$A$	= luasan area bantalan ( $\text{mm}^2$ )
$a$	= percepatan ( $\text{m/s}^2$ )
$\partial$	= 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
$\overline{S_u}$	= 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)
$\overline{v_s}$	= 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
$\epsilon_c$	= renggangan 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>TriNitroToluene</i>
UBC	= <i>Uniform Building Code</i>
WF	= <i>Wide Flange</i>
HB	= <i>H-Beam</i>

# **BAB 1**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Indonesia merupakan negara yang rawan akan bencana gempa bumi. Penyebabnya adalah adanya pertemuan sejumlah lempeng tektonik dunia yang membujur hampir di seluruh wilayah Indonesia, seperti pertemuan antara lempeng Australia dengan Asia, yang membentang dari sebelah barat pulau Sumatera, selatan Pulau Jawa, Bali, Nusa Tenggara hingga pulau Timor dan laut Banda, serta lempeng Asia dengan Pasifik, yang membentang dari utara pulau Sulawesi, kepulauan Maluku, dan utara Papua.

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.

Seiring perkembangan teknologi perencanaan struktur tahan gempa, telah dikembangkan suatu pendekatan desain alternatif untuk mengurangi resiko kerusakan bangunan tahan gempa, dan mampu mempertahankan integritas komponen struktural dan non struktural terhadap gempa kuat. Pendekatan ini bukan dengan cara memperkuat struktur bangunan, tetapi dengan mereduksi gaya gempa yang bekerja pada bangunan atau menambah suatu sistim pada struktur yang dikhususkan untuk meredam sebagian besar energi gempa yang masuk ke bangunan dan hanya sebagian kecil sisanya akan dipikul oleh komponen struktur bangunan itu sendiri.

Sumatera Barat khusus nya kota Padang merupakan suatu daerah di Indonesia yang rawan terjadi gempa. Akibat peristiwa ini banyak bangunan yang mengalami kerusakan serta banyaknya korban jiwa. Hal ini yang harus menyadarkan kita tentang pentingnya merencanakan bangunan dengan konsep tahan dengan gempa. Oleh karena itu, penelitian ini menguji bangunan tahan gempa dengan menggunakan isolasi dasar dan mengukur kekuatan struktur dengan analisis beban dorong pada bangunan struktur baja.

Penulis memilih isolasi dasar sebagai topik penelitian karena isolasi dasar merupakan salah satu teknologi tinggi gedung penahan gempa yang dimulai dan diteliti tahun 1991 di *Uniform Building Code* (UBC), dimana teknologi isolasi dasar ini telah dipakai di berbagai negara yang berada di wilayah rawan gempa. Di berbagai penelitian, isolasi dasar dapat mengurangi respon bangunan terutama pada nilai simpangan yang terjadi akibat gempa pada struktur bangunan. Isolasi dasar direncanakan pada lantai dasar gedung 4 lantai dengan bangunan struktur baja.

## 1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang dikemukakan diatas, maka rumusan masalah dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana respon struktur bangunan akibat gaya gempa antara bangunan yang menggunakan perletakan jepit dengan menggunakan isolasi dasar berdasarkan analisis *linear* dan *nonlinear*?
2. Berapakah hasil dan perbandingan nilai simpangan antar tingkat bangunan (*interstory drift*) akibat gaya gempa pada struktur perletakan jepit dan isolasi dasar dengan jenis HDRB?
3. Berapa kapasitas kekuatan gedung berdasarkan 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 baja yang terdiri dari 4 lantai termasuk atap dengan denah tipikal dan beraturan. Elemen struktur yang direncanakan adalah elemen struktur balok dan kolom dengan portal terbuka.
2. Menggunakan alat bantu *software* analisis struktur, dalam perencanaan struktur gedung.
3. Sistem struktur yang digunakan yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

4. Bangunan gedung diasumsikan sebagai gedung perkantoran yang terletak dikota Padang dengan klasifikasi situs Tanah keras (SC)
5. Menggunakan isolasi dasar jenis HDRB (*High Damping Rubber Bearing*).
6. Untuk struktur bawah, panel zone (sambungan) dan tangga diabaikan.
7. Plat lantai menggunakan beton setebal 14 cm, serta tidak diperhitungkan secara detail dalam tugas akhir ini.
8. Beban-beban yang diperhitungkan meliputi:
  - a. Beban mati/berat sendiri bangunan (*dead load*).
  - b. Beban mati tambahan (*super dead load*).
  - c. Beban hidup (*live load*).
  - d. Beban gempa static ekuivalen.
  - e. Beban gempa dinamik respon spectrum.
  - f. Beban gempa dorong (*pushover*).
9. Beban tangga dan opening pintu dan jendela pada dinding di abaikan.
10. Penyusunan tugas akhir ini berpedoman pada peraturan-peraturan sebagai berikut:
  - a. Pembebanan struktur berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung (1987)
  - b. SNI 1727:2013 : Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
  - c. SNI 1729:2015 : Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.
  - d. SNI 1726:2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung.
  - e. SNI 7860:2015 : Ketentuan Seismik untuk Struktur Baja Bangunan Gedung.
  - f. SNI 2847:2013 : Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung.

#### **1.4 Tujuan Penelitian**

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

1. Untuk menganalisa bangunan baja 4 lantai akibat gaya gempa antara bangunan yang menggunakan perletakan jepit dengan isolasi dasar

berdasarkan analisis linear dan non-linear dengan menggunakan *software* analisis struktur sebagai permodelan.

2. Untuk mengetahui perbandingan nilai simpangan pada setiap model.
3. Untuk mengetahui kemampuan bangunan dalam merespon kekuatan gempa dengan analisa beban dorong.

## **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 masyarakat umum 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 Penulisan**

### **BAB 1: Pendahuluan**

Dalam bab ini dibahas latar belakang, rumusan masalah, tujuan, ruang lingkup penelitian, manfaat penelitian, sistematika penulisan dan bagan alir.

## BAB 2: Studi Pustaka

Bab ini membahas mengenai dasar teori yang digunakan dalam menyelesaikan masalah-masalah yang ada.

## BAB 3: Metodologi Penelitian

Bab ini berisikan rancangan penelitian, geometri model, dan analisa struktur.

## BAB 4: Hasil dan Pembahasan

Bab ini berisi tentang data hasil penelitian dan analisis yang telah dilakukan.

## BAB 5: Kesimpulan dan Saran

Dalam bab ini mengenai kesimpulan mengenai 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.

Skala Richter adalah skala yang digunakan untuk memperlihatkan besarnya kekuatan gempa. Alat yang digunakan untuk mencatat Skala Richter disebut seismograf. Skala Richter pada mulanya hanya dibuat untuk gempa-gempa yang terjadi di daerah Kalifornia Selatan saja. Namun dalam perkembangannya skala ini banyak diadopsi untuk gempa-gempa yang terjadi di tempat lainnya. Untuk melihat besarnya energi gempa yang terjadi dalam skala richter bisa dilihat pada Tabel 2.1.

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

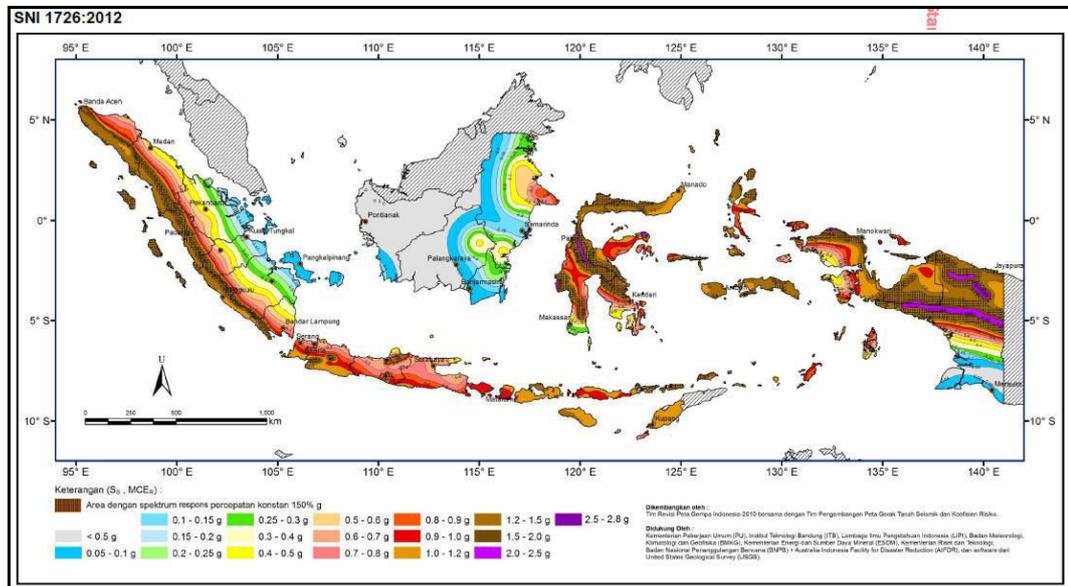
<i>Earthquake Magnitude (SR)</i>	TNT ekuivalen	Contoh
1.0	6 ons	
1.5	2 pounds	
2.0	13 pounds	
2.5	63 pounds	
3.0	397 pounds	
3.5	1.000 pounds	
4.0	6 tons	
4.5	32 tons	
5.0	199 tons	
5.3	500 tons	
5.5	1.000 tons	
6.0	6.270 tons	
6.3	15.800 tons	Solok dan Bukit Tinggi, 2007
6.5	31.550 tons	Kepulauan Banggai,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

Tabel 2.1: Lanjutan.

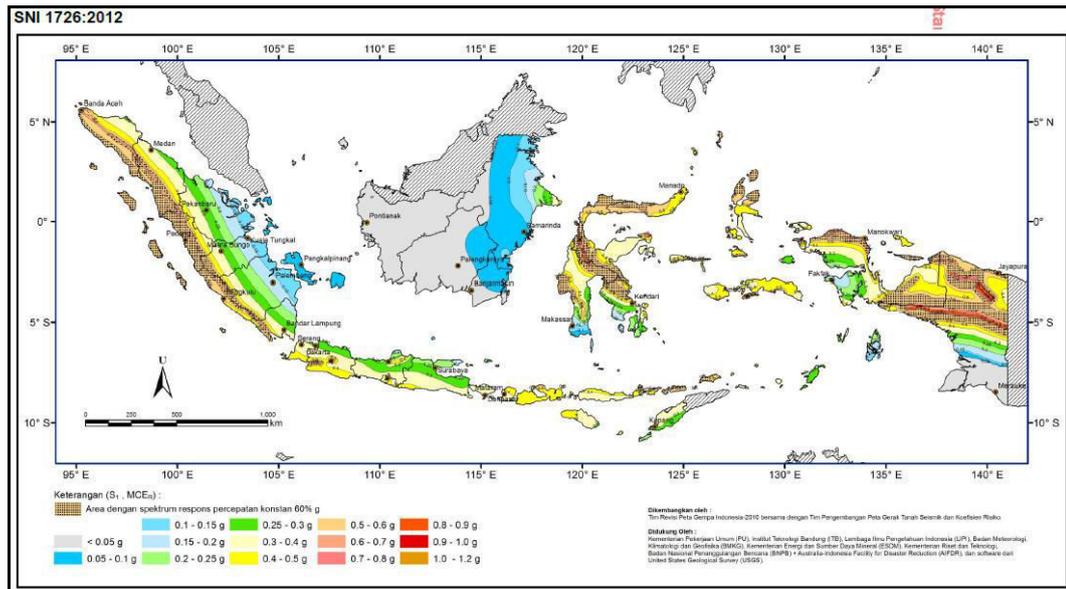
<i>Earthquake Magnitude (SR)</i>	TNT Ekuivalen	Contoh
7.0	199.000 tons	
7.1	250.000 tons	Papua, 1976
7.5	1.000.000 tons	Pulau Flores, 1992
7.7	1.990.000 tons	Ciamis dan Cilacap, 2006
8.0	6.270.000 tons	Kepulauan Sunda, 1977
8.2	12.550.000 tons	Pulau Nias, 2005
8.5	31.550.000 tons	Seluruh Pulau Sumatera, 2012
9.0	199.999.000 tons	Aceh dan sebagian Sumatera Utara, 2004

## 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 2.1 dan 2.2.



Gambar 2.1: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar  $s_b$  untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.2: Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar  $s_b$  untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).

## 2.3 Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa

### 2.3.1 Umum

Gempa pasti akan terjadi, hanya waktunya yang belum dapat dipastikan. Sebagai profesional yang bertanggung jawab pada perencanaan bangunan yang kuat, kaku dan aman, maka mempelajari strategi perencanaan struktur tahan gempa adalah kewajiban. Baja secara alami mempunyai rasio kuat dibanding berat-volume yang tinggi, sehingga dapat dihasilkan bangunan yang relatif ringan. Selain material baja itu sendiri yang berkekuatan tinggi, relatif kaku dan daktail.

Keunggulan lain konstruksi baja adalah adalah mutunya relatif seragam dikarenakan produk pabrik yang terkontrol. Karena itu pula ukuran dan bentuknya juga tertentu, terpisah dan baru bisa disatukan di lapangan. Pada satu sisi, konsep seperti itu suatu kelemahan atau sulit untuk dihasilkan konstruksi monolit, perlu detail sambungan yang baik. Tapi jika dapatantisipasi ternyata dapat dibuat suatu detail sedemikian rupa sehingga bila terjadi kerusakan (akibat gempa) maka bagian itu saja yang akan diperbaiki.

### 2.3.2 Perilaku Sistem Struktur yang diharapkan

Untuk pembebanan gravitasi, beban angin dan beban gempa maka diharapkan struktur dapat berperilaku elastis. Tetapi pada gempa besar, yaitu kondisi gempa sedemikian sehingga jika struktur didesain secara elastis akan tidak praktis dan mahal, maka diijinkan mengalami kondisi inelastis.

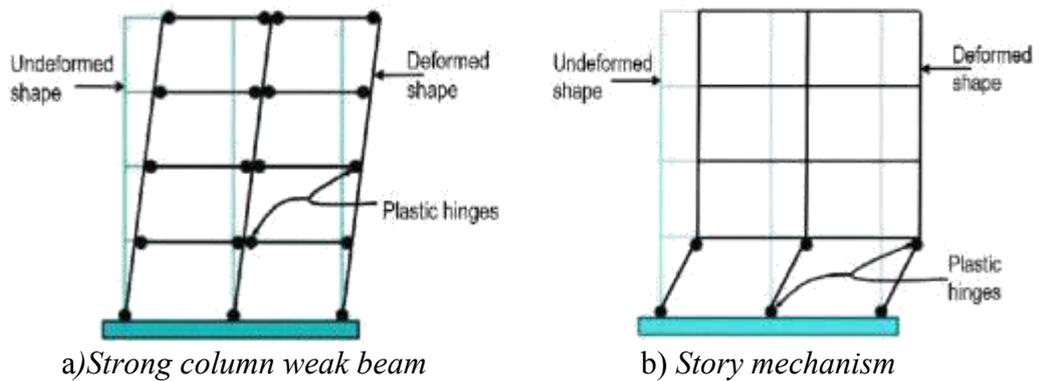
Oleh karena itu, tidak adanya jaminan bahwa gempa yang akan terjadi pasti selalu di bawah gempa rencana yang ditetapkan *code*, maka cara perencanaan struktur tahan gempa adalah didasarkan pada metodologi *capacity design*. Dengan cara tersebut, struktur direncanakan sedemikian sehingga bila terjadi kondisi inelastis, hanya terjadi pada tempat yang ditentukan, yang memang telah terencana. Kondisi inelastis yang terjadi juga terkontrol, sebagai tempat disipasi energi. Sedangkan bagian struktur yang lainnya tetap diusahakan berperilaku elastis, yang cara kerjanya seperti alat sekering (*fuse*) pada peralatan listrik di saat menerima *overload*. Jika rusak, bagian tersebut diperbaiki.

Adanya bagian yang terpisah-pisah, ada yang bekerja elastis dan bagian lain ada yang sampai inelastis, dapat dengan mudah diterapkan pada konstruksi baja, yang memang dari awalnya bersifat modul atau segmen terpisah yang tidak monolit. Coba bandingkan dengan konstruksi beton, yang secara alami bersifat monolit, khususnya untuk beton *cast-in-situ*.

### 2.3.3 Sistem Portal (*Moment Frame System*)

#### 2.3.3.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Ini adalah jenis struktur rangka yang didesain untuk bekerja secara inelastis penuh. Oleh karena itu pada bagian yang akan mengalami sendi plastis perlu disiapkan secara khusus. Sistem ini cocok dipakai untuk perencanaan gedung tinggi yang masih memungkinkan dengan sistem portal. Umumnya ketinggian bangunan akan dibatasi oleh persyaratan deformasi lateral. Hal yang penting, struktur rangka harus didesain berperilaku *strong column weak beam* untuk memastikan tidak terjadi sendi plastis di kolom, yang dapat menyebabkan *story mechanism* yaitu terjadinya sendi plastis pada kolom lantai bawah seperti yang tampak pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3: Perilaku inelastis sistem portal daktail (Hamburger dkk., 2009).

Jenis sambungan kolom-balok yang dapat dipakai di rangka *Special Moment Frames* (SMF) harus didukung data empiris hasil uji laboratorium yang membuktikan bahwa jenis sambungan tadi mempunyai kemampuan daktilitas yang cukup, yaitu dapat bertahan sampai perputaran sudut *interstory-drift* minimum sebesar 0,04 radian (AISC 2005a).

### 2.3.3.2 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Jenis rangka ini mirip *Special Moment Frames* (SMF), yaitu mampu berperilaku inelastis tetapi terbatas. Cocok dipakai untuk sistem struktur dengan gempa yang relatif sedang, misal bangunan bertingkat rendah. Sistem sambungan kolom-balok mirip SMF hanya saja tingkat daktilitasnya terbatas, yaitu perputaran sudut *interstory-drift* minimum 0,02 radian (*Section 10.2a AISC 2005a*).

### 2.3.3.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Ini adalah jenis rangka yang digunakan pada kondisi elastis saja. Hanya cocok dipakai pada sistem struktur dengan beban gravitasi yang dominan, misalnya bangunan tidak bertingkat yang memiliki bentang panjang. Sistem sambungan balok-kolom yang digunakan dapat berupa sambungan momen penuh atau *full restrained* (FR), tetapi dapat juga semi *rigid* atau *partially restrained* (PR).

## 2.4 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.

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)
<i>SA</i> (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
<i>SB</i> (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
<i>SC</i> (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
<i>SD</i> (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
<i>SE</i> (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>		
<i>SF</i> (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <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> Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35m$ dengan $S_u < 50$ kPa		

\*Catatan: N/A (Not Available) = 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, ambulan, 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
IV	1,50

## 2.5 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 spectra percepatan untuk perioda pendek ( $F_a$ ) dan periode 1,0 detik ( $F_v$ ).

Selanjutnya parameter respon spectra percepatan di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien  $F_a$  dan  $F_v$  dengan spektra percepatan untuk perioda pendek ( $S_s$ ) dan perioda 1,0 detik ( $S_l$ ) di batuan dasar yang di peroleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012.

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 <sub>R</sub> ) terpetakan pada periode pendek, T = 1 detik, S <sub>1</sub> <sup>a</sup>				
	S <sub>1</sub> ≤ 0,1	S <sub>1</sub> = 0,2	S <sub>1</sub> = 0,3	S <sub>1</sub> = 0,4	S <sub>1</sub> ≥ 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 <sup>b</sup>				

Catatan:

- Untuk nilai-nilai antara S<sub>1</sub> dapat dilakukan interpolasi linier
- 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 Persamaan 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 Persamaan 2.3 dan 2.4:

$$S_{DS} = \mu \cdot S_{MS} \quad (2.3)$$

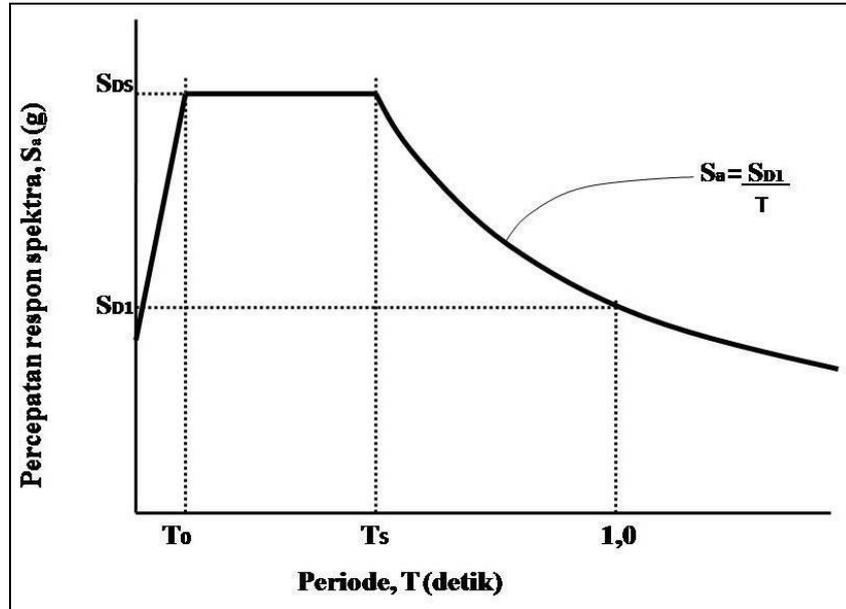
$$S_{D1} = \mu \cdot S_{M1} \quad (2.4)$$

dimana:

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

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

$\mu$  = 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.



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

Kurva spektrum respon desain harus mengikuti ketentuan berikut ini:

1. Untuk periode lebih kecil dari  $T_0$ , respon spektra percepatan desain,  $S_a$  harus diambil dari Persamaan 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.

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

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

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

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

Keterangan:

T adalah periode getar fundamental struktur.

## 2.6 Kategori Desain Seismik

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

Tabel 2.7: 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 2.8: 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

## 2.7 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 amplifikasi 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 adalah sebagai berikut:

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

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>
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
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>
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.

## 2.8 Gaya Geser Dasar Seismik

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

a) 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:

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

dimana:

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

$T$  = periode getar struktur (detik)

$S_I$  = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

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

$$C_s = \frac{0.5 * S_I}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.13)$$

## 2.9 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 meter menurut persamaan 2.15.

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

dimana:

$N$  = jumlah tingkat

2. Periode fundamental pendekatan maksimum ( $T_a$  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  $C_r$ , 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:		
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 $S_{D1}$	Koefisien ( $C_u$ )
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

## 2.10 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:
- a) Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang,  $k = 1$ .
  - b) Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih,  $k = 2$ .
  - c) 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.

### 2.11 Parameter Respon Terkombinasi

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

### 2.12 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 respon 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 Persamaan 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 Persamaan 2.20.

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

## 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 konstruksi yang digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Oleh karena itu berat bahan dan konstruksi diambil dari 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.

<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>

Tabel 2.12: *Lanjutan*

<i>BAHAN BANGUNAN</i>	<i>Berat Jenis</i>
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>
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>
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>
- tabal 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>

Tabel 2.12: *Lanjutan*

<i>BAHAN BANGUNAN</i>	<i>Berat Jenis</i>
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.

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)
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> )	

Tabel 2.13: *Lanjutan.*

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m <sup>2</sup> )	Beban terpusat lb (kN)
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1.92)	300 (1.33)
Koridor Lantai pertama Lantai lain	100 (4.79) 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 2inx2in [50 mmx50 mm])		300 (1.33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan (pada area 1inx1 in. [25 mmx 25mm])		200 (0.89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran Hunian satu keluarga saja	100 (4.79) 40 (1.92)	
Tangga permanen	SNI 1727;2013 pasal 4.5	
Garasi/parker Mobil penumpang saja Truk dan bus	40 (1.92) <sup>a,b,c</sup>	
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 Ruang pasien Koridor diatas lantai pertama	60 (2.87) 40 (1.92) 80 (3.83)	1000 (4.45) 1000 (4.45) 1000 (4.45)
Perpustakaan Ruang baca Ruang penyimpanan Koridor diatas lantai pertama	60 (2.87) 150 (7.18) <sup>a,h</sup> 80 (3.83)	1000 (4.45) 1000 (4.45) 1000 (4.45)
Pabrik Ringan Berat	125 (6.00) <sup>a</sup> 250 (11.97) <sup>a</sup>	2000 (8.9) 3000 (13.4)
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	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>	

Tabel 2.13: *Lanjutan.*

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m <sup>2</sup> )	Beban terpusat lb (kN)
Stadium dan tribun / arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	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 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	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)
		300 (1.33)
Sekolah Ruang kelas Koridor diatas lantai pertama Koridor lantai pertama	40 (1.92) 80 (3.83) 100 (4.79)	1000 (4.5) 1000 (4.5) 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 Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	100 (4.79) 40 (1.92)	300 <sup>r</sup> 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) Ringan Berat	20 (0.96)  125 (6.00) <sup>a</sup> 250 (11.97) <sup>a</sup>	

Tabel 2.13: *Lanjutan.*

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m <sup>2</sup> )	Beban terpusat lb (kN)
Toko		
Eceran		
Lantai pertama	100 (4.79)	1000 (4.45)
Lantai di atasnya	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 Persamaan 2.21.

$$L = L_0 \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (2.21)$$

Dimana:

$L$  = beban hidup rencana tereduksi.

$L_0$  = beban hidup rencana tanpa reduksi.

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

$A_T$  = luas struktur bangunan.

$L$  tidak boleh kurang dari  $0.4L_0$  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.

Elemen	$K_{LL}$ <sup>a</sup>
Kolom-kolom interior	4
Kolom-kolom eksterior tanpa pelat kantilever	4
Kolom-kolom tepi dengan pelat kantilever	3

Tabel 2.14: *Lanjutan.*

Elemen	$K_{LL}^a$
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:

- a) Lantai gedung, ruang arsip, perpustakaan dan ruang-ruang penyimpanan lain sejenis.
- b) 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 dihiraukan dikarenakan struktur bangunan hanya 4 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 Pecencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, maka

terlebih dahulu harus menganalisis 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 horizontal struktur bangunan gedung. Kecukupan sistem struktur harus ditunjukkan dari pembentukan model matematik dan pengevaluasian model tersebut untuk pengaruh gerak tanah desain.

Gaya gempa desain, dan distribusinya disepanjang 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 massa teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris, dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa di atasnya.

Jika digunakan desain tegangan izin,  $\Delta$  harus dihitung memakai gaya gempa tingkat kekuatan tanpa reduksi. Simpangan antar lantai, nilainya harus diperbesar dengan menggunakan Persamaan 2.22 dibawah ini.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.22)$$

Dimana:

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

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

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi.

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa.

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.

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 permanen, 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.

- a) Pengaruh beban gempa,  $E$ , untuk penggunaan dalam kombinasi beban 3 dan 4 harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 2.23 dibawah ini:

$$E = E_h + E_v \quad (2.23)$$

- b) Pengaruh beban gempa,  $E$ , untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5 dan 6 harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 2.24 dibawah ini:

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

Dimana:

E adalah pengaruh beban seismik

$E_h$  adalah pengaruh beban seismik horizontal

$E_v$  adalah pengaruh beban seismik vertikal

- a) Untuk pengaruh beban seismik horizontal,  $E_h$ , harus ditentukan dengan Persamaan 2.25 dibawah ini:

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.25)$$

- b) Untuk pengaruh beban seismik vertikal,  $E_v$ , harus ditentukan dengan Persamaan 2.26 dibawah ini:

$$E_v = 0.2 S_{DS} DL \quad (2.26)$$

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 disemua 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 disetiap 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.

Karena struktur direncanakan dengan denah beraturan dan di desain dengan dinding geser, maka diambil nilai  $\rho$  adalah 1,0.

## **2.16 Penggunaan Beban National untuk Mewakili Ketidaksempurnaan**

Menurut (SNI 1729:2015) untuk struktur yang menahan beban gravitasi terutama melalui kolom, dinding atau portal vertikal nominal, diijinkan menggunakan beban national untuk mewakili efek ketidaksempurnaan awal yang sesuai dengan persyaratan dari pasal ini. Beban notional harus digunakan untuk model struktur berdasarkan pada geometri nominalnya.

Catatan: konsep beban notional berlaku pada semua tipe struktur, tetapi persyaratan spesifik pada pasal C2.2b(1) sampai C2.2b(4) hanya berlaku untuk kelas dari struktur seperti yang dijelaskan diatas.

- 1) Beban national harus digunakan sebagai beban lateral pada semua level. Beban national harus ditambahkan ke beban lateral lainnya dan harus digunakan pada semua kombinasi beban, kecuali seperti yang ditunjukkan

pada (4), dibawah. Besar beban notional dapat dilihat pada Persamaan 2.27 dibawah ini:

$$N_i = 0,002 \alpha Y_i \quad (2.27)$$

Dimana:

$$\alpha = 1,0 \text{ (DFBK); } \alpha = 1,6 \text{ (DKI)}$$

$N_i$  = Beban notional yang digunakan pada level  $i$ , kips (N)

$Y_i$  = Beban gravitasi yang digunakan pada level  $i$  dari kombinasi DFBK atau kombinasi beban DKI, yang sesuai, kips (N)

Catatan: beban notional dapat menambah (umumnya kecil) besarnya gaya geser dasar pada struktur. Reaksi horizontal yang benar di fondasi dapat diperoleh melalui penggunaan suatu gaya horizontal tambahan pada dasar dari struktur yang besarnya sama berlawanan arah dari jumlah semua beban national, yang didistribusikan diantara elemen penahan beban vertikal dengan proporsi yang sama dari beban gravitasi yang ditumpu oleh elemen-elemen ini. Beban notional juga dapat memperbesar efek momen guling yang bukan merupakan besaran fiktif.

- 2) Beban notional disetiap level,  $N_i$ , harus didistribusikan diatas level itu dengan cara yang sama seperti beban gravitasi di level tersebut. Beban national harus digunakan pada arah yang memberi efek destabilisasi terbesar.

Catatan: untuk sebagian besar struktur bangunan gedung, persyaratan dengan memperhatikan arah beban national dapat dipenuhi sebagai berikut: untuk kombinasi beban yang tidak memasukkan beban lateral, dipertimbangkan dua arah ortogonal alternatif dari aplikasi beban national, dalam suatu arti positif dan dalam suatu arti negatif pada setiap arah, dan dalam arah yang sama pada semua level, untuk kombinasi beban yang memasukkan beban lateral, pekerjaan semua beban lateral, pekerjaan semua beban notional dalam arah resultan beban lateral dalam kombinasi tersebut.

- 3) Koefisien beban national sebesar 0,002 pada Persamaan 2.27 diperoleh berdasarkan suatu rasio kemiringan tingkat sebesar 1/500; nilai maksimum

yang berbeda boleh digunakan untuk menaksir koefisien beban notional secara proporsional.

Catatan: kemiringan sebesar 1/500 mewakili toleransi maksimum pada ketidaksempurnaan kolom yang disyaratkan dalam *AISC code of standard practice*. Dalam beberapa kasus, toleransi yang disyaratkan lainnya misalnya pada lokasi denah kolom akan diatur dan memerlukan suatu toleransi ketidaksempurnaan lain yang ketat.

- 4) Untuk struktur dimana rasio dari simpangan orde-kedua maksimum terhadap simpangan orde-pertama maksimum (keduanya ditentukan untuk kombinasi beban DFBK atau 1,6 kali kombinasi beban DKI, dengan ketentuan yang disetujui seperti disyaratkan dalam C2.3). pada semua tingkat adalah sama dengan atau kurang dari 1.7, diizinkan untuk menggunakan beban notional,  $N$ , hanya dalam kombinasi beban gravitasi saja dan bukan dalam kombinasi yang memasukkan beban-beban lateral lainnya.

Beban notional harus dikombinasikan dengan beban-beban lain yaitu dengan menggunakan kombinasi beban notional disain kekuatan sebagai berikut:

- a.  $1,2D + 1,6L + 1,0N$
- b.  $0,9D + 1,0N$

## 2.17 Perancangan Stabilitas

Perancangan stabilitas struktur adalah kombinasi analisis untuk menentukan kuat perlu penampang dan mendesain agar punya kekuatan dan kekakuan yang mencukupi. Cara perancangan struktur baja saat ini, *Effective Length Method*, didasarkan analisa struktur elastic-linier. Pemakaiannya terbatas pada struktur yang rasio pembesaran momen akibat perpindahan titik nodal,  $\Delta_{2ndorder} / \Delta_{1storder} \leq 1.5$  (AISC 2005). Jika melebihi batasan tersebut berarti strukturnya relatif langsing, yang mana pengaruh non-linier geometri akan menjadi signifikan.

## 2.18 Persyaratan Untuk Rangka Momen Khusus (*Special Moment Frames-SMF*) Berdasarkan SNI 7860:2015

### 2.18.1 Dasar Desain

RMK diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang besar apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana. RMK didesain menurut ketentuan ini, diharapkan member kapasitas deformasi inelastik signifikan melalui pelelehan lentur balok dan pelelehan terbatas zona panel kolom. Kecuali dimana dengan cara lain diizinkan dalam pasal ini, kolom harus didesain lebih kuat dari pelelehan penuh dan pengerasan regangan penuh balok atau gelagar. Pelelehan lentur dari kolom pada dasar diizinkan. Desain sambungan dari balok ke kolom, termasuk zona panel dan pelat penerus harus berdasarkan pada hasil uji sambungan yang telah dilakukan.

### 2.18.2 Rasio Momen

Hubungan yang berikut ini harus dipenuhi pada sambungan balok ke kolom sesuai dengan Persamaan 2.28 sampai 2.32.

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1 \quad (2.28)$$

Keterangan:

$\sum M^*_{pc}$  = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur nominal kolom (termasuk voute bila digunakan) di atas dan di bawah joint pada garis sumbu balok dengan reduksi untuk gaya aksial dalam kolom. Diizinkan untuk menentukan  $\sum M^*_{pc}$  sebagai berikut :

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \text{ (DFBK)} \quad (2.29)$$

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c (F_{yc} - 1,5P_{uc} / A_g) \text{ (DKI)} \quad (2.30)$$

Apabila garis dari balok, berlawanan pada joint yang sama, tidak sesuai, garis tengah antara sumbu harus digunakan.

$\sum M^*_{pb}$  = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur ekspektasi dari balok pada lokasi sendi plastis pada sumbu kolom. Diizinkan untuk menentukan  $\sum M^*_{pb}$  sebagai berikut :

$$\sum M^*_{pb} = \sum ( 1,1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv} ) \text{ (DFBK)} \quad (2.31)$$

$$\sum M^*_{pb} = \sum ( 1,1R_y F_{yb} Z_b + 1,5M_{av} ) \text{ (DKI)} \quad (2.32)$$

Di mana:

$A_g$  = luas penampang bruto kolom, in<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$F_{yc}$  = tegangan leleh kolom minimum yang disyaratkan , ksi (Mpa)

$F_{yb}$  = tegangan leleh balok minimum yang disyaratkan , ksi (Mpa)

$P_{uc}$  = kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DFBK termasuk beban seismik teramplifikasi , kips (N)

$P_{ac}$  = kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DKI termasuk beban seismik teramplifikasi , kips (N)

$M_{uv}$  = momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DFBK, kip-in. (N-mm)

$M_{av}$  = momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DKI, kip-in. (N-mm)

$Z_c$  = modulus panampang plastis kolom, mm<sup>3</sup>

$Z_b$  = modulus panampang plastis balok, mm<sup>3</sup>

## 2.19 Daktalitas

Menurut Paulay dan Priestly (1992) daktalitas terbagi dalam:

### 1. Daktalitas Regangan (*Strain Ductility*)

Daktalitas regangan adalah perbandingan regangan maksimum dengan regangan leleh pada balok yang mengalami beban aksial tarik atau tekan. Daktalitas regangan dapat dilihat pada Persamaan 2.33 dibawah ini:

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (2.33)$$

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

Daktalitas kelengkungan adalah perbandingan antara sudut kelengkungan (putaran sudut per unit penjang) maksimum dengan sudut kelengkungan leleh dari suatu elemen struktur akibat gaya lentur. Daktalitas kelengkungan dapat dilihat pada Persamaan 2.34 dibawah ini:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.34)$$

## 3. Daktalitas Perpindahan (*Displacement Ductality*)

Daktalitas perpindahan adalah perbandingan antara perpindahan struktur maksimum pada arah lateral terhadap perpindahan struktur saat leleh. Daktalitas perpindahan dapat dilihat pada Persamaan 2.35 dibawah ini:

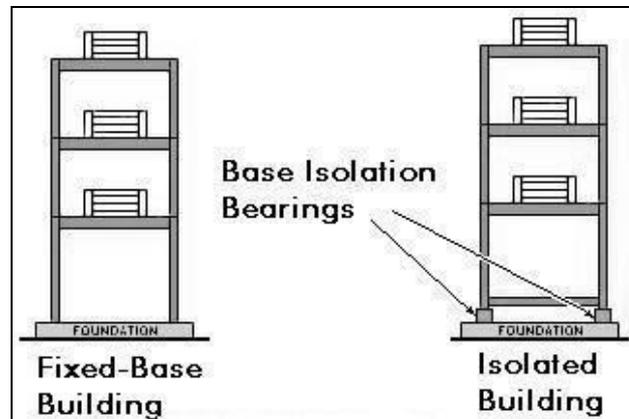
$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.35)$$

Menurut SNI 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-elastik pada saat mencapai kondisi diambang 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 elastic penuh sebesar 1,0 dan untuk struktur gedung yang daktail penuh sebesar 5,3.

## 2.20 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 2.5.



Gambar 2.5: 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).

### 2.20.1 Elemen Dasar Isolasi dasar

Menurut Mayes dan 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.

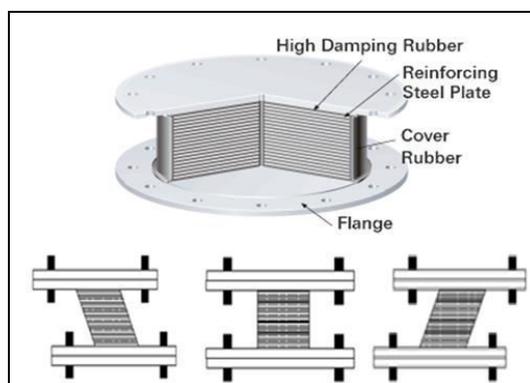
Menurut Taruna dan Singarimbun (2010), Prinsip utama cara kerja isolasi dasar jenis *elastomeric bearing* (HDRB atau LRB) adalah dengan memperpanjang waktu getar alami struktur diluar frekuensi dominan gempa sampai 2.5 atau 3 kali dari waktu getar struktur tanpa isolasi (*fixed base structures*) dan 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.

### 2.20.2 *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 2.6.



Gambar 2.6: Perangkat HDRB dan mekanisme pergerakannya.

### 2.20.3 Prosedur Desain Isolasi dasar HDRB

Dalam mendesain 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, nilai material yang dimaksud terdapat pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16: Material isolasi jenis 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
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 mendesain isolasi HDRB adalah mencari nilai *shape factor* dengan Persamaan 2.36.

$$S = \frac{\phi}{4t} \quad (2.36)$$

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 Persamaan 2.37 dan 2.38

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \quad (2.37)$$

$$K_V = \frac{E_c A_s}{t_r} \quad (2.38)$$

dimana:

$K_H$  = kekakuan arah horizontal.

$K_V$  = kekakuan arah vertikal.

A = luasan area bantalan.

$t_r$  = tebal keseluruhan bantalan.

$E_c$  = modulus elastisitas material.

$A_s$  = luasan penyangga besi perletakan bantalan.

Pada Pers. 2.38 terdapat nilai modulus elastisitas ( $E_c$ ) yang didapat dengan menggunakan Persamaan 2.39 seperti dibawah ini:

$$E_c = 6GS^2 \quad (2.39)$$

Selain mencari kekakuan, *shape factor*, dan modulus elastisitas yang akan digunakan dalam mendesain isolasi HDRB, perlu mencari nilai regangan geser maksimum ( $\gamma$ ) dengan menggunakan Persamaan 2.40 seperti dibawah ini:

$$\gamma = \frac{D}{t_r} \quad (2.40)$$

dimana:

D = perpindahan horizontal maksimum.

## 2.21 Prosedur Gaya Lateral Ekivalen Sistem Isolasi Menurut SNI 1726:2012

Menurut SNI 1726:2012 pasal 12.4.1, prosedur gaya lateral ekivalen 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.

### 2.21.1 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 Persamaan 2.41.

$$D_D = \frac{gS_{D1}T_D}{4\pi^2 B_D} \quad (2.41)$$

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 Persamaan 2.41 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

### 2.21.2 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 Persamaan 2.42.

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Dmin} g}} \rightarrow K_{Dmin} = \frac{W_g}{\left(\frac{T_D}{2\pi}\right)^2} \quad (2.42)$$

dimana:

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

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

$g$  = percepatan gravitasi.

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

### 2.21.3 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 Persamaan 2.43 seperti dibawah ini:

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4\pi^2 B_M} \quad (2.43)$$

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.

### 2.21.4 Perioda 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 Persamaan 2.44.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M \min} g}} \rightarrow K_{M \min} = \frac{Wg}{\left(\frac{T_M}{2\pi}\right)^2} \quad (2.44)$$

dimana:

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

$K_{M \min}$  = kekakuan efektif minimum sistem isolasi, pada saat perpindahan Maksimum.

$g$  = percepatan gravitasi.

### 2.21.5 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 Persamaan 2.45 dan 2.46.

$$D_{TD} = D_D \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \quad (2.45)$$

$$D_{TM} = D_M \left( 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \quad (2.46)$$

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 struktur 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.

### 2.21.6 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.

### 2.21.7 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 dibawah sistem isolasi ( $V_b$ ) dan gaya lateral minimum diatas sistem isolasi ( $V_s$ ). Kedua gaya lateral minimum tersebut dapat menggunakan Persamaan 2.47 dan 2.48.

$$V_b = K_{D_{\max}} D_D \quad (2.47)$$

$$V_s = \frac{V_b}{R_1} \quad (2.48)$$

dimana:

$K_{D_{\max}}$  = kekakuan efektif maksimum.

$D_D$  = perpindahan rencana.

$R_1$  = koefisien numerik yang berhubungan dengan sistem gaya penahan.

Faktor  $R_1$  harus bernilai 3/8 dari nilai  $R$  dengan nilai maksimum tidak lebih besar dari 2 dan nilai minimum tidak lebih kecil dari 1.

### 2.21.8 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 Persamaan 2.49.

$$F_x = \frac{V_s W_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (2.49)$$

dimana:

$V_s$  = gaya geser lateral gempa sesuai Persamaan 2.48.

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

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

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

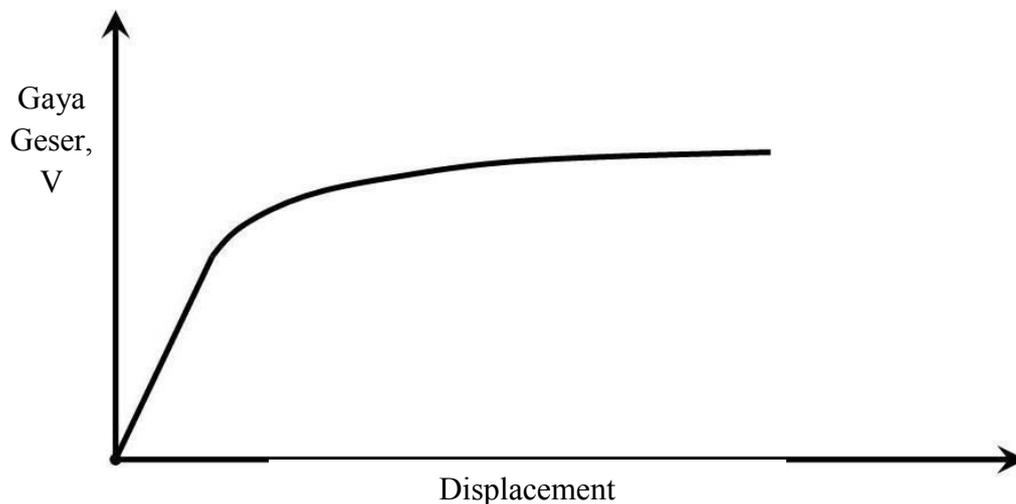
### 2.21.9 Batas Simpangan Antar Lantai Pada Struktur Isolasi Dasar

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

### 2.22 Analisis Beban Dorong

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.

Analisis Pushover menghasilkan kurva Pushover, kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser ( $V$ ) versus perpindahan titik acuan pada atap ( $D$ ). Berikut gambar kurva *Pushover* yang ditunjukkan pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7: 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 (Dewobroto, 2005).

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 ekivalen dengan faktor koefisien C0, C1, C2 dan C3 sehingga dapat dihitung target perpindahan ( $\delta_t$ ) seperti Persamaan 2.50 sebagai berikut:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \left( \frac{T_e}{2.5} \right)^2 \cdot g \quad (2.50)$$

Dimana:

$\delta_t$  = target perpindahan

$T_e$  = waktu getar alami efektif

C0= 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.

C1 = faktor modifikasi untuk menghubungkan perpindahan inelastic maksimum dengan perpindahan respons elastik linier. Nilai

C1 = 1,0 untuk  $T_e \geq T_s$  dan

$$C1 = \frac{[1 + (R-1) \frac{T_s}{T_e}]}{R} \text{ untuk } T_e < T_s$$

C2 = koefisien untuk memperhitungkan efek “pinching” dari hubungan beban deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan Tabel 3-3 dari FEMA 356.

C3 = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek Pdelta. Untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca leleh bernilai positif maka C3 = 1,0. Sedangkan untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh negatif,

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

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.

Vy = gaya geser dasar pada saat leleh.

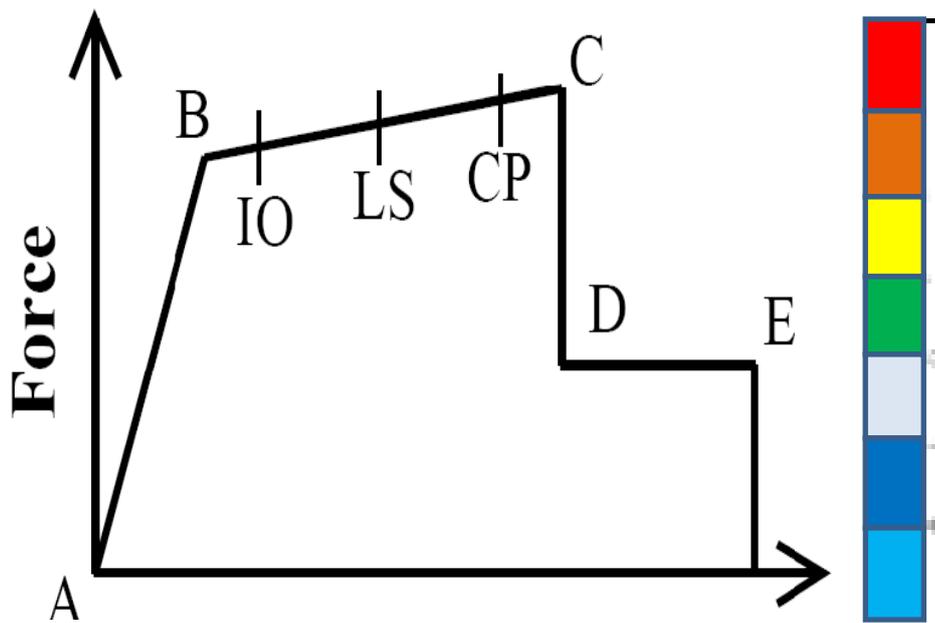
W = total beban mati dan beban hidup yang dapat direduksi.

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 (*FEMA 356*).



Gambar 2.8: Kurva tingkatan sendi plastis (Sumber: Manual SAP2000).

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>10</b>	●	Terjadinya kerusakan yang kecil atau tidak berarti pada struktur, kekakuan struktur hampir sama pada saat belum terjadi gempa
<b>I.S</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.*

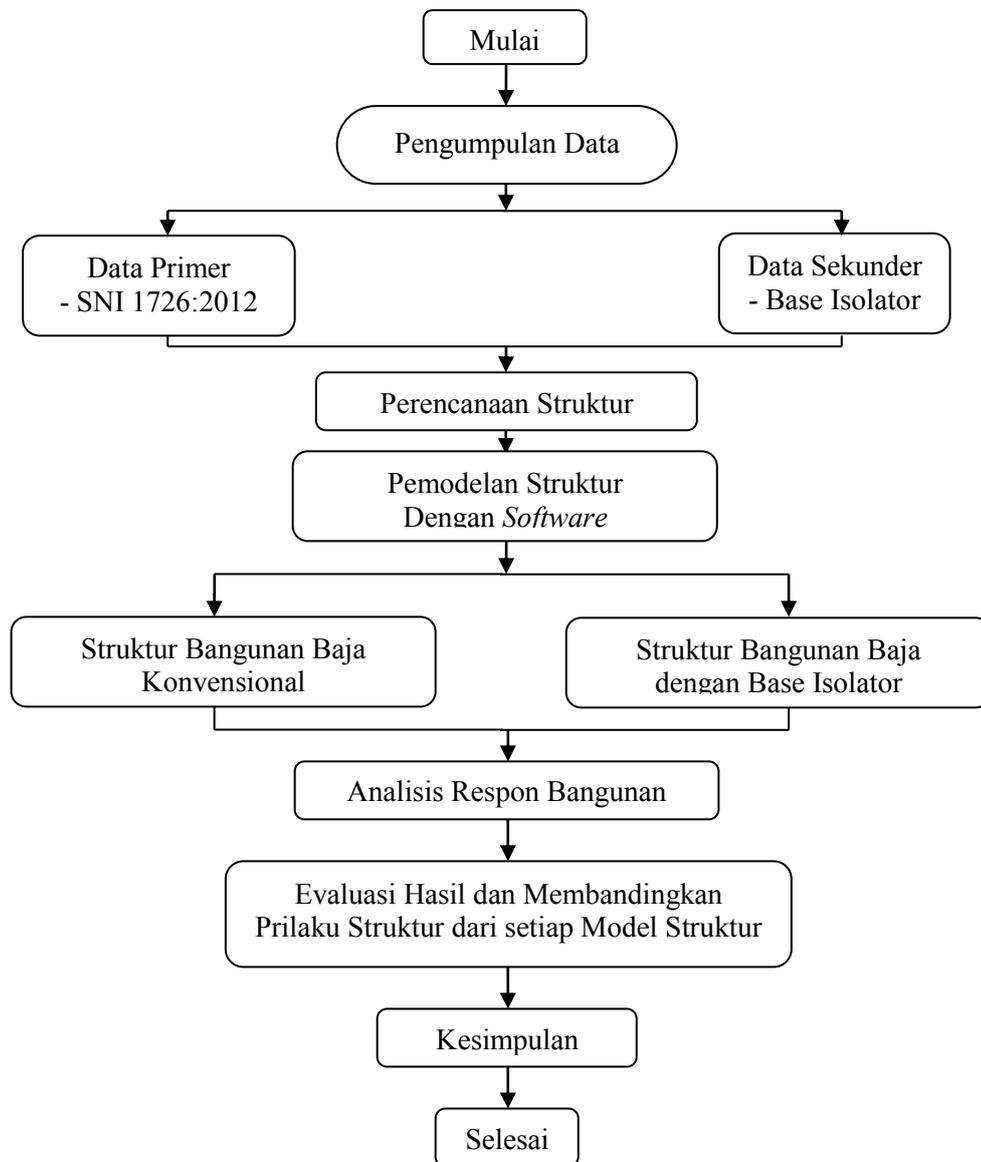
Keterangan	Simbol	Penjelasan
<b>C</b>		Batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung
<b>D</b>		Terjadinya degradasi kekuatan struktur yang besar, sehingga kondisi struktur tidak stabil dan hampir <i>collapse</i>
<b>E</b>		Struktur sudah tidak mampu menahan gaya geser dan hancur

## BAB 3

### METODOLOGI

#### 3.1 Bagan Alir/*Flow Chart* Penelitian

Langkah kerja 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.

Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan dengan memulai pengumpulan data dimana data tersebut terdapat dapat primer dan data sekunder lalu merencanakan struktur dengan menghitung beban mati berat sendiri dengan *software* analisis struktur, beban hidup dan beban mati tambahan, setelah itu melakukan pemodelan struktur dengan *software* dimana pemodelan pertama yang dimodelkan yaitu struktur bangunan baja konvensional dengan perletakan jepit (*fixe base*) lalu menganalisis respon bangunan jika respon memenuhi dalam persyaratan sesuai persyaratan SNI maka dapat dievaluasi hasil dan dilanjutkan dengan pemodelan kedua dengan struktur bangunan baja dengan perletakan menggunakan *Base Isolator* setelah itu dievaluasi kembali hasil respon bangunan kemudian membandingkan perilaku struktur dari setiap model struktur dan didapatkan kesimpulan dari hasil analisis yang dilakukan dari kedua model hingga selesai.

### 3.2 Deskripsi Model Struktur

Dalam tugas akhir ini akan dilakukan analisis statik non-linear struktur menggunakan struktur *open frame* guna untuk melihat kinerja dan perilaku struktur. Struktur dimodelkan tiga dimensi sebagai portal terbuka dengan menggunakan *software* analisis struktur.

Dimensi dari model struktur yang dibuat berukuran 24 m x 24 m, bangunan dari model tersebut berbentuk persegi yang simetris (*regular building*) dan beraturan, dengan arah sumbu x bangunan dan arah sumbu y bangunan memiliki 4 segmen yang masing-masing bentangan segmennya sepanjang 6 m. Model struktur bangunan ini memiliki jumlah lantai 4, lantai pertama memiliki tinggi 4 m dan lantai ke dua, tiga, empat/atap memiliki tinggi 3 m sehingga tinggi total bangunan yaitu 13 m. Pemodelan ini menggunakan sistem struktur SRPMK dan teknologi isolasi dasar yang berjenis HDRB.

Secara umum, konstruksi bangunan yang akan dirancang merupakan bangunan gedung struktur baja SRPMK sesuai dengan peraturan gempa SNI 1726:2012. Pemodelan struktur terdiri dari 2 model, yaitu Model 1 dengan perletakan jepit (*fixe base*) dan Model 2 dengan perletakan *Base Isolator*.

Bangunan gedung terletak di wilayah Padang. Fungsi gedung adalah untuk perkantoran yang terletak di tengah kota dan bangunan terletak diatas tanah keras (SC).

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

Data penelitian yang digunakan adalah data material, data dimensi kolom dan balok, desain pelat lantai dan pembebanan.

#### **3.3.1 Data Material**

Data material yang digunakan adalah baja pada elemen struktur, dengan spesifikasi data material sebagai berikut :

- Mutu Baja = BJ 37.
- Tegangan Leleh ( $F_y$ ) = 240 MPa.
- Tegangan Ultimate ( $F_u$ ) = 370 MPa.
- Modulus Elastisitas ( $E$ ) = 200.000 MPa.
- Poison Ratio = 0.3.
- Berat jenis = 7850 kg/m<sup>3</sup>.

#### **3.3.2 Dimensi Kolom dan Balok**

Bangunan yang direncanakan adalah bangunan beraturan, sehingga kolom dan balok yang digunakan pada stuktur bangunan pada Model 1 maupun Model 2 adalah bangunan yang sama namun dari kedua model tersebut yaitu Model 1 dengan perletakan jepit (*fixe base*) yg memiliki dimensi balok lantai satu tidak sama dari dimensi balok lantai satu Model 2 dengan isolasi dasar disebabkan simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak memenuhi syarat ketentuan simpangan antar lantai tingkat ijin ( $\Delta_a$ ) yang berada di SNI 1726:2012.

Untuk dimensi profil balok dan kolom dapat dilihat pada Tabel 3.1, sedangkan letak dan posisi dari masing-masing ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Gambar 3.2 dan 3.3.

Tabel 3.1: Konfigurasi dan dimensi kolom dan balok (Gunawan).

Konfigurasi struktural	Dimensi profil (mm)	Mutu baja	Keterangan
Kolom 1	498.432.45.70	BJ 37	Kolom 1 untuk semua lantai
Balok 1	400.200.8.13	BJ 37	Balok 1 untuk semua lantai
Balok 1a	500.200.10.16	BJ 37	Balok 1a untuk balok lantai 1 perletakkan isolasi dasar

Profil penampang kolom menggunakan profil *H Beam* (HB) dan balok yang digunakan *Wide Flange* (WF) untuk semua pemodelan dengan mutu baja BJ 37, dengan jarak perportal arah x dan arah y sama yaitu 6 m.

### 3.3.3 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.

### 3.3.4 Desain Pelat Lantai

a) Selimut beton (SNI 2847:2013 Pasal 7.7.1)

- Untuk pelat yang tidak berhubungan langsung dengan cuaca = 40 mm.
- Untuk pelat yang berhubungan langsung dengan cuaca = 50 mm.
- Untuk balok dan kolom = 40 mm.

b) Tebal pelat lantai (SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.3)

Pelat yang digunakan diperhitungkan berdasarkan tebal minimum pelat dengan Persamaan 3.1 sebagai berikut:

$$h_{\min} = l_n \times \frac{0.8 + \frac{f_y}{1400}}{36 + 9 \times \beta} \qquad h_{\max} = l_n \times \frac{0.8 + \frac{f_y}{1400}}{36} \qquad (3.1)$$

$$h_{\min} = 600 \times \frac{0.8 + \frac{300}{1400}}{36 + 9 \times \beta} \qquad h_{\max} = 600 \times \frac{0.8 + \frac{300}{1400}}{36}$$

$$h_{\min} = 13.52 \text{ cm}$$

$$h_{\max} = 16.90 \text{ cm}$$

Tebal pelat minimum 13.52 cm dan tebal pelat maksimal 16.90 cm, maka tebal pelat lantai yang dipakai pada setiap lantai diasumsikan 14 cm.

### 3.3.5 Pembebanan

Berdasarkan sub SNI 1727:2013 diperoleh data beban hidup seperti pada Tabel 3.2.

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

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

Nilai reduksi beban hidup menurut SNI 1727:2013 pasal 4.7.2 dengan menggunakan Persamaan 3.2 seperti berikut:

$$L = L_0 \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

$$L = L_0 \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4 \times 225}} \right) \quad (3.2)$$

$$L = 0.4 L_0$$

Berat sendiri struktur sudah dihitung secara otomatis oleh *software* berdasarkan input data dimensi dan karakteristik material. Untuk 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 (PPURG 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>
M & E	40 kg/m <sup>2</sup>

Beban-belan gravitasi dapat dirangkum pada masing-masing lantai sebagai berikut:

a) Untuk lantai 1-3:

Beban mati tambahan

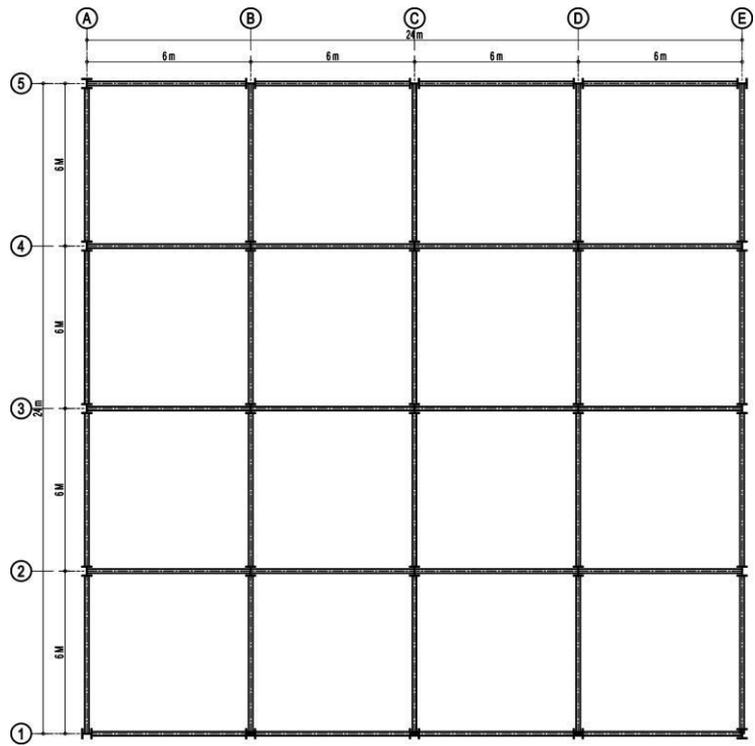
- Spesi (tebal 3cm) = 63 kg/m<sup>2</sup>
  - Keramik = 24 kg/m<sup>2</sup>
  - Plafond dan penggantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
  - M & E = 40 kg/m<sup>2</sup>
- Total beban mati tambahan = 145 kg/m<sup>2</sup>

b) Untuk lantai atap:

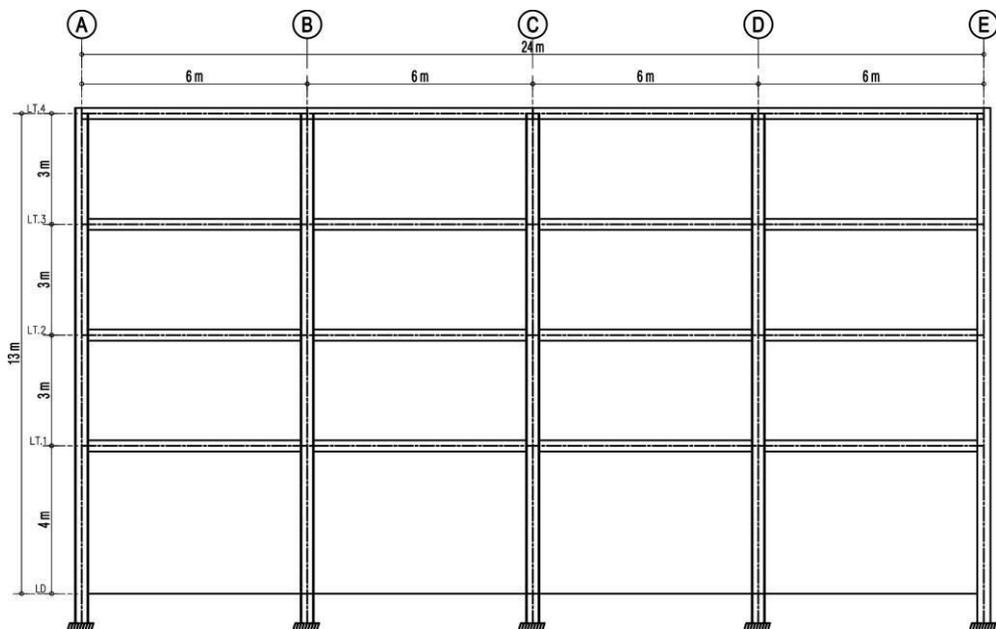
Beban mati tambahan

- Spesi (tebal 3cm) = 63 kg/m<sup>2</sup>
  - Plafond dan penggantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
  - *Water proofing* = 5 kg/m<sup>2</sup>
  - M & E = 40 kg/m<sup>2</sup>
- Total beban mati tambahan = 126 kg/m<sup>2</sup>

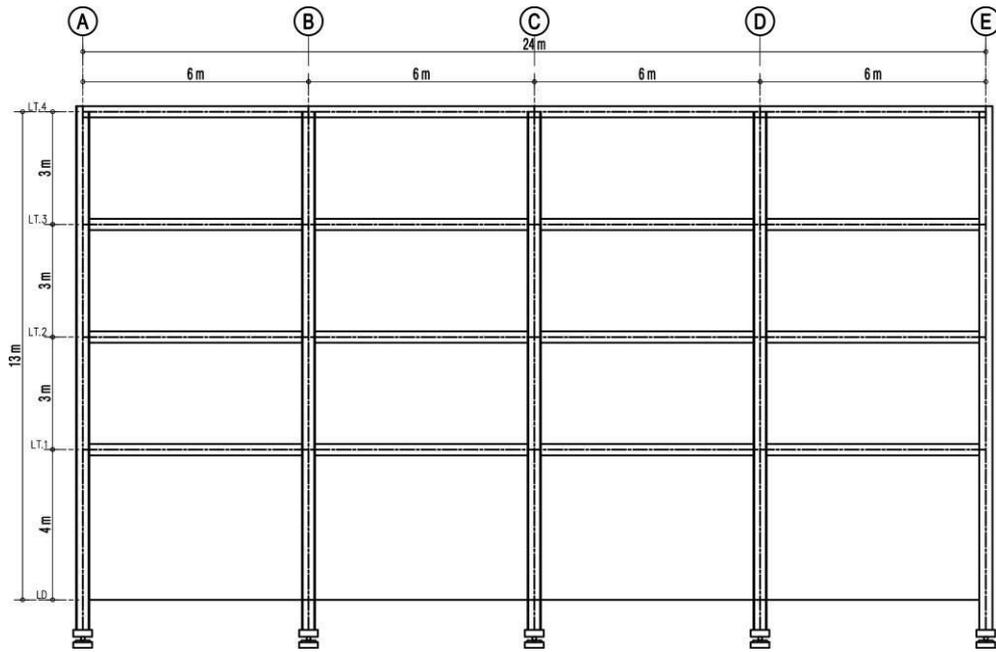
Gambar denah dalam perancangan struktur bangunan tampak atas, tampak depan dan prespektif dapat dilihat pada Gambar 3.2 sampai 3.5.



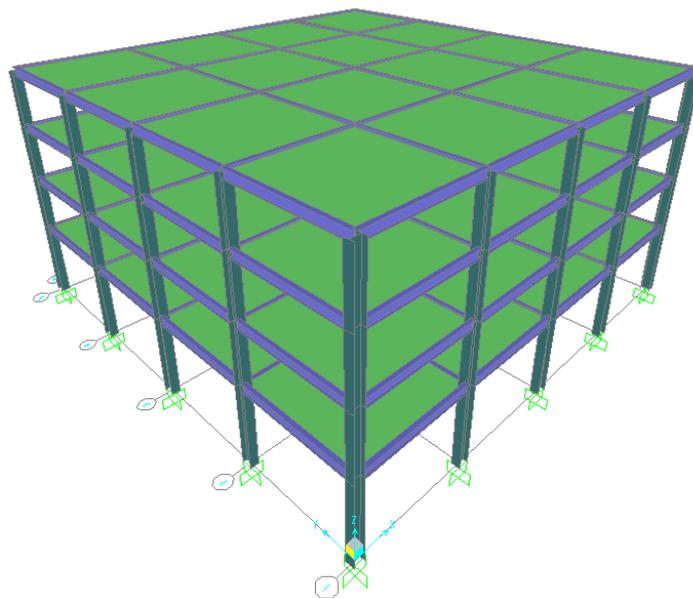
Gambar 3.2: Denah struktur tampak atas.



Gambar 3.3: Model 1 struktur perletakan jepit tampak depan.



Gambar 3.4: Model 2 struktur dengan isolasi dasar tampak depan.



Gambar 3.5: Prespektif model struktur bangunan dengan menggunakan *software* analisa struktur.

### 3.4 Beban Notional

Beban notional harus ditambahkan bersama-sama beban lateral lain, juga pada semua kombinasi, kecuali kasus tertentu yang memenuhi kriteria pada

section 2.2b(4) (AISC 2010). Besarnya beban notional (AISC 2010) disajikan dalam Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Beban notional terhadap arah x dan y.

Lantai	Beban mati + mati tambahan (Kg)	Beban hidup (Kg)	Yi (Kg) Yi = 1.2 DL + 1.6 LL	$\alpha$ (DFBK)	Ni (Kg) Ni = 0,002 * $\alpha$ * Yi
1	352603.71	55296.00	511598.05	1	1023.20
2	337574.75	55296.00	493563.30	1	987.13
3	337574.75	55296.00	493563.30	1	987.13
4	326630.75	22118.40	427346.34	1	854.69

### 3.5 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 g
- $S_s$  = 1.398 g
- $S_1$  = 0.6 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:

- a) Penentuan faktor amplifikasi terkait spektra percepatan untuk periode pendek ( $F_a$ ) dan periode 1,0 detik ( $F_v$ )

Tabel 3.5: Interpolasi koefisien situs,  $F_a$  dan  $F_v$  (SNI 1726:2012).

Koefisien situs $F_a$ dan $F_v$ , untuk kota Padang		
Kelas situs	$F_a$ ( $S_s = 1.348$ )	$F_v$ ( $S_1 = 0,599$ )
SC – tanah keras	1.00	1.30

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

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

$$S_{MS} = 1.00 \times 1.398 = 1.398$$

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

$$S_{M1} = 1.30 \times 0.6 = 0.780$$

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

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

$$S_{D1} = \mu \times S_{M1}$$

dimana:

$\mu$  merupakan 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.

Tabel 3.6: 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 3.7: 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 3.8: 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 diatas untuk penentuan kategori desain seismik untuk kota Padang adalah kategori desain seismik D.

d) Penentuan nilai  $T_0$  dan  $T_s$

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

$$T_s = \frac{0.520}{0.932} = 0.558$$

$$T_0 = 0.2 \times T_s$$

$$T_0 = 0.2 \times 0.558 = 0.112$$

e) Penentuan nilai  $S_a$

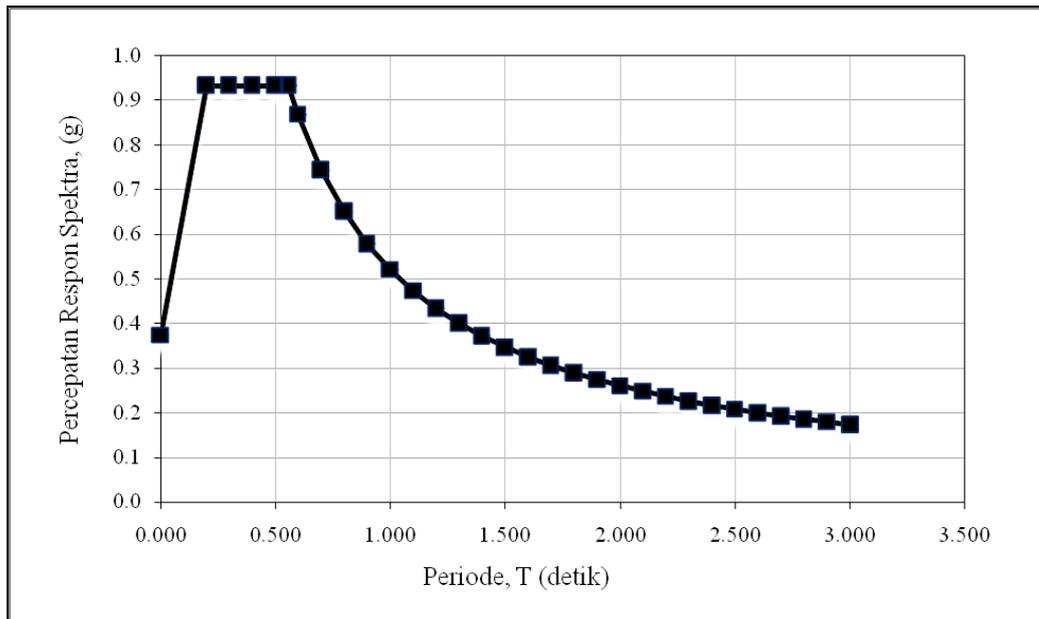
- Untuk periode lebih kecil dari  $T_0$ , respon spektrum percepatan desain ( $S_a$ ) diperoleh dari Persamaan 3.3 seperti berikut:

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.3)$$

- 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 3.4 seperti berikut:

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



Gambar 3.6: Grafik spektrum respon gempa rencana.

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

Tabel 3.9: 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

Tabel 3.9: *Lanjutan.*

Data yang diperoleh	
T (detik)	Koefisien Gempa C
$T_s = 0.558$	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
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

Nilai spektrum respon tersebut dikalikan dengan faktor skala yang besarnya ditentukan dengan Persamaan 3.5 berikut:

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

### 3.6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang akan diinput kedalam *software* untuk  $\rho = 1$  dan  $S_{DS} = 0,932$  adalah sebagai berikut:

Tabel 3.10: Tabel kombinasi pembebanan untuk  $\rho = 1$  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	0.3	EX	1	EY
Kombinasi 4	0.96	DL	1	LL	-0.3	EX	-1	EY
Kombinasi 5	1.07	DL	1	LL	0.3	EX	-1	EY
Kombinasi 6	1.33	DL	1	LL	-0.3	EX	1	EY
Kombinasi 7	1.44	DL	1	LL	1	EX	0.3	EY
Kombinasi 8	0.96	DL	1	LL	-1	EX	-0.3	EY
Kombinasi 9	1.33	DL	1	LL	1	EX	-0.3	EY
Kombinasi 10	1.07	DL	1	LL	-1	EX	0.3	EY
Kombinasi 11	1.14	DL			0.3	EX	1	EY
Kombinasi 12	0.66	DL			-0.3	EX	-1	EY
Kombinasi 13	0.77	DL			0.3	EX	-1	EY
Kombinasi 14	1.03	DL			-0.3	EX	1	EY
Kombinasi 15	1.14	DL			1	EX	0.3	EY
Kombinasi 16	0.66	DL			-1	EX	-0.3	EY
Kombinasi 17	1.03	DL			1	EX	-0.3	EY
Kombinasi 18	0.77	DL			-1	EX	0.3	EY
Kombinasi 19	1.20	DL	1	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 20	1.20	DL	1	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 21	1.20	DL	1	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 22	1.20	DL	1	LL	-1	NX	-1	NY
Kombinasi 23	0.9	DL			1	NX	1	NY
Kombinasi 24	0.9	DL			1	NX	-1	NY
Kombinasi 25	0.9	DL			-1	NX	1	NY
Kombinasi 26	0.9	DL			-1	NX	-1	NY

SNI 1726:2012 pasal 7.3.4.2 menyebutkan bahwa untuk katagori dasain 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  $\rho=1$  karena memenuhi syarat berdasarkan pengecekan  $35\% \text{ Base shear} < \text{story shear}$ .

### 3.7 Desain Isolasi Dasar

Isolasi dasar yang digunakan adalah jenis HDRB, material jenis HDRB adalah suatu produk pabrikan yang mana material-material sudah ditentukan oleh pihak produksinya. Adapun material isolasi jenis HDRB yang dimaksud terdapat pada Tabel 3.11.

Tabel 3.11: Nilai dasar material isolasi HDRB.

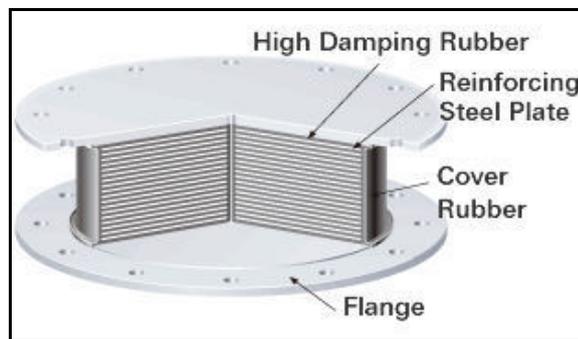
HDRB Material Properties	
Diameter	1100 mm
Ketebalan karet	250 mm
Ketebalan tiap lapis	10 mm
Modulus Geser (G)	0.624 Mpa
Poitio Ratio	0.49
Berat jenis	1522 kg/m <sup>3</sup>
Berat isolasi dasar	361.747 kg
$K_{\text{eff}}$ (kekakuan efektif)	2359.10 kN/m
$Q_y$ (kapasitas gaya leleh)	217.05 Kn
$K_d$ (kekakuan 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 2.20.3 dalam mendesain isolasi dasar untuk jenis HDRB harus memperhatikan nilai yang terdapat pada material yang digunakan seperti modulus geser dan dimensi yang digunakan sesuai penelitian menurut Farissi dan Budiono nilai material yang dimaksud dapat dilihat pada Tabel 3.11 diatas dan nilai-nilai parameter yang diambil dalam mendesain isolasi dasar terdapat pada Tabel 3.12.

Tabel 3.12: Nilai-nilai parameter desain isolasi dasar HDRB.

Isolasi dasar tanpa dinding bata		
Variabel yang dicari	Persamaan	Hasil
<i>Shape factor</i> (S)	Pers. 2.36	27.5
Kekakuan horizontal ( $K_H$ )	Pers. 2.37	2372.98 N/mm
Kekakuan vertical ( $K_V$ )	Pers. 2.38	4077216 N/mm
Modulus elastisitas ( $E_C$ )	Pers. 2.39	2831 Mpa
Regangan geser maksimum ( $\gamma$ )	Pers. 2.40	0.9277

Pemodelan desain isolasi dasar HDRB pada *software* dapat dilihat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7: Pemodelan desain isolasi dasar yang akan diinput pada *software*.

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

Sesuai sub bab 2.21 yang jelaskan menurut SNI 1726:2012 dengan persamaan yang tertera pada sub bab tersebut, nilai-nilai yang diperoleh dapat dilihat pada Tabel 3.13.

Tabel 3.13: Nilai-nilai prosedur dalam mencari gaya lateral ekuivalen.

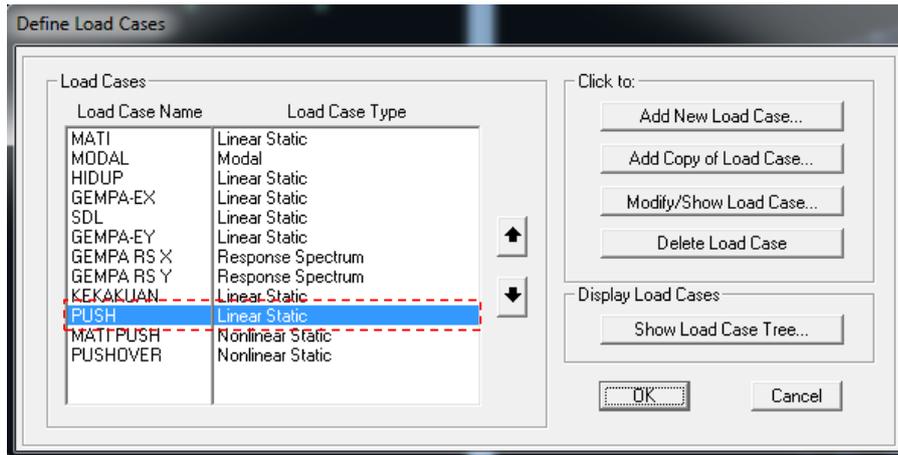
Struktur isolasi dasar		
Variabel yang dicari	Persamaan	Hasil
Kekakuan efektif minimum ( $K_{Dmin}$ )	Pers. 2.42	997432.93 kg/m
Kekakuan efektif minimum saat perpindahan maksimum ( $K_{Mmin}$ )	Pers. 2.44	692661.76 kg/m
Kekakuan efektif maksimum ( $K_{Dmax}$ )	Sub bab 2.20.6	97176.22 kg/m
Kekakuan efektif maksimum saat perpindahan maksimum ( $K_{Mmax}$ )	Sub bab 2.20.6	761927.93 kg/m
Perpindahan rencana total ( $D_{TD}$ )	Pers. 2.45	0.232316 m
Total perpindahan maksimum ( $D_{TM}$ )	Pers. 2.46	0.278779 m
Gaya lateral minimum yang berada dibawah sistem isolasi ( $V_b$ )	Pers. 2.47	221644.55 kg
Gaya lateral minimum diatas system isolasi ( $V_s$ )	Pers. 2.48	110822.28 kg

### 3.9 Analisis Non-linear Beban Dorong

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:

1. Menentukan identitas analisis *static PUSH* dengan menggunakan *define load cases* yaitu dapat dilihat pada Gambar 3.8.

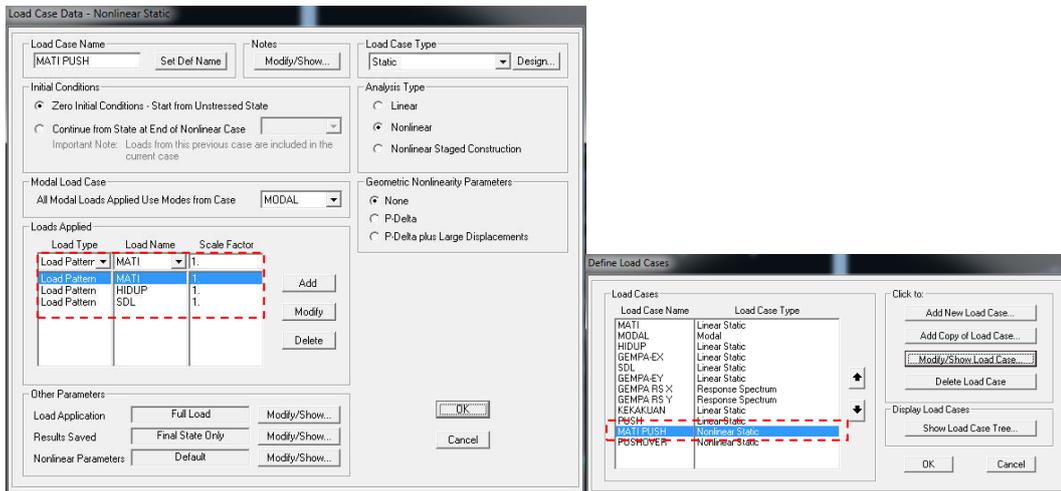


Gambar 3.8: Penentuan identitas analisis *static PUSH*.

2. Memasukkan data gravitasi dengan melakukan sebagai berikut dan dapat dilihat pada Gambar 3.9.

a) Input Pembebanan yaitu:

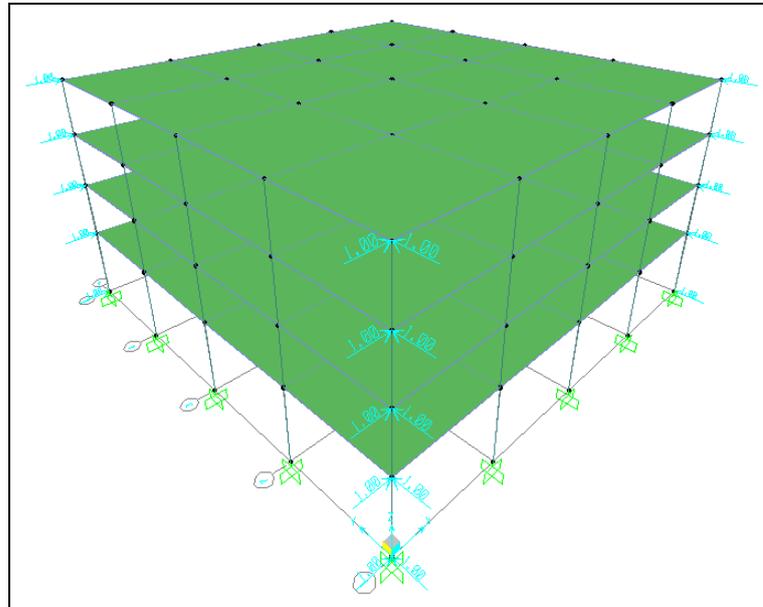
- Beban Mati = faktor pengali = 1
- Beban SDL (*Super dead load*) = faktor pengali = 1
- Beban Hidup = faktor pengali = 1



Gambar 3.9: Properti data gravitasi.

3. Memasukan beban dorong *PUSH* pada struktur gedung dapat dilihat pada Gambar 3.10.

Distribusi beban dorong *PUSH* yang di input pada *software* adalah 1 kN.

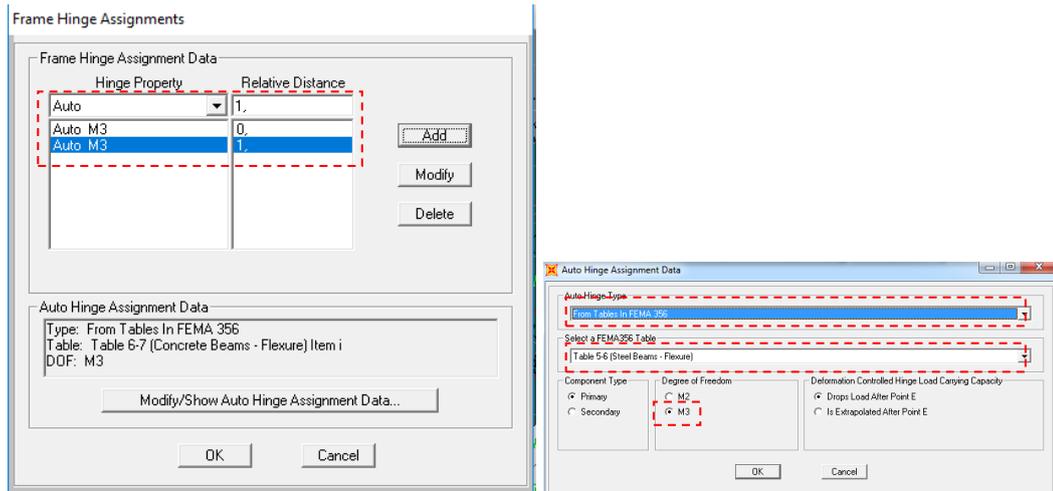


Gambar 3.10: Distribusi beban dorong *PUSH*.

4. Menentukan properti sendi.

- a) Properti sendi pada balok

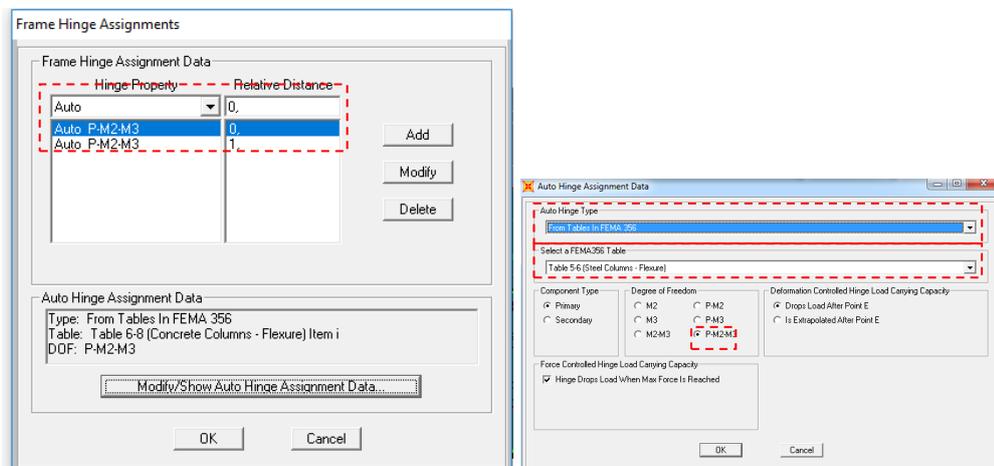
Balok menggunakan Auto M3 balok efektif menahan momen pada sumbu-3, angka 0 dan 1 merupakan identitas dua titik nodal balok, *case/combo* di pilih *COMB 19*, karena *COMB 19* merupakan penggabungan dari semua kombinasi menurut SNI 1726:2012 properti sendi yang dilakukan dapat dilihat pada Gambar 3.11.



Gambar 3.11: Properti sendi pada balok.

b) Properti sendi pada kolom

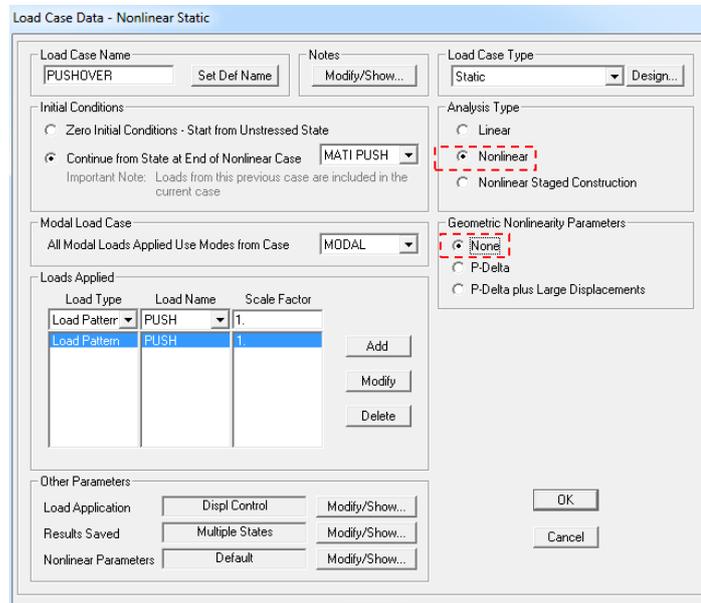
Kolom menggunakan kolom menggunakan Auto P-M2-M3 (hubungan aksial dengan momen), angka 0 dan 1 merupakan identitas dua titik nodal balok, *case/combo* di pilih *COMB 19*, karena *COMB 19* merupakan penggabungan dari semua kombinasi menurut SNI 1726:2012 properti sendi yang dilakukan dapat dilihat pada Gambar 3.12.



Gambar 3.12: Properti sendi pada kolom.

5. Memasukkan data *static non-linier*.

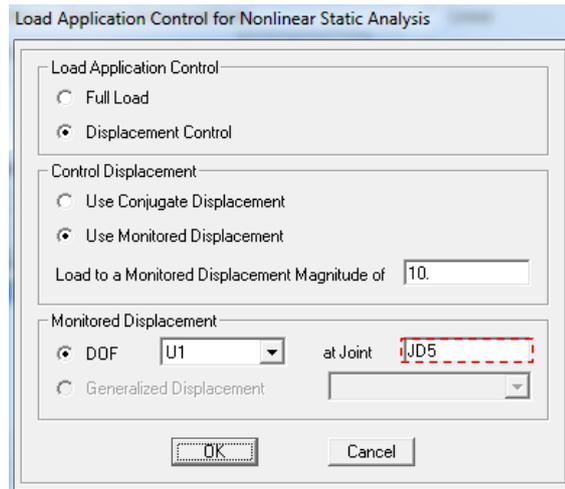
Memasukkan data *analysis type* yang dipilih *non-linier*, *geometric non linearity* di pilih *none* karena *P-Delta* diabaikan, dapat dilihat pada Gambar 3.13.



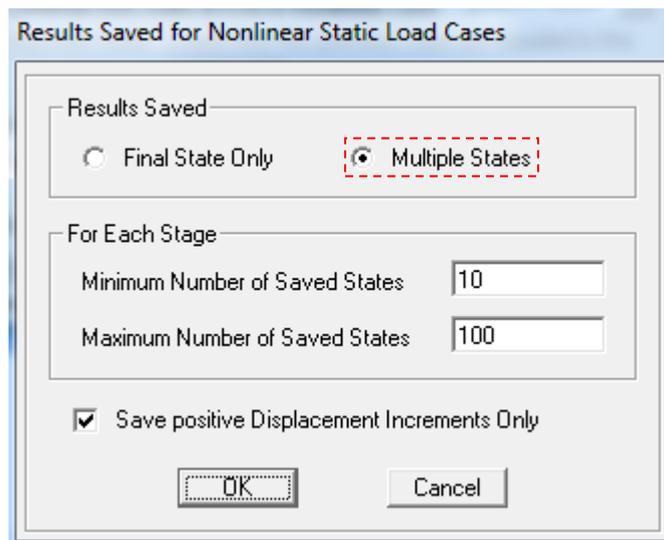
Gambar 3.13: Input data *Pushover*.

Untuk melihat dimana titik tinjau Pushover disetiap gedung adapun perletakan titik tinjau dari 2 gedung yang akan dianalisis dapat dilihat pada Gambar 3.14 dan 3.15 sebagai berikut:

1. Model 1 dengan titik tinjau di *joint* Jd5 yang terletak pada lantai atap gedung.
2. Model 2 dengan titik tinjau di *joint* J25 yang terletak pada base gedung dan *joint* Jd5 yang terletak pada atap gedung.



Gambar 3.14: Pemilihan titik tinjau analisis *Pushover*.



Gambar 3.15: Pemilihan *Multiple states Pushover*.

## BAB 4

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Tinjauan Umum

Dalam bab ini akan membahas beberapa nilai hasil analisis yang didapat dari *software* analisis struktur bangunan struktur baja 4 lantai dengan SRPMK yang didefinisikan pada model sebagai berikut:

1. Perletakan jepit untuk Model 1.
2. Isolasi dasar untuk Model 2.

Hasil data yang 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 *linear* dan *non linear*.

#### 4.2 Hasil Analisis

Pada *software* berat sendiri perlantai dapat dihitung secara otomatis dengan *software* analisis struktur. Adapun hasil berat sendiri perlantai struktur bangunan yang dihitung otomatis oleh *software* analisis struktur dengan berat sendiri total struktur 1031247.95 kg dan dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Table 4.1: Hasil berat sendiri bangunan per lantai struktur bangunan.

<i>Group</i>	<i>SelfMass</i>	<i>SelfWeight</i>	<i>TotalMassX</i>	<i>TotalMassY</i>	<i>TotalMassZ</i>
ALL	105158.02	1031247.95	105158.02	105158.02	105158.02
LANTAI 1	27438.90	269083.71	27438.90	27438.90	27438.90
LANTAI 2	25906.37	254054.75	25906.37	25906.37	25906.37
LANTAI 3	25906.37	254054.75	25906.37	25906.37	25906.37
LANTAI 4	25906.37	254054.75	25906.37	25906.37	25906.37

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

Untuk perhitungan analisis statik ekuivalen dibutuhkan berat total perlantai, maka berat total perlantai bisa didapat dengan menjumlahkan antara berat sendiri, berat mati dan berat hidup. Adapun perhitungan berat total perlantai dapat dilihat pada lampiran. Rekapitulasi berat total per lantai struktur bangunan yaitu 1542390.36 kg dan dapat dilihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2: Rekapitulasi berat total per lantai struktur bangunan.

Lantai	Beban sendiri	Beban SDL	Beban hidup	Total beban (Wt)
1	269083.71	83520.00	55296.00	407899.71
2	254054.75	83520.00	55296.00	392870.75
3	254054.75	83520.00	55296.00	392870.75
4	254054.75	72576.00	22118.40	348749.15
Total				1542390.36

Pada Tabel 4.2 beban mati tambahan dan beban hidup dapat dilihat pada lampiran.

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

Dari model struktur pada *software* diperoleh waktu getar alami fundamental struktur gedung tersebut dengan waktu getar alami ( $T_1$ ) arah x = 0.55419 dan ( $T_2$ ) arah y = 0.51678, dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3: Waktu getar alami struktur bangunan.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
1	0.55419	0.836	0.000
2	0.51678	0.836	0.821
3	0.44629	0.836	0.821
4	0.15163	0.961	0.821
5	0.13563	0.961	0.958
6	0.11849	0.961	0.958
7	0.06973	0.994	0.958

Tabel 4.3: *Lanjutan.*

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
8	0.05989	0.994	0.994
9	0.05288	0.994	0.994
10	0.04210	1.000	0.994
11	0.03619	1.000	0.994
12	0.03609	1.000	0.994

Dari Tabel 4.3 dapat dilihat bahwa berbagai macam respon metode respon dan partisipasi massa hasil respon total harus mencapai sekurang-sekurangnya 90% (Budiono dan Supriatna 2011). Jadi dari Tabel 4.3 partisipasi massa mencapai 100% sehingga model tersebut memenuhi syarat. Dapat dilihat persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS pada *software* pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4: Hasil persentase nilai perioda.

<i>Mode</i>	<i>Persentase (%)</i>	<i>CQC &lt; 15%</i>	<i>SRSS &gt; 15%</i>
T1-T2	6.75	<i>OK</i>	<i>NO OK</i>
T2-T3	13.64	<i>OK</i>	<i>NO OK</i>
T3-T4	66.02	<i>NO OK</i>	<i>OK</i>
T4-T5	10.55	<i>OK</i>	<i>NO OK</i>
T5-T6	12.63	<i>OK</i>	<i>NO OK</i>
T6-T7	41.15	<i>NO OK</i>	<i>OK</i>
T7-T8	14.11	<i>OK</i>	<i>NO OK</i>
T8-T9	11.71	<i>OK</i>	<i>NO OK</i>
T9-T10	20.38	<i>NO OK</i>	<i>OK</i>
T10-T12	14.04	<i>OK</i>	<i>NO OK</i>
T11-T12	0.29	<i>OK</i>	<i>NO OK</i>

Dari Tabel 4.4 dapat ditentukan jenis perhitungan menggunakan *CQC* pada *software* karena lebih banyak yang memenuhi syarat *CQC < 15%*.

#### 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 Persamaan 4.1 dan 4.2.

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

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

Dimana Persamaan 4.1 dipakai dengan syarat gedung tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka pemikul momen baja dan tinggi tingkat paling sedikit 3 meter, nilai  $C_u$  yang digunakan berdasarkan nilai dari  $S_{D1} = 0.52$ , maka nilai  $C_U$  diambil dari Tabel 4.5.

Tabel 4.5: Nilai koefisien batas atas ( $C_u$ ).

Parameter Percepatan Respon Spektar Desain Pada 1 Detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_U$
$\geq 0.4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.1$	1.7

Dari Tabel 4.5 dapat diambil nilai Koefisien  $C_U$  sebesar 1.4 dan berdasarkan analisis 3 dimensi pengecekan nilai waktu getar alami fundamental atau periode ( $T$ ) yang dihitung oleh *software* dengan persyaratan maksimum nilai periode dapat dilihat pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6: Pengecekan nilai periode.

SYARAT PERIODA				
Arah	$T_a = 0.1 \cdot N$	$T_a \text{ Max} = C_u \cdot T_a$	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	0.400	0.560	0.554	OK
Y	0.400	0.560	0.517	OK

Nilai perioda yang digunakan 0.554 untuk arah x dan 0.517 untuk arah y karena memenuhi persyaratan, yaitu tidak kurang dari nilai batas bawah dan tidak lebih dari nilai batas atas.

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

Menurut SNI 1726;2012 pasal 7.8.1, nilai gaya geser nominal statik ekivalen (v) masing-masing arah dapat ditentukan berdasarkan Persamaan 4.3 dan dirangkum seperti pada Tabel 4.8.

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

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

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

$C_s$  yang dihitung pada Persamaan 4.4 tidak boleh melebihi nilai yang dihitung menurut Persamaan 4.5 dan tidak kurang dari nilai yang dihitung menurut Persamaan 4.6 dan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi didaerah dimana  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g maka  $C_s$  harus tidak kurang dari Persamaan 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 4.7.

Tabel 4.7: Nilai  $C_s$  yang digunakan.

PERHITUNGAN NILAI $C_s$					
Arah	Cs Max- SDS / (R/I)	CS Hitungan - SD1 / (T*(R/I)	CS Min - 0.004*SDS*I	CS Tambahan - 0.5*S1/(R/I)	CS Yg digunakan
T1(X)	0.117	0.117	0.041	0.0375	0.117
T2(Y)	0.117	0.126	0.041	0.0375	0.117

Dari Tabel 4.7 diatas nilai  $C_s$  hitungan untuk  $T_2$  (Y) lebih besar dari nilai  $C_s$  maksimum, maka yang digunakan adalah nilai  $C_s$  maksimum dan telah disepakatkn nilai  $C_s$  yang dibutuhkan untuk mencari nilai gaya geser dasar struktur bangunan dengan Persamaan 4.3. Nilai gaya geser dasar ( $V$ ) untuk arah x dan y dapat dilihat pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8: Gaya geser nominal statik ekuivalen ( $V$ ).

Wt (kg)	$V_{\text{arah x}}$ (kg)	$V_{\text{arah y}}$ (kg)
1542390.36	179688.48	179688.48

Dari Tabel 4.8 didapat hasil gaya geser nominal statik ekuivalen antara arah x dan arah y memiliki nilai yang sama, yaitu sebesar 179688.48 kg.

#### 4.7 Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Distribusi vertikal gaya gempa ditentukan berdasarkan Persamaan 4.8 dan 4.9.

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

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

Dikarenakan nilai  $V$  arah x dan y pada struktur portal terbuka yang bernilai sama namun eksponen ( $k$ ) yang terkait dengan perioda struktur arah x dan y berbeda, maka nilai  $F_i$  pada arah x dan y bernilai tidak sama. Pada sub bab 2.9, nilai  $k$  diambil dari nilai periode yang terjadi. Pada struktur ini diambil dengan

interpolasi antara nilai 1 dan 2 karena nilai periode lebih besar dari 0,5 yaitu 0.554 untuk arah x dan 0.517 untuk arah y ( $0,5 < T < 2,5$ ), maka nilai dari hasil interpolasi sebesar 1.027 untuk arah x dan 1.008 untuk arah y. Nilai  $F_i$  masing-masing arah pada struktur bangunan dapat dilihat pada Tabel 4.9 dan 4.10.

Tabel 4.9: Nilai  $F_{ix}$  tiap lantai.

Lantai (i)	$W_i$ (kg)	$H_i^k$ (m)	$w_i \cdot (H_i^k)$ (kg.m)	$F_i$ (kg)	<i>Storey Shear</i>
Lantai 4	348749.15	13.9	4860034.61	64049.25	64049.25
Lantai 3	392870.75	10.6	4181626.08	55108.67	119157.92
Lantai 2	392870.75	7.4	2898985.81	38205.05	157362.98
Lantai 1	407899.71	4.2	1694051.09	22325.50	179688.48
Total	1542390.36		13634697.60	179688.48	

Tabel 4.10: Nilai  $F_{iy}$  tiap lantai.

Lantai (i)	$W_i$ (kg)	$H_i^k$ (m)	$w_i \cdot (H_i^k)$ (kg.m)	$F_i$ (kg)	<i>Storey Shear</i>
Lantai 4	348749.15	13.3	4632356.11	63619.50	63619.50
Lantai 3	392870.75	10.2	4005338.23	55008.21	118627.72
Lantai 2	392870.75	7.1	2795359.61	38390.70	157018.42
Lantai 1	407899.71	4.0	1650685.63	22670.06	179688.48
Total	1542390.36		13083739.58	179688.48	

Dari Tabel 4.9 dan 4.10 maka didapat nilai  $F_i$  yang akan diinput pada *software* dengan cara mendistribusikan ke setiap joint pada tiap lantai sedangkan *Storey shear* adalah selisih gaya tiap lantai.

#### 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 katagori 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. Gaya geser gedung tiap lantai dengan pengecekan 35% *V base shear* dengan nilai redundansi ( $\rho$ ) = 1 dapat dilihat pada Tabel 4.11 dan 4.12.

Tabel 4.11: Pengecekan *story shear* arah x dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1 ( $\rho=1$ ).

Struktur perletakan jepit					
No	Lantai Ke-	Arah X			Cek 35% <i>V Base Shear</i> < <i>Storey Shear</i> ( <i>V<sub>x</sub></i> )
		<i>Storey Shear</i> ( <i>V<sub>x</sub></i> )	<i>Base Shear</i> ( <i>V<sub>x</sub></i> )	35% <i>V Base Shear</i> <i>p=1</i>	
		(kg)	(kg)	(kg)	
1	4	64049.25	179688.48	62890.97	OK
2	3	119157.92	179688.48	62890.97	OK
3	2	157362.98	179688.48	62890.97	OK
4	1	179688.48	179688.48	62890.97	OK

Tabel 4.12: Pengecekan *story shear* arah y dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1 ( $\rho=1$ ).

Struktur perletakan jepit					
No	Lantai Ke-	Arah Y			Cek 35% <i>V Base Shear</i> < <i>Storey Shear</i> ( <i>V<sub>y</sub></i> )
		<i>Storey Shear</i> ( <i>V<sub>y</sub></i> )	<i>Base Shear</i> ( <i>V<sub>y</sub></i> )	35% <i>V Base Shear</i> <i>p=1</i>	
		(kg)	(kg)	(kg)	
1	4	63619.50	179688.48	62890.97	OK
2	3	118627.72	179688.48	62890.97	OK
3	2	157018.42	179688.48	62890.97	OK
4	1	179688.48	179688.48	62890.97	OK

Pada pengecekan *story shear* dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1 bangunan tiap lantai telah memenuhi syarat, maka redundansi yang dipakai dalam kombinasi pembebanan cukup menggunakan redundansi 1 ( $\rho=1$ ).

#### 4.9 Gaya Geser Analisis Respon Spektrum

Gaya geser analisis respon spektrum yang telah diproses pada *software* atau sebelum terdapat faktor skala gempa yaitu untuk gempa arah x = 98429.12 kg dan arah gempa y = 96685.02 kg, dapat dilihat pada Tabel 4.13.

Tabel 4.13: Gaya geser respon spektrum stuktur bangunan.

TABLE: Base Reactions			
Struktur perletakan jepit			
<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>	<i>GlobalFY</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	Kg	Kg
GEMPA X	<i>Max</i>	98429.12	29021.30
GEMPA Y	<i>Max</i>	29544.81	96685.02

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

- Faktor skala gempa arah x =  $g \times I / R = 9.81 \times 1/8.0 = 1.226$
- Faktor skala gempa arah y = 30% arah x = 0.368
- 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 dasar nominal  $V$ , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan menurut Persamaan 4.10.

$$0.85 \frac{V}{V_t} \tag{4.10}$$

Dimana  $V$  adalah gaya geser dasar nominal sebagai respon ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut Persamaan 4.3 sebelumnya. Hasil pengecekan pada gaya respon spektrum dengan Persamaan 4.10 dapat dilihat pada Tabel 4.14.

Tabel 4.14: Pengecekan gaya geser respons spektrum.

Struktur perletakan jepit				
Arah	$V$	$V_1$	$0.85 \cdot V_1$	Cek $V \geq 0.85V_1$
X	98429.12	179688.48	152735.21	<i>NOT OK</i>
Y	96685.02	179688.48	152735.21	<i>NOT OK</i>

Pada Tabel 4.12 diatas dapat dilihat bahwa pada struktur perletakan jepit 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 Persamaan 4.11.

$$\text{Faktor Skala} = 0.85V_1/V \geq 1 \quad (4.11)$$

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

#### 1. Gempa X

- $F_x \Rightarrow U1 = (0.85 \times 179688.48) / 98429.12 = 1.552$
- $F_y \Rightarrow U2 = (0.85 \times 179688.48) / 29021.30 = 5.263$

#### 2. Gempa Y

- $F_x \Rightarrow U1 = (0.85 \times 179688.48) / 29544.81 = 5.170$
- $F_y \Rightarrow U2 = (0.85 \times 179688.48) / 96685.02 = 1.580$

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

#### 1. Gempa X

- $F_x \Rightarrow U1 = 1.552 \times 1.226 = 1.903 (\geq 1)$
- $F_y \Rightarrow U2 = 5.263 \times 0.368 = 1.936 (\geq 1)$

#### 2. Gempa Y

- $F_x \Rightarrow U1 = 5.170 \times 0.368 = 1.902 (\geq 1)$
- $F_y \Rightarrow U2 = 1.580 \times 1.226 = 1.937 (\geq 1)$

Gempa di arah X dan Y dikalikan dengan faktor skala sehingga didapatkan hasil gaya geser respons spektrum yang berbeda sehingga memenuhi persyaratan yang ditentukan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.4. Hasil dan pengecekannya dapat dilihat pada Tabel 4.15 dan 4.16.

Tabel 4.15: Hasil gaya geser respon spektrum setelah dikalikan faktor skala.

TABLE: Base Reactions			
Struktur perletakan jepit			
<i>OutputCase</i>	<i>StepType</i>	<i>GlobalFX</i>	<i>GlobalFY</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Kg</i>	<i>Kg</i>
GEMPA X	<i>Max</i>	152781.92	152677.17
GEMPA Y	<i>Max</i>	152701.63	152756.03

Setelah gempa di arah x dan y dikalikan dengan faktor skala sehingga didapatkan hasil gaya respon spektrum yang berbeda dapat dilihat pada Tabel 4.15 diatas, selanjutnya adapun pengecekan gaya geser respon spektrum dengan statik ekuivalen dapat dilihat pada Tabel 4.16 seperti dibawah ini:

Tabel 4.16: Pengecekan gaya geser respons spektrum.

Struktur perletakan jepit				
Arah	V	V <sub>1</sub>	0.85*V <sub>1</sub>	<i>Cek <math>V \geq 0.85V_1</math></i>
X	152781.92	179688.48	152735.21	<i>OK</i>
Y	152756.03	179688.48	152735.21	<i>OK</i>

Setelah dilakukan pengecekan nilai gaya geser respons spektrum telah memenuhi syarat cek  $V \geq 0.85V_1$ , sesuai syarat yang dianjurkan pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.

#### 4.10 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 Persamaan 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

Nilai simpangan antara arah x dan y memiliki nilai yang tidak sama. Nilai simpangan dan pengecekan *story drift* terdapat pada Tabel 4.17 arah x dan Tabel 4.18 arah y.

Tabel 4.17: Nilai simpangan gedung arah x pada kinerja batas ultimit.

Struktur perletakan jepit						
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	0	0	OK
400	1	0.563	0.563	3.09	8	OK
300	2	1.214	0.651	3.58	6	OK
300	3	1.799	0.585	3.22	6	OK
300	4	2.235	0.436	2.40	6	OK

Dari Tabel 4.17 di atas dapat dilihat hasil simpangan yang terjadi, simpangan maksimum yang terjadi pada struktur perletakan jepit arah x sebesar 2.235 cm.

Tabel 4.18: Nilai simpangan gedung arah y pada kinerja batas ultimit.

Struktur perletakan jepit						
Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan	Perpindahan antar tingkat ( $\delta_i$ )	Simpangan yang diperbesar	Syarat ( $\Delta a$ ) 0,020*hi (cm)	Cek (Sb.Y)
		Arah Y	Arah Y	<i>Story drift</i> $= (\delta_i * C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> < $\Delta a$
		cm	cm	Arah Y (cm)		
0	0	0.000	0	0	0	OK
400	1	0.431	0.431	2.37	8	OK
300	2	0.963	0.533	2.93	6	OK
300	3	1.467	0.504	2.77	6	OK
300	4	1.869	0.402	2.21	6	OK

Dari Tabel 4.18 diatas dapat dilihat hasil simpangan yang terjadi, simpangan maksimum yang terjadi pada struktur perletakan jepit arah Y sebesar 1.869 cm.

Simpangan arah x dan arah y berbeda dikarenakan perilaku struktur yang di analisis adalah perilaku baja, dimana baja sendiri memiliki perilaku yang kuat terhadap tarik dan lemah terhadap tekan dan juga memiliki momen inersia yang berbeda terhadap arah sumbu x dan arah sumbu y sehingga ada sumbu kuatnya dan juga sumbu lemahnya.

#### **4.11 Kekakuan Struktur**

Berdasarkan SNI 1726:2012, didapatkan nilai kekakuan struktur pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19: Nilai kekakuan struktur gedung tiap lantai

Struktur Gedung															
No	Lantai Ke -	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 Extre me 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	4	1.00	0.208	0.039	25.647	75.802	75.802					70	60	80	70
2	3	1.00	0.169	0.051	19.441	75.802	75.802	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70
3	2	1.00	0.118	0.061	16.290	83.790	50.488	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70
4	1	1.00	0.056	0.056	17.757	109.010	40.103	OK	OK	OK	OK	70	60	80	70
TOTAL		4.00	0.551	0.208	79.135										

#### 4.12 Analisa isolasi dasar

Dalam analisa isolasi dasar struktur bangunan tidak berbeda dengan struktur bangunan yang menggunakan perletakan jepit, hanya saja dimensi balok lantai satu dengan isolasi dasar lebih besar sehingga berat bangunan juga mempengaruhi nilainya. Untuk waktu getar alami tentu mengalami kenaikan.

Dari Tabel 4.20 mengalami pembesaran perioda dari struktur perletakan jepit dengan struktur isolasi dasar. Pada saat perletakan jepit untuk arah x memiliki perioda  $0.554sec$  sedangkan isolasi dasar  $1.179sec$  sedangkan perletakan jepit untuk arah y memiliki perioda  $0.517sec$  sedangkan isolasi dasar  $1.145sec$ . Waktu getar alami fundamental struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.20 sebagai berikut:

Tabel 4.20: Waktu getar alami struktur bangunan.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
1	1.17862	0.979	0.000
2	1.14505	0.979	0.979
3	0.98804	0.979	0.979
4	0.24148	0.996	0.979
5	0.23439	0.996	0.997
6	0.20367	0.996	0.997
7	0.10355	0.999	0.997
8	0.09578	0.999	1.000
9	0.08852	0.999	1.000
10	0.08471	0.999	1.000
11	0.08468	0.999	1.000
12	0.08461	0.999	1.000

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

#### 4.13 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:

$$V_b = K_{D_{\max}} D_D$$

$$V_b = 1097176.22 \times 0.20$$

$$V_b = 221644.5499 \text{ kg}$$

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

$$V_s = \frac{V_b}{R_1}$$

$$V_s = \frac{221644.5499}{2}$$

$$V_s = 110822.275 \text{ kg}$$

#### 4.14 Distribusi Gaya Vertikal

Nilai distribusi gaya vertikal sistem isolasi arah X dan Y didapatkan nilai  $Fi$  yang akan di *input* pada *software* dengan cara mendistribusikan ke setiap join pada lantai, nilai  $Fi$  yang di *input* dapat dilihat pada Tabel 4.21 dan 4.22.

Tabel 4.21: Distribusi gaya vertikal sistem isolasi dasar arah x.

Nilai Fix				
Lantai (i)	Wi (kg)	hi (m)	wi . hi (kg.m)	Fi (kg)
Lantai 4	413340.04	13.9	4860034.61	39436.81
Lantai 3	392870.75	10.6	4181626.08	33931.86
Lantai 2	392870.75	7.4	2898985.81	23523.86
Lantai 1	348749.15	4.2	1716645.36	13929.74
Total	1547830.69		13657291.87	110822.27

Tabel 4.22: Distribusi gaya vertikal sistem isolasi dasar arah y.

Nilai Fiy				
Lantai (i)	Wi (kg)	hi (m)	wi . hi (kg.m)	Fi (kg)
Lantai 4	413340.04	13.3	4632356.11	39171.21
Lantai 3	392870.75	10.2	4005338.23	33869.14
Lantai 2	392870.75	7.1	2795359.61	23637.56
Lantai 1	348749.15	4.0	1672701.52	14144.36
Total	1547830.69		13105755.47	110822.27

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 Persamaan 4.13.

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

Dengan menggunakan Persamaan 4.13 diatas, maka nilai  $F_{ix}$  dan  $F_{iy}$  pada tiap lantai dengan panjang bentang pada arah x dan y adalah 24 meter, maka dari itu berikut ini nilai gaya yang didistribusikan pada tiap lantai disetiap join struktur gedung, dapat dilihat pada Tabel 4.23 dan 4.24.

Tabel 4.23: Nilai  $F_{ix}$  tiap lantai pada struktur bangunan isolasi dasar.

Struktur isolasi dasar							
Lantai	Fx, (kg)	Gaya Perportal Fx, (kg)					Total
		1	2	3	4	5	
1	13929.74	1741.22	3482.44	3482.44	3482.44	1741.22	13929.74
2	23523.86	2940.48	5880.96	5880.96	5880.96	2940.48	23523.86
3	33931.86	4241.48	8482.96	8482.96	8482.96	4241.48	33931.86
4	39436.81	4929.60	9859.20	9859.20	9859.20	4929.60	39436.81

Tabel 4.24: Nilai  $F_{iy}$  tiap lantai pada struktur bangunan isolasi dasar.

Struktur isolasi dasar							
Lantai	Fy, (kg)	Gaya Perportal Fy (kg)					
		1	2	3	4	5	Total
1	14144.36	1768.05	3536.09	3536.09	3536.09	1768.05	14144.36
2	23637.56	2954.70	5909.39	5909.39	5909.39	2954.70	23637.56
3	33869.14	4233.64	8467.29	8467.29	8467.29	4233.64	33869.14
4	39171.21	4896.40	9792.80	9792.80	9792.80	4896.40	39171.21

Nilai  $F_{ix}$  dan  $F_{iy}$  didistribusikan pada tiap lantai pada setiap join struktur gedung.

#### 4.15 Nilai Simpangan Gedung (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 4.25 dan 4.26.

Tabel 4.25: Nilai simpangan gedung isolasi dasar arah X.

Struktur isolasi dasar						
Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan	Perpindahan antar tingkat ( $\delta_i$ )	Simpangan yang diperbesar	Syarat ( $\Delta_a$ ) $0,015*hi$ (cm)	Cek (Sb. X)
		Arah X	Arah X	<i>Story drift</i> $=(\delta_i * Cd)/I_e$		<i>Story drift</i> < $\Delta_a$
		cm	cm	Arah X (cm)		
0	0	3.087	3.087	16.981	0	OK
400	1	4.171	1.083	5.958	6	OK
300	2	4.810	0.639	3.517	4.5	OK
300	3	5.281	0.471	2.589	4.5	OK
300	4	5.604	0.323	1.776	4.5	OK

Tabel 4.26: Nilai simpangan gedung isolasi dasar arah Y.

Struktur isolasi dasar						
Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan	Perpindahan antar tingkat ( $\delta_i$ )	Simpangan yang diperbesar	Syarat ( $\Delta_a$ ) $0,015 \cdot h_i$ (cm)	Cek (Sb. Y)
		Arah Y	Arah Y	<i>Story drift</i> $= (\delta_i \cdot C_d) / I_e$		<i>Story drift</i> < $\Delta_a$
		cm	cm	Arah Y (cm)		
0	0	2.084	2.084	11.460	0	OK
400	1	3.003	0.920	5.059	6	OK
300	2	3.561	0.558	3.069	4.5	OK
300	3	3.987	0.426	2.342	4.5	OK
300	4	4.299	0.311	1.713	4.5	OK

Dari Tabel 4.25 dan 4.26 diatas dapat dilihat hasil simpangan yang terjadi, simpangan maksimum yang terjadi pada struktur perletakan isolasi dasar untuk arah X sebesar 5.604 cm dan arah Y sebesar 4.299 cm dengan perpindahan di dasar bergerak untuk arah X = 3.087 cm dan arah Y = 2.084 cm, akan tetapi simpangan tetap memenuhi persyaratan SNI 1726:2012. Besarnya simpangan yang terjadi dikarenakan struktur terlalu flaksibel dengan penggunaan *base isolator* tanpa alat untuk memberikan kekakuan pada bagian bawah struktur yaitu *passive damper*.

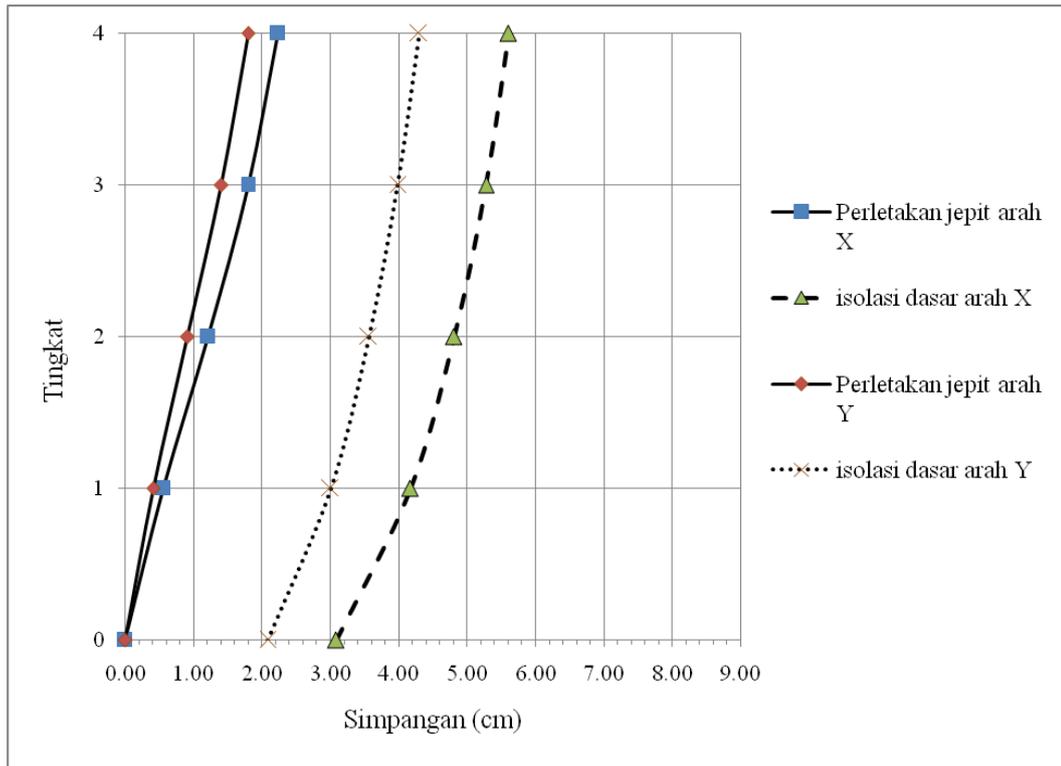
#### 4.16 Perbandingan Respon Bangunan Tiap Model Struktur Bangunan Analisa Linear

Perbandingan yang dilakukan disini adalah perbandingan antara 2 model respon bangunan struktur baja terhadap gempa. Adapun model bangunannya, yaitu:

1. Perletakan jepit untuk Model 1.
2. Isolasi dasar untuk Model 2.

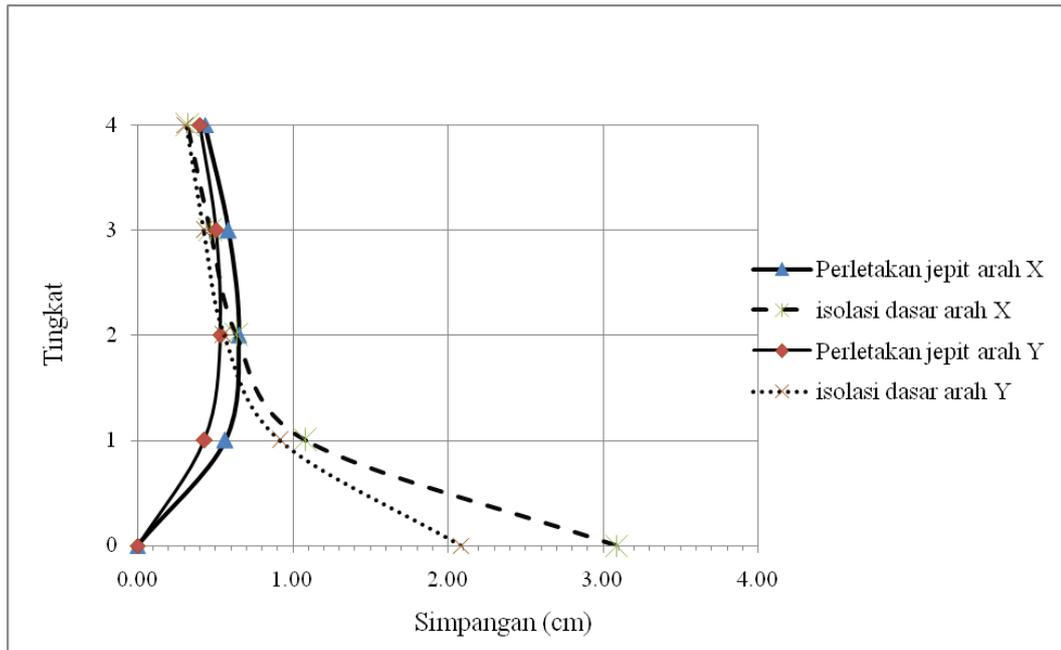
Perbandingan respon bangunan ini, ditinjau dalam perbandingan simpangan global dan simpangan antar lantai yang terjadi akibat pengaruh gempa pada wilayah kota Padang.

Simpangan global dan simpangan antar lantai yang terjadi sudah tercantum pada sub bab 4.10 untuk perletakan jepit dan pada sub bab 4.15 untuk isolasi dasar. Grafik perbandingan respon bangunan atau simpangan (antar tingkat simpangan dan simpangan global) antar model struktur bangunan yang dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan 4.2.



Gambar 4.1: Grafik perbandingan simpangan antar model struktur bangunan terhadap ketinggian gedung.

Gambar 4.1 menjelaskan perbandingan antara 2 model struktur dimana model tersebut memiliki struktur yang sama (dimensi kolom, beban yang bekerja seperti beban mati dan beban hidup, letak bangunan dan fungsi bangunan tersebut). akan tetapi simpangan tetap memenuhi persyaratan SNI 1726:2012.



Gambar 4.2: Grafik perbandingan simpangan antar model struktur antar tingkat.

Gambar 4.2 menjelaskan perbandingan antara 2 model struktur dimana model tersebut memiliki struktur yang sama (dimensi kolom, beban yang bekerja seperti beban mati dan beban hidup, letak bangunan dan fungsi bangunan tersebut). Gambar tersebut menunjukkan bahwa simpangan antar tingkat untuk bagian atap pada struktur terisolasi dasar lebih kecil dari pada struktur perletakan jepit, sedangkan untuk bagian bawahnya berpindah lebih besar dari perletakan jepit. Besarnya simpangan antar tingkat yang terjadi dikarenakan struktur terlalu *flaksibel*.

Simpangan pada struktur terisolasi dasar memiliki simpangan yang lebih kecil dikarenakan hal-hal berikut ini:

1. Fungsi bangunan yang fleksibel telah diambil perannya oleh isolasi dasar itu sendiri.
2. Bangunan diatas sistem isolasi menjadi lebih kaku.
3. Gaya geser dasar gempa yang diterima bangunan menjadi lebih kecil dari pada struktur perletakan jepit.

Untuk struktur dibagian atas sistem isolasi mengharuskan struktur bagian atas bangunan memiliki kekakuan yang tinggi. Hal ini akibat dari kefleksibelan bangunan keseluruhan sudah diambil perannya oleh sistem isolasi itu sendiri.

#### 4.17 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 kemampuan bangunan berdasarkan analisa beban dorong. Perbandingan yang akan dilakukan adalah membandingkan antara 2 model respon bangunan struktur baja terhadap gempa dengan metode non-linear.

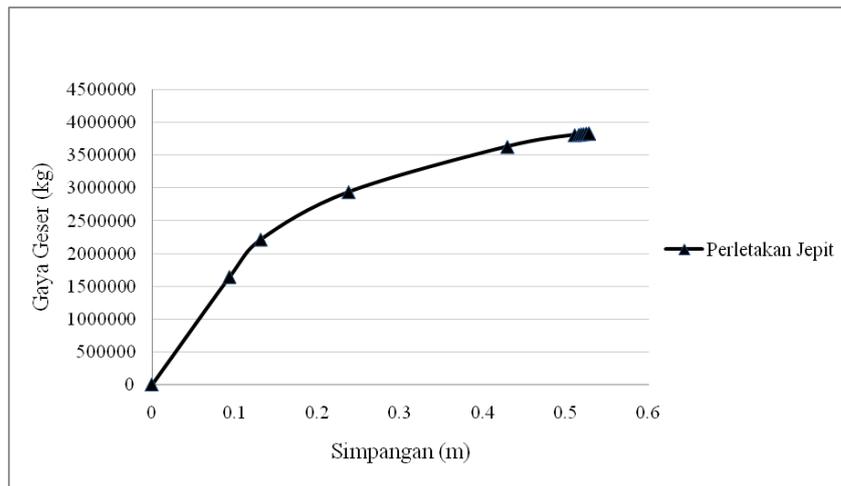
##### 4.17.1 Analisa Beban Dorong perletakan jepit

Nilai kapasitas simpangan yang terjadi pada beban dorong pada perletakan jepit dengan titik pantauan dijoin Jd5 yang berada di atap gedung terdapat pada Tabel 4.27.

Tabel 4.27: Kemampuan simpangan gedung perletakan jepit.

TABLE: Pushover Curve - PUSHOVER								
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD
	m	Kgf						
0	0	0	520	0	0	0	0	0
1	0.093759	1643945.12	519	1	0	0	0	0
2	0.131577	2215865.11	433	60	27	0	0	0
3	0.237591	2941302.06	372	27	92	4	17	8
4	0.429162	3633009.41	348	8	75	30	18	41
5	0.510432	3812614.16	319	3	90	26	31	51
6	0.51547	3818743.21	319	3	87	25	33	53
7	0.518139	3826163.12	319	1	88	26	31	55
8	0.521101	3828644.19	317	2	87	27	30	57
9	0.524295	3833629.02	315	4	86	28	29	58
10	0.524296	3833629.27	315	4	86	28	29	58
11	0.527477	3837839.86	312	7	84	30	26	61
12	0.52755	3838013.01	312	7	84	30	26	61

Batas simpangan antar lantai izin perletakan jepit menurut SNI 1726:2012 dapat dilihat pada sub bab 4.10 sebesar  $0,020 h_{sx}$ . Hasil kurva kemampuan berdasarkan analisa beban dorong yang didapat dari *software* dapat dilihat pada Gambar 4.3.



Gambar 4.3: Kurva kemampuan gedung berdasarkan analisa beban dorong.

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. 4.27. Dengan target perpindahan  $\delta T = 105.17$  mm terlihat bahwa dalam step 2 dimana perpindahan mencapai  $131.577$  mm  $>$   $\delta T$  artinya target perpindahan terjadi pada step 2 dengan 60 sendi di tingkat *Immediate Occupancy (IO)*, 27 sendi di tingkat *Life Safety (LS)*, 0 sendi plastis di tingkat *Collapse Prevention (CP)* dan 0 sendi plastis di tingkat *Collapse (C)*. Pada kondisi tersebut kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *Life Safety (LS)* pada step 2, yaitu terjadi kerusakan kecil hingga tingkat sedang kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan, komponen non struktur masih ada tetapi tidak berfungsi, dapat dipakai lagi jika sudah dilakukan perbaikan. Sampai akhirnya berdasarkan hasil analisis *pushover* kemampuan struktur perletakan jepit berakhir di step 12 mengalami *Collapse (C)* dengan perpindahan  $527.55$  mm dan gaya lateral maksimum yang mampu ditahan oleh struktur sebesar  $3838013.01$  kg.

#### 4.17.2 Analisa Beban Dorong Isolasi Dasar

Dalam menganalisa simpangan yang terjadi pada isolasi dasar dilakukan dengan 2 cara untuk mencari perbandingan respon, yaitu:

1. Analisa simpangan dengan titik tinjau join J25 pada bagian *base* (perletakan).
2. Analisa simpangan dengan titik tinjau dijoin Jd5 pada bagian atap.

Nilai kemampuan simpangan yang terjadi pada perletakan *base* dan atap terdapat pada Tabel 4.28 dan Tabel 4.29.

Tabel 4.28: Kemampuan simpangan gedung isolasi dasar di *base*.

<i>TABLE: Pushover Curve - PUSHOVER Cont Base</i>								
<i>Step</i>	<i>Displacement</i>	<i>BaseForce</i>	<i>AtoB</i>	<i>BtoIO</i>	<i>IOtoLS</i>	<i>LStoCP</i>	<i>CPtoC</i>	<i>CtoD</i>
	<i>m</i>	<i>Kgf</i>						
0	0.009686	0	520	0	0	0	0	0
1	0.348324	682553.59	520	0	0	0	0	0
2	1.17848	1197087.32	520	0	0	0	0	0
3	1.180823	1193758.79	520	0	0	0	0	0
4	1.181994	1189310.01	520	0	0	0	0	0
5	1.217284	1219259.42	520	0	0	0	0	0
6	1.219697	1216703.16	520	0	0	0	0	0
7	1.220904	1211734.11	520	0	0	0	0	0
8	1.243567	1233864.64	519	1	0	0	0	0
9	1.311205	1277589.52	519	1	0	0	0	0
10	1.314255	1276054.26	519	1	0	0	0	0
11	1.35091	1296733.52	519	1	0	0	0	0
12	1.360502	1309422.26	518	2	0	0	0	0
13	1.363505	1306852.73	518	2	0	0	0	0
14	1.367345	1313644.53	518	2	0	0	0	0
15	1.371262	1255198.2	518	2	0	0	0	0
16	1.388448	1287539.29	518	2	0	0	0	0
17	1.421779	1327249.71	518	2	0	0	0	0
18	1.441318	1340058.23	518	1	1	0	0	0
19	1.454465	1358377.49	518	1	1	0	0	0

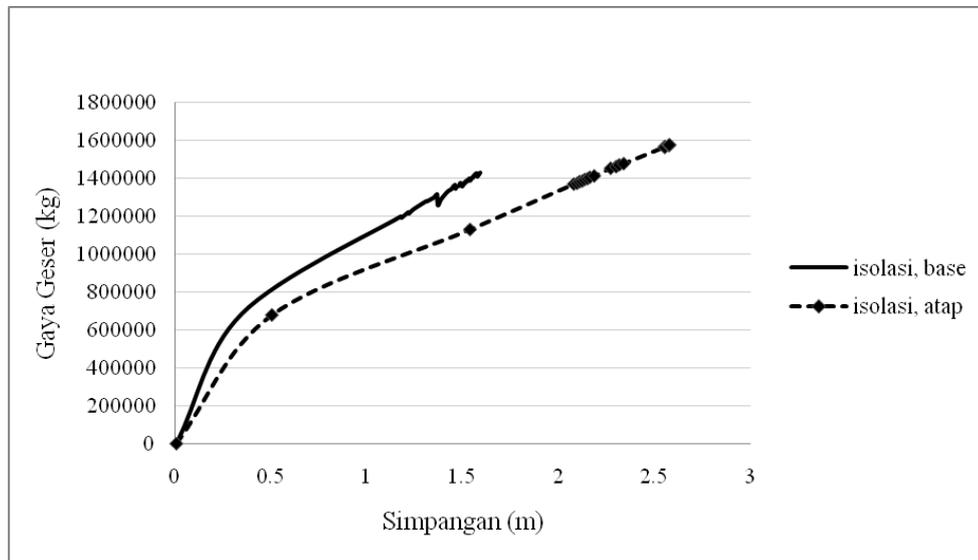
Tabel 4.28: Lanjutan.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD
	m	Kgf						
20	1.457244	1356840.53	518	1	1	0	0	0
21	1.460629	1362847.17	517	2	1	0	0	0
22	1.462909	1342379.75	517	2	1	0	0	0
23	1.468007	1351368.98	517	2	1	0	0	0
24	1.479943	1358093.7	517	2	1	0	0	0
25	1.489244	1373824.3	516	2	2	0	0	0
26	1.491342	1363250.64	516	2	2	0	0	0
27	1.495768	1370894.66	515	3	2	0	0	0
28	1.497726	1354719.12	515	3	2	0	0	0
29	1.512343	1376882.35	514	4	2	0	0	0
30	1.512607	1378497.53	514	4	2	0	0	0
31	1.512707	1371363.31	514	4	2	0	0	0
32	1.517292	1382832.31	513	5	2	0	0	0
33	1.519136	1378614.67	513	5	2	0	0	0
34	1.523992	1386060.58	512	6	2	0	0	0
35	1.524287	1387869.08	512	6	2	0	0	0
36	1.524387	1380599.04	512	6	2	0	0	0
37	1.526223	1387668.13	512	6	2	0	0	0
38	1.532959	1392987.88	512	5	3	0	0	0
39	1.533401	1395662.81	512	5	3	0	0	0
40	1.533401	1388693.8	512	5	3	0	0	0
41	1.535452	1397165.69	510	7	3	0	0	0
42	1.537978	1386633.56	510	7	3	0	0	0
43	1.540064	1385850.96	510	7	3	0	0	0
44	1.554359	1406655.03	508	8	4	0	0	0
45	1.554704	1401321.57	508	8	4	0	0	0
46	1.559095	1412140.66	508	8	4	0	0	0
47	1.572927	1424915.23	508	8	4	0	0	0
48	1.573049	1419096.69	508	8	4	0	0	0
49	1.575566	1424548.84	508	8	4	0	0	0
50	1.576936	1406926.67	508	8	4	0	0	0
51	1.592305	1427777.05	508	7	5	0	0	0

Tabel 4.29: Kemampuan simpangan gedung isolasi dasar di atap.

<i>TABLE: Pushover Curve - PUSHOVER Cont Atap</i>								
<i>Step</i>	<i>Displacement</i>	<i>BaseForce</i>	<i>AtoB</i>	<i>BtoIO</i>	<i>IOtoLS</i>	<i>LStoCP</i>	<i>CPtoC</i>	<i>CtoD</i>
	<i>m</i>	<i>Kgf</i>						
0	0.000	0	520	0	0	0	0	0
1	0.50795	679028.38	520	0	0	0	0	0
2	1.53932	1130223.12	520	0	0	0	0	0
3	2.0788	1370192.63	517	2	1	0	0	0
4	2.09631	1374506.04	517	2	1	0	0	0
5	2.10914	1382540.32	516	2	2	0	0	0
6	2.12253	1386298.03	514	4	2	0	0	0
7	2.13486	1393759.72	513	5	2	0	0	0
8	2.15018	1398452.15	512	5	3	0	0	0
9	2.1625	1405755.68	510	7	3	0	0	0
10	2.18524	1413382.89	510	6	4	0	0	0
11	2.27132	1453453.12	506	9	5	0	0	0
12	2.29998	1462247.14	506	8	6	0	0	0
13	2.31593	1471333.25	503	11	6	0	0	0
14	2.33859	1477983.39	502	12	5	1	0	0
15	2.55229	1566793.53	489	14	11	2	4	0
16	2.55241	1567300.71	489	14	11	2	4	0
17	2.55253	1567563.15	489	14	11	2	4	0
18	2.55266	1564041.1	489	14	11	2	4	0
19	2.57273	1574489.72	488	14	12	2	4	0
20	2.57671	1575833.6	487	15	12	2	3	1
21	2.57697	1576852	487	15	12	2	3	1

Hasil perbandingan kurva kemampuan gedung berdasarkan analisa beban dorong yang didapat dari *software* dapat dilihat pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4: Kurva kemampuan gedung berdasarkan analisa beban dorong.

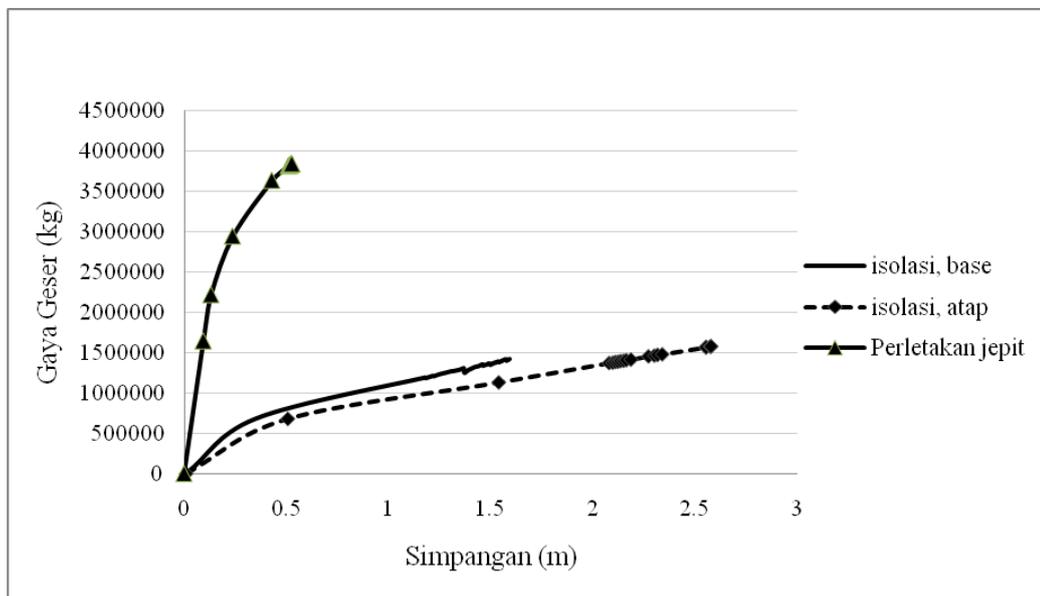
Kurva diatas menunjukkan perbandingan hubungan antara gaya geser dasar terhadap perpindahan yang terjadi akibat beban gempa pada struktur bangunan pada titik tinjau di *base* dan titik tinjau di atap. Pada titik tinjau di *base* sendi plastis terjadi pada step 8 mengalami 1 sendi plastis di tingkat *B to IO* yang artinya menunjukkan batas linear yang kemudian diikuti terjadinya pelelehan pertama pada struktur, lalu pada step 18 mengalami 1 sendi plastis di tingkat *IO to LS* sampai akhirnya pada step 51 mengalami 5 sendi plastis pada tingkat yang sama yaitu *IO to LS* yang artinya terjadi kerusakan kecil hingga tingkat sedang kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan, komponen non struktur masih ada tetapi tidak berfungsi, dapat dipakai lagi jika sudah dilakukan perbaikan, sedangkan pada titik tinjau di atap sendi plastis sampai pada tingkat *C to D* dan berakhir di step 21 menunjukkan batas maksimum gaya geser yang masih mampu ditahan gedung.

#### 4.18 Perbandingan Respon Bangunan Dengan Analisa Non-Linear

Perbandingan respon bangunan ini ditinjau dalam perbandingan kurva kemampuan berdasarkan analisa beban dorong yang terjadi pada struktur

perletakan jepit dan isolasi. Dalam kurva kemampuan berdasarkan analisa beban dorong pada struktur isolasi dilakukan 2 titik tinjauan deformasi, yaitu pada perletakan dasar dan pada atap. Sedangkan struktur perletakan jepit hanya dilakukan satu titik tinjauan deformasi yaitu hanya pada bagian atap, sedangkan bagian perletakan nya tidak ada pergerakan.

Perbandingan kurva kemampuan gedung berdasarkan analisa beban dorong yang didapat dari *software* dapat dilihat pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5: Perbandingan kurva kemampuan gedung berdasarkan analisa beban dorong.

Gambar 4.5 menjelaskan pada struktur perletakan jepit hanya dilakukan 1 titik tinjau sedangkan pada struktur isolasi terdapat 2 titik tinjau. Pada saat ditinjau dibagian atap struktur perletakan jepit, struktur bangunan menahan gaya lateral sebesar 2215865.11 kg dan terjadi simpangan sebesar 131.577 mm, maka kondisi tersebut terdapat 60 sendi di tingkat *Immediate Occupancy (IO)*, 27 sendi di tingkat *Life Safety (LS)*, 0 sendi plastis di tingkat *Collapse Prevention (CP)* dan 0 sendi plastis di tingkat *Collapse (C)*. Pada kondisi tersebut kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *Life Safety (LS)* pada step 2, yaitu terjadi

kerusakan kecil hingga tingkat sedang kekakuan struktur berkurang tetapi masih mempunyai ambang yang cukup besar terhadap keruntuhan, komponen non struktur masih ada tetapi tidak berfungsi, dapat dipakai lagi jika sudah dilakukan perbaikan. Sampai akhirnya berdasarkan hasil analisis *pushover* kemampuan struktur perletakan jepit berakhir di step 12 mengalami *Collapse (C)* dengan perpindahan 527.55 mm dan gaya lateral maksimum yang mampu ditahan oleh struktur sebesar 3838013.01 kg.

Pada saat ditinjau dibagian atap struktur isolasi, pada step 1 struktur bangunan menahan gaya 679028.38 kg dan terjadi simpangan sebesar 507.95 mm, struktur masih dalam kondisi stabil artinya belum ada terjadi sendi plastis pada struktur, sampai pada step 2 juga mengalami hal yg sama struktur masih dalam kondisi stabil, hingga pada step 3 awal struktur mengalami sendi plastis pada tingkat *IO to LS* sampai berakhir pada step 21 mengalami batas akhir kemampuan struktur menahan gaya geser. Sedangkan ketika ditinjau di base bangunan menahan gaya sebesar 682553.59 kg dan berpindah 348.32 mm dengan keadaan 0 sendi plastis dalam batas linear yang kemudian diikuti terjadinya pelelehan pertama pada struktur pada step 8 hingga berakhir pada step 51 mengalami batas akhir kemampuan struktur menahan gaya geser, dengan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah *Immediate Occupancy (IO)*, yaitu terjadi kerusakan yang kecil atau tidak berarti pada struktur, kekakuan struktur hampir sama pada saat belum terjadi gempa, komponen non struktur masih berada ditempatnya.

#### **4.19 Daktalitas**

Salah perilaku struktur yang penting dan perlu ditinjau adalah nilai daktalitas dari struktur tersebut. Nilai daktalitas dihitung untuk mengetahui kemampuan struktur mengalami deformasi saat terjadi leleh. Berdasarkan nilai perpindahan maksimum dan perpindahan saat terjadi leleh diperoleh nilai daktalitas pada struktur dapat dilihat pada Tabel 4.30.

Tabel 4.30: Perhitungan nilai daktilitas.

Type	$\Delta u$ (displacement max)	$\Delta y$ (displacement leleh)	$\mu\Delta = \Delta u/\Delta y$ (daktilitas)	Keterangan
Perletakan jepit	0.53	0.13	4.01	daktil parsial
Perletakan isolasi dasar di base	1.59	0.35	4.57	daktil parsial
Perletakan isolasi dasar di atap	2.58	0.51	5.07	daktil parsial

#### 4.20 Pengecekan Stabilitas Struktur

Berdasarkan analisis struktur perbandingan beban national dengan stabilitas struktur yang didapatkan dapat dilihat pada Tabel 4.31.

Tabel 4.31: Elastic buckling dengan SAP2000 Orde-1

TABLE: Buckling Factors	
Titik Nodal	Scale Factor Unitless
Mode 1	66.41284
Mode 2	77.87372
Mode 3	105.3951
Mode 4	147.9284
Mode 5	191.0456
Mode 6	254.7009

Berdasarkan Tabel 4.31 diatas didapat dari *software* analisis struktur dengan outputnya berupa *buckling factor*, untuk titik nodal 3D maka 1 nodal ada 6 d.o.f bebas (3 translasi dan 3 rotasi) jadi nilai defaultnya sama dengan 6, nilai terkecil menentukan, maka *buckling factor* adalah 66.41284 kg

Tabel 4.32: Non-linier buckling dengan SAP2000 Orde-2

<b>TABLE: Displacement UX; Kgf, m, C Units</b>	
<b>Step</b>	<b>Function Joint Jd1 (atap)</b>
0	0
1	4.14E-05
2	8.27E-05
3	1.24E-04
4	1.65E-04
5	2.07E-04
6	2.48E-04
7	2.90E-04
8	3.31E-04
9	3.72E-04
10	4.14E-04
11	4.55E-04
12	4.96E-04
13	5.38E-04
14	5.79E-04
15	6.20E-04
16	6.62E-04
17	7.03E-04
18	7.44E-04
19	7.86E-04
20	8.27E-04

Berdasarkan Tabel 4.32 diatas didapat dari *software* analisis struktur dengan outputnya berupa *Displacement UX* dengan Non-linier buckling Orde-2, titik tinjau berada pada atap dengan simbol *joint Jd1*, terdapat 20 step dengan terdapat nilai *function* pada masing-masing step. Dengan demikian untuk pengecekan stabilitas struktur rasio pembesaran momen akibat perpindahan titik nodal,  $\Delta_{2ndorder} / \Delta_{1storder} \leq 1.5$  (AISC 2005) dapat dipenuhi, artinya tidak melebihi batasan tersebut berarti strukturnya tidak langsing. Berikut salah satu contoh perhitungannya:  $\frac{4.14E - 05}{66.41284} = 6.22621E - 07 \leq 1.5$ .

## BAB 5

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1 Kesimpulan

Berdasarkan perbandingan dari hasil perencanaan struktur bangunan baja 4 lantai dengan portal terbuka atau *open frame* perletakan jepit dan isolasi dasar baik dengan metode *linear* maupun metode *non linear* analisa beban dorong, diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Perletakan *base isolator* dapat meredam sebagian energi gempa yang masuk sehingga gaya geser yang terjadi lebih kecil dari gaya geser tanpa *base isolator* dan merupakan suatu komponen reduksi lateral serta mengambil sifat fleksibel bangunan dengan dilakukan analisis beban dorong (*pushover*) stepnya semakin bertambah artinya kondisi bangunan akan mengalami keruntuhan lebih lama.
2. Nilai simpangan maksimum dengan analisa *linear* dan *non linear* yang terjadi pada ke dua model yaitu sebagai berikut:
  - a) Struktur baja perletakan jepit analisa *linear* arah x = 2.235 cm dan arah y = 1.869 cm dengan perpindahan di dasar tetap 0.
  - b) Struktur baja dengan isolasi dasar analisa *linear* arah x = 5.604 cm dan arah y = 4.299 cm dengan perpindahan di dasar bergerak, untuk arah x = 3.087 cm dan arah y = 2.084 cm.
3. Nilai simpangan kurva kemampuan berdasarkan analisa beban dorong *non linear* yaitu sebagai berikut:
  - a) Struktur perletakan jepit titik pantau di atap, mampu menahan gaya 2215865.11 kg dan terjadi simpangan 131.577 mm terjadi pada step 2 dengan 60 sendi di tingkat *Immediate Occupancy (IO)*, 27 sendi di tingkat *Life Safety (LS)*, 0 sendi plastis di tingkat *Collapse Prevention (CP)* dan 0 sendi plastis di tingkat *Collapse (C)* sampai akhirnya berdasarkan hasil analisis *pushover* kemampuan struktur perletakan jepit berakhir di step 12 mengalami *Collapse (C)* dengan perpindahan

527.55 mm dan gaya lateral maksimum yang mampu ditahan oleh struktur sebesar 3838013.01 kg.

- b) Struktur isolasi titik pantau di atap, mampu menahan gaya sebesar 679028.38 kg dan mengalami perpindahan 507.95 mm terjadi pada step 1 struktur masih dalam kondisi stabil artinya belum ada terjadi sendi plastis pada struktur, sampai pada step 2 juga mengalami hal yang sama struktur masih dalam kondisi stabil, hingga pada step 3 awal struktur mengalami sendi plastis pada tingkat *IO to LS* sampai berakhir pada step 21 mengalami batas akhir kemampuan struktur menahan gaya geser.
- c) Struktur isolasi titik pantau di *base*, mampu menahan gaya sebesar 682553.59 kg dan mengalami perpindahan sebesar 348.32 mm dalam keadaan 0 sendi plastis dalam batas linear yang kemudian diikuti terjadinya pelelehan pertama pada struktur pada step 8 hingga berakhir pada step 51 mengalami batas akhir kemampuan struktur menahan gaya geser.

## 5.2 Saran

Penelitian ini belum sempurna hanya menganalisa pengaruh penggunaan isolasi dasar jenis *High Damping Rubber Bearing* terhadap bangunan baja SRPMK dengan analisa linear dan non-linear. Respon struktur bangunan yang dikaji berupa simpangan antar lantai yang berbentuk simetris 4 lantai yang terletak di kota Padang dengan klasifikasi tanah keras.

Pada struktur terisolasi dasar, tidak ditambahkan pengaku di lantai dasar seperti balok, plat lantai dan *passive damper*. Seharusnya pengaku di lantai dasar yang berada tepat di atas isolasi dasar harus ditambahkan balok dan plat lantai atau pun *passive damper* untuk mencegah terjadinya simpangan yang terlalu besar dengan arah yang berbeda dari setiap sistem isolasi dasar. Analisa non linear beban dorong tidak menganalisa kurva kapasitas kemampuan struktur, hanya menganalisa sampai kemampuan bangunan dalam merespon kekuatan gempa.

Oleh karenanya disarankan untuk studi selanjutnya dilakukan analisis penggunaan balok dan plat lantai pada lantai dasar diatas sistem isolasi serta penambahan alat bantu *passive damper* untuk membatasi simpangan yang terlalu jauh, dan menganalisa kapasitas kemampuan bangunan dengan klasifikasi tanah lunak dan tanah sedang dengan analisa *pushover* maupun *time history*.

## DAFTAR PUSTAKA

- Arief, A. (2016) *Analisis Respon Bangunan Gedung Lima Lantai Menggunakan Base Isolator Di Kota Padang*. Medan: Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- Asteris, P.G. (2003) Lateral Stiffness of Brick Masonary Infilled Planed Frame. *Journal of Struktural Engineering*, ASCE, 129(8), 1071-1079.
- 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.
- Badan Standarisasi Nasional(2015) *Ketentuan Seismik Untuk Struktur Baja Bangunan Gedung (SNI 7860:2015)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional(2013) *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)*. 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.
- Departemen Pekerjaan Umum (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung(PPPURG)*. Jakarta: Yayasan Penerbit Pekerjaan Umum.
- Dewobroto, W. (2016) *Struktur Baja – Prilaku, Analisis & Desain – AISC 2010 Edisi Ke-2*. Tangerang: Universitas Pelita Harapan.
- Farisi, M.A. dan Budiono, R.B. (2013) *Design And Analysis of Base Isolated Structures*.Bandung: Institute Teknologi Bandung.
- 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).

- Gifars, F. (2014) *Pengertian dan Penjelasan Gempa Bumi*. Ilmu sains.
- Gunawan. R. (1987) *Tabel Profil Konstruksi Baja*, Yogyakarta : Yayasan Sarana Cipta.
- 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.
- 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.
- 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.
- Paulay T dan Priestly MJN. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*, John Wiley & Sons, Inc, Kanada.
- Young, K. (1975) *Geology The Paredox of Earth and Man*. United State of America: Houghton Mifflin Company.

## DAFTAR RIWAYAT HIDUP



### DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Firmansyah  
Nama Panggilan : Firman  
Tempat, Tanggal Lahir : Bandar Setia, 04 Desember 1994  
Jenis Kelamin : Laki-laki  
Alamat : Bandar Setia, Jl. Buntu Dusun VIII Gg. Sapardi  
Kec. Medan Tembung, Sumatera Utara  
Agama : Islam  
Nama Orang Tua  
Ayah : Wagiman  
Ibu : Samilah  
No. Telp/Hp : 0812-5056-426  
Email : [man\\_syah34@yahoo.com](mailto:man_syah34@yahoo.com)

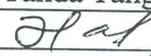
### RIWAYAT PENDIDIKAN

1. SD Negeri 104202	Tahun Lulus 2006
2. SMP Swasta Bandung	Tahun Lulus 2009
3. SMK Negeri 1 Percut Sei Tuan	Tahun Lulus 2012
4. Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara	2014 - Selesai

## **LAMPIRAN**

**DAFTAR HADIR SEMINAR  
TUGAS AKHIR TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK – UMSU  
TAHUN AKADEMIK 2018 – 2019**

Peserta Seminar  
 Nama : Firmansyah  
 NPM : 1407210085  
 Judul Tugas Akhir : Kinerja Struktur Bangunan Baja 4 Lantai Menggunakan Base Isolator Dengan Metode Analisa Non- Linier.

DAFTAR HADIR			TANDA TANGAN
Pembimbing – I	: DR.Ade Faisal .S.T.M.Sc		
Pembimbing – II	: DR. Josef Hadipramana		: .....
Pemanding – I	: Tondi Amirsyah P.S.T.M.T		: .....
Pemanding – II	: DR.Fahrizal Z.S.T.M.Sc		: 
No	NPM	Nama Mahasiswa	Tanda Tangan
1	1307210121	of SANDUC RIZAL	
2	1507210194	KHAIRATUL HUSNA	
3	1407210070	Agustin Pradani	
4	1407210073	Riki Surtansyah .	
5			
6			
7			
8			
9			
10			

Medan, 28 Jum.Akhir 1440 H  
05 Maret 2019 M

Ketua Prodi. T Sipil



DR.Fahrizal Zulkarnain.S.T.M.Sc

**DAFTAR EVALUASI SEMINAR FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA**

---

NAMA : Firmansyah  
NPM : 1407210085  
Judul T.Akhir : Kinerja Struktur Bangunan Baja 4 Lantai Menggunakan Base – Isolator Dengan Metode Analisis Non- Linier.

Dosen Pembimbing – I : DR.Ade Faisal.S.T.M.Sc  
Dosen Pembimbing – II : DR.Josef Hadipramana  
Dosen Pembanding - I : Tondi Amirsyah P.S.T.M.T  
Dosen Pembanding - II : DR.Fahrizal Zulkarnain.S.T.M.Sc

*(Handwritten signatures and notes in blue ink, including 'A. Faisal', 'Hadipramana', and 'Tondi Amirsyah')*

**KEPUTUSAN**

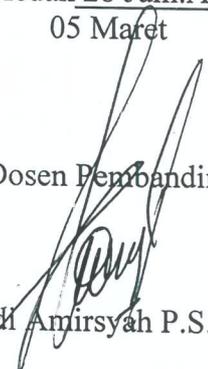
1. Baik dapat diterima ke sidang sarjana ( collogium)
2. Dapat mengikuti sidang sarjana (collogium) setelah selesai melaksanakan perbaikan antara lain :
  - ..... \* *Teori amplitudo RMR sesuai dgn SNI 7450: 2015*
  - ..... \* *Besaran Notional, coba anda bandingkan stabilitas*
  - ..... \* *berapa besar Daktulsi dan Amplitudo*
  - ..... \* *Prery. Caluan. Weak. Reah. Coba anda pahami*
3. Harus mengikuti seminar kembali *perbaikannya*.  
Perbaikan :  
.....  
.....  
.....  
.....

Medan 28 Jum.Akhir 1440H  
05 Maret 2019 M

Diketahui :  
Ketua Prodi. T.Sipil

  
DR.Fahrizal Zulkarnain.S.T.M.Sc

Dosen Pembanding- I

  
Tondi Amirsyah P.S.T.M.T

**DAFTAR EVALUASI SEMINAR FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA**

---

NAMA : Firmansyah  
NPM : 1407210085  
Judul T.Akhir : Kinerja Struktur Bangunan Baja 4 Lantai Menggunakan Base – Isolator Dengan Metode Analisis Non- Linier.

Dosen Pembimbing – I : DR.Ade Faisal.S.T.M.Sc  
Dosen Pembimbing – II : DR.Josef Hadipramana  
Dosen Pemanding - I : Tondi Amirsyah P.S.T.M.T  
Dosen Pemanding - II : DR.Fahrizal Zulkarnain.S.T.M.Sc

**KEPUTUSAN**

1. Baik dapat diterima ke sidang sarjana ( collogium)
2. Dapat mengikuti sidang sarjana (collogium) setelah selesai melaksanakan perbaikan antara lain :

.....  
- Perbaiki perancah & Kaki pengikat  
- Perbaiki dudukan Jamban  
.....  
.....

3. Harus mengikuti seminar kembali

Perbaikan :

.....  
Ace Ulu dandya  
.....  
.....

  
45  
3 9

Medan 28 Jum.Akhir 1440H  
05 Maret 2019 M

Diketahui :  
Ketua Prodi. T.Sipil



DR.Fahrizal Zulkarnain.S.T.M.Sc

Dosen Pemanding- II



DR.Fahrizal Zulkarnain.S.T.M.Sc



# LEMBAR ASISTENSI TUGAS AKHIR

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA

JL. KAPTEN MUKHTAR BASRI NO. 3 MEDAN 20238

## LEMBAR ASISTENSI

Nama : FIRMANSYAH  
NPM : 1407210085  
Judul : KINERJA STRUKTUR BANGUNAN BAJA 4 LANTAI MENGGUNAKAN  
BASE ISOLATOR DENGAN ANALISA BEBAN DORONG (PUSHOVER)

No	Tanggal	Keterangan	Paraf
		- Perbaiki metodologi! - Perbaiki Bab 1 )	<i>Sh</i> 08/10/18
		- Buat kerangka laporan TA - lanjut ke Bab 2 )	<i>Sh</i> 22/10/18
		- Perbaiki bab 2 - Perbaiki pemodelan )	<i>Sh</i> 6/11/18
		- Perbaiki model linear - lanjut ke Bab 3 )	<i>Sh</i> 23/11/18
		- Cek hasil desain! - Perbaiki Bab 3 )	<i>Sh</i> 07/12/18
		- Perbaiki model nonlinear - Cek deformasi model linear )	<i>Sh</i> 22/12/18
		Perbaiki model nonlinear!	<i>Sh</i> 04/07/19

DOSEN PEMBIMBING I

(Dr. Ade Faisal, M. Sc)



# LEMBAR ASISTENSI TUGAS AKHIR

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA

JL. KAPTEN MUKHTAR BASRI NO. 3 MEDAN 20238

## LEMBAR ASISTENSI

Nama : FIRMANSYAH  
NPM : 1407210085  
Judul : KINERJA STRUKTUR BANGUNAN BAJA 4 LANTAI MENGGUNAKAN  
BASE ISOLATOR DENGAN ANALISA BEBAN DORONG (PUSHOVER)

No	Tanggal	Keterangan	Paraf
		- Cek hasil analisis nonlinear)	16/01/19
		- perbaiki Bab 2 - 3	
		- lanjutkan ke Bab 4	30/01/19
		- perbaiki Bab 4	
		- buat daft. isi, Gbr, dll)	06/02/19
		- perbaiki daft isi dll	
		- buat daft pustaka, lamp!)	15/02/19
		- Cek penulisan ke Pembimbing 2	20/02/19
		all utk seminar!	26/02/19

*ade faisal*

DOSEN PEMBIMBING I

(Dr. Ade Faisal, M. Sc)



**LEMBAR ASISTENSI TUGAS AKHIR**  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA  
JL. KAPTEN MUKHTAR BASRI NO. 3 MEDAN 20238

**LEMBAR ASISTENSI**

**Nama** : FIRMANSYAH  
**NPM** : 1407210085  
**Judul** : KINERJA STRUKTUR BANGUNAN BAJA 4 LANTAI MENGGUNAKAN  
BASE ISOLATOR DENGAN ANALISA BEBAN DORONG (PUSHOVER)

No	Tanggal	Keterangan	Paraf
1	22/2 - 2019	- perbaiki spasi dan huruf Molasi - perbaiki kata dan bahasa Indonesia - masukkan referensi - spasi } perbaiki - penulisan }	
2.	26/2 - 2019	Ace maju seminar	

DOSEN PEMBIMBING II

(Dr. Josef Hadipramana)

## LAMPIRAN

### Perioda Fundamental Pendekatan ( $T_a$ )

Tabel 1: Pengecekan nilai perioda bangunan Model 1.

SYARAT PERIODA				
Arah	$T_a = 0.1 * N$	$T_a \text{ Max} = C_u * T_a$	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	0.400	0.560	0.554	OK
Y	0.400	0.560	0.517	OK

Tabel 2: Pengecekan nilai perioda bangunan Model 2.

SYARAT PERIODA				
Arah	$T_a = 0.1 * N$	$T_a \text{ Max} = C_u * T_a$	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	0.400	0.789	0.179	NOT OK
Y	0.400	0.789	0.179	NOT OK

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

Tabel 3: Pengecekan *story shear* arah X dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1 ( $\rho=1$ ) gedung Model 1 dan Model 2.

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 $\rho=1$ (kg)	
1	4	64049,25	179688,48	62890,97	OK
2	3	119157,92	179688,48	62890,97	OK
3	2	157362,98	179688,48	62890,97	OK
4	1	179688,48	179688,48	62890,97	OK

Tabel 4: Pengecekan *story shear* arah Y dengan 35% gaya geser dasar redundansi 1 ( $\rho=1$ ) gedung Model 1 dan Model 2.

No	Lantai	Arah Y			Cek 35% V Base Shear <Story Shear ( $V_y$ )
		Story Shear ( $V_y$ ) (kg)	Base Shear ( $V_y$ ) (kg)	35% V Base Shear $\rho=1$ (kg)	
1	4	63619,50	179688,48	62890,97	OK
2	3	118627,72	179688,48	62890,97	OK
3	2	157018,42	179688,48	62890,97	OK
4	1	179688,48	179688,48	62890,97	

## Hasil persentase nilai periode

Tabel 5: Hasil persentase nilai periode gedung Model 1.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	6,75	OK	NO OK
T2-T3	13,64	OK	NO OK
T3-T4	66,02	NO OK	OK
T4-T5	10,55	OK	NO OK
T5-T6	12,63	OK	NO OK
T6-T7	41,15	NO OK	OK
T7-T8	14,11	OK	NO OK
T8-T9	11,71	OK	NO OK
T9-T10	20,38	NO OK	OK
T10-T12	14,04	OK	NO OK
T11-T12	0,29	OK	NO OK

Tabel 6: Hasil persentase nilai periode gedung Model 2.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	2,85	OK	NO OK
T2-T3	13,71	OK	NO OK
T3-T4	75,56	NO OK	OK
T4-T5	2,94	OK	NO OK
T5-T6	13,10	OK	NO OK
T6-T7	49,16	NO OK	OK
T7-T8	7,51	OK	NO OK
T8-T9	7,58	OK	NO OK
T9-T10	4,31	OK	NO OK
T10-T12	0,03	OK	NO OK
T11-T12	0,08	OK	NO OK

Tabel 7: Data analisa *pushover* pada struktur *fixebase* Model 1.

TABLE: Pushover Curve - PUSHOVER											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Kgf									
0	0.000814	0	520	0	0	0	0	0	0	0	520
1	0.093759	1643945	519	1	0	0	0	0	0	0	520
2	0.131577	2215865	433	60	27	0	0	0	0	0	520
3	0.237591	2941302	372	27	92	4	17	8	0	0	520
4	0.429162	3633009	348	8	75	30	18	41	0	0	520
5	0.510432	3812614	319	3	90	26	31	51	0	0	520
6	0.51547	3818743	319	3	87	25	33	53	0	0	520
7	0.518139	3826163	319	1	88	26	31	55	0	0	520
8	0.521101	3828644	317	2	87	27	30	57	0	0	520
9	0.524295	3833629	315	4	86	28	29	58	0	0	520
10	0.524296	3833629	315	4	86	28	29	58	0	0	520
11	0.527477	3837840	312	7	84	30	26	61	0	0	520
12	0.52755	3838013	312	7	84	30	26	61	0	0	520

Tabel 8: Data analisa *pushover* pada struktur *isolasi dasar* di atap Model 2.

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Kgf									
0	0.010795	0	520	0	0	0	0	0	0	0	520
1	0.50795	679028.4	520	0	0	0	0	0	0	0	520
2	1.539323	1130223	520	0	0	0	0	0	0	0	520
3	2.078798	1370193	517	2	1	0	0	0	0	0	520
4	2.096307	1374506	517	2	1	0	0	0	0	0	520
5	2.109135	1382540	516	2	2	0	0	0	0	0	520
6	2.122526	1386298	514	4	2	0	0	0	0	0	520
7	2.134861	1393760	513	5	2	0	0	0	0	0	520
8	2.150177	1398452	512	5	3	0	0	0	0	0	520
9	2.162502	1405756	510	7	3	0	0	0	0	0	520
10	2.185242	1413383	510	6	4	0	0	0	0	0	520
11	2.271315	1453453	506	9	5	0	0	0	0	0	520
12	2.299984	1462247	506	8	6	0	0	0	0	0	520
13	2.315931	1471333	503	11	6	0	0	0	0	0	520
14	2.338592	1477983	502	12	5	1	0	0	0	0	520
15	2.552287	1566794	489	14	11	2	4	0	0	0	520
16	2.55241	1567301	489	14	11	2	4	0	0	0	520
17	2.552534	1567563	489	14	11	2	4	0	0	0	520
18	2.552657	1564041	489	14	11	2	4	0	0	0	520
19	2.572734	1574490	488	14	12	2	4	0	0	0	520
20	2.576713	1575834	487	15	12	2	3	1	0	0	520
21	2.576973	1576852	487	15	12	2	3	1	0	0	520

Tabel 9: Data analisa *pushover* pada struktur *isolasi dasar* di *base* Model 2.

TABLE: Pushover Curve - PUSHOVER											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Kgf									
0	0.009686	0	520	0	0	0	0	0	0	0	520
1	0.348324	682553.6	520	0	0	0	0	0	0	0	520
2	1.17848	1197087	520	0	0	0	0	0	0	0	520
3	1.180823	1193759	520	0	0	0	0	0	0	0	520
4	1.181994	1189310	520	0	0	0	0	0	0	0	520
5	1.217284	1219259	520	0	0	0	0	0	0	0	520
6	1.219697	1216703	520	0	0	0	0	0	0	0	520
7	1.220904	1211734	520	0	0	0	0	0	0	0	520
8	1.243567	1233865	519	1	0	0	0	0	0	0	520
9	1.311205	1277590	519	1	0	0	0	0	0	0	520
10	1.314255	1276054	519	1	0	0	0	0	0	0	520
11	1.35091	1296734	519	1	0	0	0	0	0	0	520
12	1.360502	1309422	518	2	0	0	0	0	0	0	520
13	1.363505	1306853	518	2	0	0	0	0	0	0	520
14	1.367345	1313645	518	2	0	0	0	0	0	0	520
15	1.371262	1255198	518	2	0	0	0	0	0	0	520
16	1.388448	1287539	518	2	0	0	0	0	0	0	520
17	1.421779	1327250	518	2	0	0	0	0	0	0	520
18	1.441318	1340058	518	1	1	0	0	0	0	0	520
19	1.454465	1358377	518	1	1	0	0	0	0	0	520
20	1.457244	1356841	518	1	1	0	0	0	0	0	520

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
21	1.460629	1362847	517	2	1	0	0	0	0	0	520
22	1.462909	1342380	517	2	1	0	0	0	0	0	520
23	1.468007	1351369	517	2	1	0	0	0	0	0	520
24	1.479943	1358094	517	2	1	0	0	0	0	0	520
25	1.489244	1373824	516	2	2	0	0	0	0	0	520
26	1.491342	1363251	516	2	2	0	0	0	0	0	520
27	1.495768	1370895	515	3	2	0	0	0	0	0	520
28	1.497726	1354719	515	3	2	0	0	0	0	0	520
29	1.512343	1376882	514	4	2	0	0	0	0	0	520
30	1.512607	1378498	514	4	2	0	0	0	0	0	520
31	1.512707	1371363	514	4	2	0	0	0	0	0	520
32	1.517292	1382832	513	5	2	0	0	0	0	0	520
33	1.519136	1378615	513	5	2	0	0	0	0	0	520
34	1.523992	1386061	512	6	2	0	0	0	0	0	520
35	1.524287	1387869	512	6	2	0	0	0	0	0	520
36	1.524387	1380599	512	6	2	0	0	0	0	0	520
37	1.526223	1387668	512	6	2	0	0	0	0	0	520
38	1.532959	1392988	512	5	3	0	0	0	0	0	520
39	1.533401	1395663	512	5	3	0	0	0	0	0	520
40	1.533401	1388694	512	5	3	0	0	0	0	0	520
41	1.535452	1397166	510	7	3	0	0	0	0	0	520
42	1.537978	1386634	510	7	3	0	0	0	0	0	520
43	1.540064	1385851	510	7	3	0	0	0	0	0	520
44	1.554359	1406655	508	8	4	0	0	0	0	0	520

45	1.554704	1401322	508	8	4	0	0	0	0	0	520
46	1.559095	1412141	508	8	4	0	0	0	0	0	520
47	1.572927	1424915	508	8	4	0	0	0	0	0	520
48	1.573049	1419097	508	8	4	0	0	0	0	0	520
49	1.575566	1424549	508	8	4	0	0	0	0	0	520
50	1.576936	1406927	508	8	4	0	0	0	0	0	520
51	1.592305	1427777	508	7	5	0	0	0	0	0	520

**Perhitungan beban total per lantai struktur bangunan**

**1. berat lantai 4 (atap)**

diketahui :

dimensi denah	panjang	=	24 m
	lebar	=	24 m
	tinggi per lantai	=	3 m
	luasan lantai (24x24)	=	576 m <sup>2</sup>

**a) berat mati tambahan**

spesi (tebal 3cm)	=	63 kg/m <sup>2</sup>
water proofing	=	5 kg/m <sup>2</sup>
plafond dan penggantung	=	18 kg/m <sup>2</sup>
M & E	=	40 kg/m <sup>2</sup>
total	=	126 kg/m <sup>2</sup>
total beban mati dalam kg	=	72576 kg

**b) berat hidup**

berat hidup atap	=	96 kg/m <sup>2</sup>
dalam kg	=	55296 kg

koefisien reduksi = 0.4 BAB III Pers. 3.2

**2. berat lantai 1-3**

diketahui :

luasan ruangan lantai kantor 24x24	=	576 m <sup>2</sup>
------------------------------------	---	--------------------

**a) berat mati tambahan**

spesi (tebal 3cm)	=	63 kg/m <sup>2</sup>
keramik	=	24 kg/m <sup>2</sup>
plafond dan penggantung	=	18 kg/m <sup>2</sup>
M & E	=	40 kg/m <sup>2</sup>
total	=	145 kg/m <sup>2</sup>
total beban mati dalam kg	=	83520 kg

**b) berat hidup**

luasan ruangan lantai kantor 24x24	=	576 m <sup>2</sup>
berat hidup ruangan kantor lantai 2 dan 3	=	240 kg/m <sup>2</sup>
dalam kg	=	138240
total beban hidup	=	138240 kg

koefisien reduksi = 0.4 BAB III Pers. 3.2

**BEBAN NOTIONAL**

## ARAH X

LANTAI	BEBAN MATI+ MATI TAMBAHAN (Kg)	BEBAN HIDUP (Kg)	Yi (Kg)	$\alpha$ (DFBK)	Ni (Kg)
1	352603.71	55296.00	511598.05	1	1023.20
2	337574.75	55296.00	493563.30	1	987.13
3	337574.75	55296.00	493563.30	1	987.13
4	326630.75	22118.40	427346.34	1	854.69

$$\alpha = 1 \quad (\text{DFBK})$$

$$N_i = 0,002 * \alpha * Y_i$$

$$Y_i = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

## ARAH Y

LANTAI	BEBAN MATI+ MATI TAMBAHAN (Kg)	BEBAN HIDUP (Kg)	Yi (Kg)	$\alpha$ (DFBK)	Ni (Kg)
	352603.71	55296.00	511598.05	1	1023.20
2	337574.75	55296.00	493563.30	1	987.13
3	337574.75	55296.00	493563.30	1	987.13
4	326630.75	22118.40	427346.34	1	854.69

$$N_i = 0,002 * \alpha * Y_i$$

$$Y_i = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

**elastic buckling dengan SAP2000 Orde-1**

TABLE: Buckling Factors

OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
BUCK1	Mode	1	66.412836
BUCK1	Mode	2	77.873722
BUCK1	Mode	3	105.395115
BUCK1	Mode	4	147.928448
BUCK1	Mode	5	191.045627
BUCK1	Mode	6	254.700908

note:

outputnya berupa buckling factor, untuk titik nodal 3D maka 1 nodal ada 6 d.o.f bebas (3 translasi dan 3 rotasi) jadi nilai default = 6 yaitu pada:

mode 1 = 66.41284

mode 2 = 77.87372

mode 3 = 105.3951

mode 4 = 147.9284

mode 5 = 191.0456

mode 6 = 254.7009

nilai terkecil menentukan maka buckling factor = 66.41284 kg

**tekuk dengan analisis elastis Orde ke-2**

SAP2000 v14.2.0 File: MODEL PERLETAKAN JEPIT Kgf, m, C Units

**NONLINEAR STATIC DATA**

CASE orde2 analysis

FUNCTION JointJd1: Joint Jd1 Displacement UX

FUNCTION JointJc1: Joint Jc1 Displacement UX

FUNCTION JointJb1: Joint Jb1 Displacement UX

FUNCTION JointJa1: Joint Ja1 Displacement UX

STEP	FUNCTION JointJd1	FUNCTION JointJc1	FUNCTION JointJb1	FUNCTION JointJa1
0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1.00000	4.135E-05	3.386E-05	2.367E-05	1.143E-05
2.00000	8.271E-05	6.772E-05	4.733E-05	2.286E-05
3.00000	1.241E-04	1.016E-04	7.100E-05	3.429E-05
4.00000	1.654E-04	1.354E-04	9.466E-05	4.572E-05
5.00000	2.068E-04	1.693E-04	1.183E-04	5.715E-05
6.00000	2.481E-04	2.032E-04	1.420E-04	6.859E-05
7.00000	2.895E-04	2.370E-04	1.657E-04	8.002E-05
8.00000	3.308E-04	2.709E-04	1.893E-04	9.145E-05
9.00000	3.722E-04	3.047E-04	2.130E-04	1.029E-04
10.00000	4.135E-04	3.386E-04	2.367E-04	1.143E-04
11.00000	4.549E-04	3.724E-04	2.603E-04	1.257E-04
12.00000	4.963E-04	4.063E-04	2.840E-04	1.372E-04
13.00000	5.376E-04	4.402E-04	3.076E-04	1.486E-04
14.00000	5.790E-04	4.740E-04	3.313E-04	1.600E-04
15.00000	6.203E-04	5.079E-04	3.550E-04	1.715E-04
16.00000	6.617E-04	5.417E-04	3.786E-04	1.829E-04
17.00000	7.030E-04	5.756E-04	4.023E-04	1.943E-04
18.00000	7.444E-04	6.095E-04	4.260E-04	2.058E-04
19.00000	7.857E-04	6.433E-04	4.496E-04	2.172E-04
20.00000	8.271E-04	6.772E-04	4.733E-04	2.286E-04