

TUGAS AKHIR

**ANALISA PENGARUH PENEMPATAN
FLUID VISCOUS DAMPER TERHADAP
RESPONS STRUKTUR GEDUNG 15 LANTAI DENGAN
METODE *TIME HISTORY ANALYSIS*
(*Studi Literatur*)**

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

Disusun Oleh:

RIKI SUTANSYAH
NPM : 1407210073



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

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



MAJELIS PENDIDIKAN TINGGI
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
FAKULTAS TEKNIK

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

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Riki Sutansyah

NPM : 1407210073

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisa Pengaruh Penempatan *Fluid Viscous Damper* Terhadap
Respons Struktur Gedung 15 Lantai Dengan Metode *Time
History Analysis*.

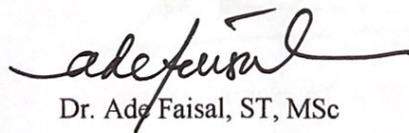
(Studi Literatur)

Bidang Ilmu : Struktur

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada
Panitia Ujian

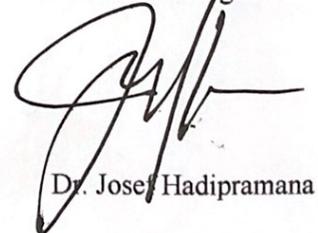
Medan, 29 Agustus 2019

Pembimbing I



Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Pembimbing II



Dr. Josef Hadipramana

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Riki Sutansyah

NPM : 1407210073

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisa Pengaruh Penempatan *Fluid Viscous Damper*
Terhadap Respons Struktur Gedung 15 Lantai Dengan
Metode *Time History Analysis*
(Studi Literatur).

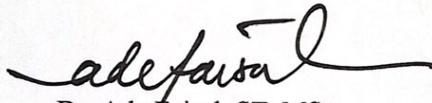
Bidang ilmu : Struktur.

Telah berhasil dipertahankan dihadapan 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.

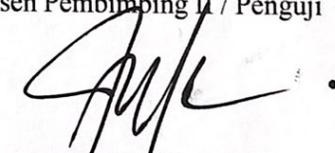
Medan, 29 Agustus 2019

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji


Dr. Ade Faisal, ST, MSc

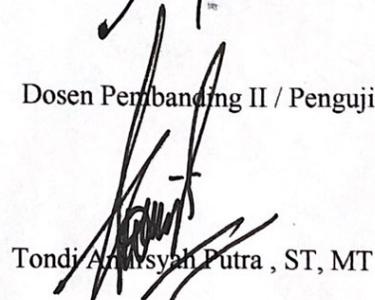
Dosen Pembimbing II / Penguji


Dr. Josef Hadipramana

Dosen Pembimbing I / Penguji


Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Dosen Pembimbing II / Penguji


Tondi Anisyyah Putra, ST, MT



Program Studi Teknik Sipil
Ketua,


Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Riki Sutansyah

Tempat/Tanggal Lahir : Bagan Dalam / 27 Juli 1994

NPM : 1407210073

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Analisa Pengaruh Penempatan *Fluid Viscous Damper* Terhadap Respons Struktur Gedung 15 Lantai Dengan Metode *Time History Analysis* (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 orisinil dan otentik.

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

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

Medan, Agustus 2019



Saya yang menyatakan,

Riki Sutansyah

ABSTRAK

ANALISA PENGARUH PENEMPATAN *FLUID VISCOUS DAMPER* TERHADAP RESPONS STRUKTUR GEDUNG 15 LANTAI DENGAN METODE *TIME HISTORY ANALYSIS*

Riki Sutansyah

1407210073

Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc.

Dr. Josef Hadipramana

Redaman adalah fenomena yang ada dalam setiap struktur, fenomena tersebut dapat mengurangi getaran yang disebabkan oleh kekuatan eksternal untuk diterapkan pada sistem struktur. Berbagai metode telah dilakukan untuk meningkatkan kinerja bangunan dalam menerima beban gempa, salah satu metode yang dikembangkan adalah dengan menggunakan peredam atau damper untuk mengontrol respon struktur yang menerima pembebanan gempa, dengan jalan mendisipasikan energi gempa melalui peredam yang dipasang pada struktur utama. Salah satu alat kontrol yang menggunakan damper pada struktur yang berdasarkan penggunaan massa tambahan sebagai sistem penyerap energi adalah *Fluid Viscous Damper (FVD)*. Tujuan utama pemasangan *FVD* pada gedung tinggi untuk mengurangi goyangan gedung akibat gaya angin dan akibat gaya gempa. Tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui keefektifan aplikasi dari alat peredam dari segi penempatan pada bangunan bertingkat tinggi. Respons bangunan beton dengan jumlah lantai 15 tingkat akan dievaluasi berdasarkan tiga jenis pola penempatan alat peredam dengan metode analisa riwayat waktu. Data percepatan tanah yang digunakan adalah data percepatan tanah gempa San Fernando, Kobe dan Chi Chi yang diskalakan dengan respons spektrum desain untuk daerah Medan. Besar respons maksimum pada struktur pada keempat model yang dianalisis akan dibandingkan untuk mendapatkan pola penempatan alat peredam yang lebih efisien. Hasil yang didapat dari analisa dan perbandingan respons perpindahan maksimum model perletakan *FVD* Pola 3 lebih efektif dibandingkan dengan model perletakan *FVD* Pola 2 dan *FVD* Pola 1. Respons perpindahan dapat diperkecil dengan sangat signifikan dengan penambahan alat peredam yaitu perletakan *FVD* Pola 3 terjadi penurunan hingga 87% dari pola Non *FVD* dibandingkan dengan *FVD* pola 1 dan pola 2 sebesar 73% - 75%.

Kata kunci: Fluid viscous damper, analisa riwayat waktu, perpindahan, kecepatan

ABSTRACT

ANALYSIS OF THE EFFECTIVENESS PLACEMENT FLUID VISCOUS DAMPER OF 15 FLOORS WITH STRUCTURE BUILDING RESPONSE TIME HISTORY ANALYSIS METHOD

Riki Sutansyah

1407210073

Dr. Ade Faisal, S.T., M.Sc.

Dr. Josef Hadipramana

Damping is a phenomenon that exists in every structure, this phenomenon can reduce vibrations caused by external forces to be applied to structure systems. Various methods have been done to improve the performance of buildings in accepting earthquake loads, one of the method developed is to use dampers to control the response of structures that receive earthquake loading, by dissipating earthquake energy through dampers mounted on the main structure. One control device that uses dampers on structure based on additional mass use as an energy absorbing system is Fluid Viscous Dampers (FVD). The main purpose of installing FVD at highrise buildings is to reduce building swaying due to wind forces and due to earthquake forces. The thesis to the effectiveness applications of viscous dampers to placement in highrise buildings. Response of concrete buildings to 15 floors will be evaluated based on three types of placement, the same amount of viscosity reducer will be analyzed. Time history analysis method linear dynamic for reviewing building responses. The ground motions used is San Fernando earthquake , Kobe and Chi Chi which are scaled by the spectrum response design to Medan spectrume. The maximum response rate in the structure of the four models analyzed will be compared to obtion a more efficient pattern of dampers placement. The results obtained from the analysis and the ratio of maximum displacement response model of the FVD 3 are more effective than the placement model of FVD 2 and FVD 1. The displacement response can be significantly reduced by the addition of a damper that is the pattern of FVD 3 with a decrease of up to 87% from Non FVD compared to FVD 1 and FVD 2 is 73% - 75%.

Keywords: Fluid viscous dampers, time history analysis, displacement, velocity.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Analisa Pengaruh Penempatan *Fluid Viscous Damper* Terhadap Respons Struktur Gedung 15 Lantai Dengan Metode *Time History Analysis*” 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 Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji sekaligus Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara, yang telah banyak membantu dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Tondi Amirsyah Putra, ST, MT selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji dalam penulisan tugas akhir ini.
5. Ibu Hj. Irma Dewi ST, MSi, selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara, yang telah banyak membantu dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
6. Bapak Munawar Alfansury Siregar, S.T, M.T selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas

Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.

8. Orang tua penulis: Khairil, CH dan Yusniar, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
9. Kerabat dan Keluarga, yang telah memberi semangat untuk menyelesaikan studi.
10. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
11. Sahabat-sahabat penulis: Agustin Pradani, ST, Firmansyah, ST, Kiki Sulaiman, ST, Muhammad Rozali, ST, Hijrah Maisaroh, ST, Ira Yulisma, ST, 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, Agustus 2019

Riki Sutansyah

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR NOTASI	xxi
DAFTAR SINGKATAN	xxiv
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Permasalahan	4
1.3. Batasan Masalah	4
1.4. Maksud dan Tujuan	5
1.5. Manfaat Penelitian	6
1.5.1. Manfaat Teoritis	6
1.5.2. Manfaat Praktis	6
1.6. Sistematika Penulisan	6
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	8
2.2. Filosofi Desain Bangunan Tahan Gempa	9
2.3. Peraturan Pembebanan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2012	12
2.3.1 Gempa Rencana dan Faktor Keutamaan	13
2.3.2 Klasifikasi Situs	14
2.3.3 Prosedur Pembuatan Respons Spektrum Gempa	15
2.3.4 Kategori Desain Seismik	18
2.3.5 Sistem Penahan Gaya Gempa	19

2.3.6	Penentuan Periode Fundamental	19
2.3.7	Faktor Reduksi Gempa	21
2.3.8	Gaya Geser Dasar Seismik	22
2.3.9	Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa (F_i)	23
2.3.10	Parameter Respons Terkombinasi	24
2.4.	Peraturan Pembebanan Berdasarkan SNI 03-1727-2013	24
2.4.1	Beban Mati	24
2.4.2	Beban Hidup	26
2.4.3	Beban Gempa	28
2.5.	Kombinasi Pembebanan	29
2.6.	Kinerja Struktur Bangunan Gedung	31
2.6.1	Kinerja Batas Layan	31
2.6.2	Kinerja Batas Ultimit	31
2.6.3	Simpangan Antar Lantai	32
2.6.4	Level Kinerja Struktur Menurut ATC-40	33
2.7.	Karakteristik Dinamik Struktur Bangunan	35
2.7.1	Massa	36
2.7.1.1	<i>Model Lumped Mass</i>	36
2.7.1.2	<i>Model Consistant Mass Matrix</i>	37
2.7.2	Kekakuan	38
2.7.3	Redaman	39
2.7.3.1	Redaman Klasik (<i>Classical Damping</i>)	39
2.7.3.2	Redaman Non Klasik (<i>Non Classical Damping</i>)	39
2.8.	Derajat Kebebasan (<i>Degree of Freedom</i>)	40
2.8.1	Persamaan Differensial pada Struktur SDOF	40
2.8.2	Persamaan Differensial Struktur SDOF Akibat <i>Base Motion</i>	42
2.8.3	Persamaan Differensial pada Struktur MDOF	45
2.9.	Prosedur Analisis	47
2.9.1	Analisis Statik Ekuivalen	48
2.9.2	Analisa Respons Spektrum	49
2.9.3	Analisa Riwayat Waktu	50
2.9.3.1	Akselerogram Gempa	51

2.9.3.2	Penskalaan Akselerogram Gempa	52
2.10.	<i>Fluid Viscous Damper</i>	54
2.10.1	Sejarah <i>Fluid Viscous Damper</i>	55
2.10.2	Bagian-bagian <i>Fluid Viscous Damper</i>	56
2.10.3	Cara Kerja <i>Fluid Viscous Damper</i>	57
2.10.4	Metode Dissipasi Energi <i>Fluid Viscous Damper</i>	60
2.10.5	Kekakuan <i>Fluid Viscous Damper</i>	62
2.10.6	Peran Damper terhadap Getaran	62
BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN		
3.1.	Bagan Alir / <i>Flow Chart</i> Penelitian	63
3.2.	Deskripsi Model struktur	65
3.3.	Pola Penempatan FVD	71
3.3.1	Penempatan FVD Pola 1	72
3.3.2	Penempatan FVD Pola 2	73
3.3.3	Penempatan FVD Pola 3	74
3.4.	Data Penelitian: Data Desain pada Struktur	75
3.4.1	Data Material	75
3.4.2	Data Elemen Struktur	76
3.4.3	Spesifikasi Data <i>Fluid Viscous Damper</i>	77
3.5.	Pembebanan	79
3.5.1	Beban Mati dan Beban Mati Tambahan	80
3.5.2	Beban Hidup (<i>Live Load</i>)	81
3.6.	Kombinasi Pembebanan	82
3.7.	Metode Respons Spektrum Berdasarkan SNI 1726:2012	83
3.8.	Metode Analisa Riwayat Waktu	88
3.8.1	<i>Ground Motion</i> San Fernando	89
3.8.2	<i>Ground Motion</i> Kobe - Jepang	90
3.8.3	<i>Ground Motion</i> Chi Chi - Taiwan	91
3.9.	Mendefenisikan Spektrum Respons Pada <i>Software</i> Analisis	92
3.10.	Mendefenisikan <i>Time History Analysis</i> Pada <i>Software</i> Analisis	94
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		

4.1.	Tinjauan Umum	97
4.2.	Perhitungan Berat Sendiri Perlantai	97
4.3.	Penentuan Berat Total Perlantai (Wt)	99
4.4.	Perioda Fundamental Struktur	102
4.5.	Pengecekan <i>Base Shear</i> Struktur Beban Gempa	103
4.5.1	Kontrol <i>Base Shear</i> Gempa San Fernando	103
4.5.2	Kontrol <i>Base Shear</i> Gempa Kobe - Jepang	105
4.5.3	Kontrol <i>Base Shear</i> Gempa Chi Chi - Taiwan	107
4.6.	Pengecekan Hasil Simpangan Struktur Beban Gempa	109
4.6.1	Kontrol Hasil Simpangan Gempa San Fernando	110
4.6.2	Kontrol Hasil Simpangan Gempa Kobe - Jepang	112
4.6.3	Kontrol Hasil Simpangan Gempa Chi Chi - Taiwan	115
4.7.	Perbandingan Hasil <i>Joint Displacement</i> pada Pola Penempatan FVD Berbagai Beban Gempa	118
4.7.1	Perbandingan Hasil <i>Joint Displacement</i> pada Struktur Gempa San Fernando	118
4.7.2	Perbandingan Hasil <i>Joint Displacement</i> pada Struktur Gempa Kobe	119
4.7.3	Perbandingan Hasil <i>Joint Displacement</i> pada Struktur Gempa Chi Chi	121
4.8.	Perbandingan Hasil <i>Joint Displacement</i> pada Beberapa Pola FVD dengan Beban Gempa yang Berbeda	123
4.9.	Perbandingan Hasil <i>Interstory Drift</i> pada Beberapa Pola FVD dengan Beban Gempa yang Berbeda	129
4.9.1	Perbandingan Hasil <i>Interstory Drift</i> pada Struktur Gempa San Fernando	129
4.9.2	Perbandingan Hasil <i>Interstory Drift</i> pada Struktur Gempa Chi Chi	131
4.9.3	Perbandingan Hasil <i>Interstory Drift</i> pada Struktur Gempa Kobe	133
4.10.	Respons Perpindahan (<i>Displacement</i>) Terhadap Waktu	135
4.10.1	Perbandingan Respons Perpindahan (<i>Displacement</i>) Terhadap Waktu pada Pola Penempatan FVD dengan	

Beban Gempa San Fernando	135
4.10.2 Perbandingan Respons Perpindahan (<i>Displacement</i>) Terhadap Waktu pada Pola Penempatan FVD dengan Beban Gempa Kobe	138
4.10.3 Perbandingan Respons Perpindahan (<i>Displacement</i>) Terhadap Waktu pada Pola Penempatan FVD dengan Beban Gempa Chi Chi	141
4.11. Respons Kecepatan (<i>Velocity</i>) Terhadap Waktu	144
4.11.1 Perbandingan Respons Kecepatan (<i>Velocity</i>) Terhadap Waktu pada Pola Penempatan FVD dengan Beban Gempa San Fernando	144
4.11.2 Perbandingan Respons Kecepatan (<i>Velocity</i>) Terhadap Waktu pada Pola Penempatan FVD dengan Beban Gempa Kobe	147
4.11.3 Perbandingan Respons Kecepatan (<i>Velocity</i>) Terhadap Waktu pada Pola Penempatan FVD dengan Beban Gempa Chi Chi	150
 BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1. Kesimpulan	154
5.2. Saran	158
 DAFTAR PUSTAKA	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	
LAMPIRAN	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Faktor Keutamaan untuk Berbagai Kategori Gedung dan Bangunan (SNI 03-1726-2012)	13
Tabel 2.2	Faktor Keutamaan Gempa (SNI 03-1726-2012)	14
Tabel 2.3	Klasifikasi Situs (SNI 03-1726-2012)	15
Tabel 2.4	Koefisien Situs, FA (SNI 03-1726-2012)	15
Tabel 2.5	Koefisien Situs, FV (SNI 03-1726-2012)	16
Tabel 2.6	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek (SNI 03-1726-2012)	18
Tabel 2.7	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik (SNI 03-1726-2012)	18
Tabel 2.8	Koefisien Batas Atas Periode (SNI 03-1726-2012)	19
Tabel 2.9	Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x (SNI 03-1726-2012)	20
Tabel 2.10	Faktor R , C_d , dan Ω_0 Sistem Penahan Gaya Gempa SNI 1726:2012	21
Tabel 2.11	Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Gedung (PPPUGR)	25
Tabel 2.12	Beban Hidup pada Lantai Gedung (SNI 1727:2013)	26
Tabel 2.13	Faktor Elemen Hidup (SNI 1727:2013)	28
Tabel 2.14	Simpangan Antar Lantai Izin Berdasarkan SNI 1726:2012	33
Tabel 2.15	Deformasi Limit Berbagai Kinerja ATC-40	35
Tabel 3.1	Informasi Model Bangunan yang Akan Dianalisis	65
Tabel 3.2	Konfigurasi Struktur Berdasarkan Ketinggian Setiap Lantai	66
Tabel 3.3	Mutu Beton dan Baja Tulangan	75
Tabel 3.4	Dimensi Komponen Struktur yang Digunakan Dalam Analisis	77
Tabel 3.5	FVD Dengan Kapasitas Force (kN) yang Berbeda	78
Tabel 3.6	Beban Mati (Berat Sendiri) Bahan Bangunan PPPURG 1987	80
Tabel 3.7	Tabel Kombinasi Pembebanan untuk $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,932$	82
Tabel 3.8	Interpolasi Koefisien Situs, F_a dan F_v (SNI 1726:2012)	84
Tabel 3.9	Nilai S_{DS} dan S_{D1} untuk Kota Medan	84
Tabel 3.10	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	85
Tabel 3.11	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons	

Percepatan pada Periode 1 Detik	85
Tabel 3.12 Data Spektrum Respons Berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Medan untuk Tanah Keras	86
Tabel 4.1 Hasil Berat Sendiri Bangunan Perlantai Struktur Non Damper	97
Tabel 4.2 Hasil Berat Sendiri Bangunan Perlantai Struktur Damper Pola 1	98
Tabel 4.3 Hasil Berat Sendiri Bangunan Perlantai Struktur Damper Pola 2	98
Tabel 4.4 Hasil Berat Sendiri Bangunan Perlantai Struktur Damper Pola 3	99
Tabel 4.5 Rekapitulasi Berat Total Perlantai Struktur Non Damper	99
Tabel 4.6 Rekapitulasi Berat Total Perlantai Struktur Damper Pola 1	100
Tabel 4.7 Rekapitulasi Berat Total Perlantai Struktur Damper Pola 2	100
Tabel 4.8 Rekapitulasi Berat Total Perlantai Struktur Damper Pola 3	101
Tabel 4.9 Perbandingan Periode Pada Struktur	102
Tabel 4.10 Pengecekan <i>Base Shear</i> Gempa San Fernando	105
Tabel 4.11 Pengecekan <i>Base Shear</i> Gempa Kobe - Jepang	107
Tabel 4.12 Pengecekan <i>Base Shear</i> Gempa Chi Chi - Taiwan	109
Tabel 4.13 Kontrol Hasil Simpangan Gempa San Fernando Non FVD	110
Tabel 4.14 Kontrol Hasil Simpangan Gempa San Fernando FVD Pola 1	110
Tabel 4.15 Kontrol Hasil Simpangan Gempa San Fernando FVD Pola 2	111
Tabel 4.16 Kontrol Hasil Simpangan Gempa San Fernando FVD Pola 3	112
Tabel 4.17 Kontrol Hasil Simpangan Gempa Kobe Non FVD	113
Tabel 4.18 Kontrol Hasil Simpangan Gempa Kobe FVD Pola 1	113
Tabel 4.19 Kontrol Hasil Simpangan Gempa Kobe FVD Pola 2	114
Tabel 4.20 Kontrol Hasil Simpangan Gempa Kobe FVD Pola 3	114
Tabel 4.21 Kontrol Hasil Simpangan Gempa Chi Chi Non FVD	116
Tabel 4.22 Kontrol Hasil Simpangan Gempa Chi Chi FVD Pola 1	116
Tabel 4.23 Kontrol Hasil Simpangan Gempa Chi Chi FVD Pola 2	117
Tabel 4.24 Kontrol Hasil Simpangan Gempa Chi Chi FVD Pola 3	117
Tabel 4.25 Perbandingan <i>Joint Displacement</i> pada Struktur Gempa San Fernando	118
Tabel 4.26 Perbandingan <i>Joint Displacement</i> pada Struktur Gempa Kobe	120
Tabel 4.27 Perbandingan <i>Joint Displacement</i> pada Struktur Gempa Chi Chi	121
Tabel 4.28 Perbandingan <i>Joint Displacement</i> Struktur Non FVD	

Beban Gempa	123
Tabel 4.29 Perbandingan <i>Joint Displacement</i> Struktur FVD Pola 1	
Beban Gempa	124
Tabel 4.30 Perbandingan <i>Joint Displacement</i> Struktur FVD Pola 2	
Beban Gempa	126
Tabel 4.31 Perbandingan <i>Joint Displacement</i> Struktur FVD Pola 3	
Beban Gempa	127
Tabel 4.32 Perbandingan <i>Interstory Drift</i> pada Struktur Gempa	
San Fernando	129
Tabel 4.33 Perbandingan <i>Interstory Drift</i> pada Struktur Gempa Chi Chi	131
Tabel 4.34 Perbandingan <i>Interstory Drift</i> pada Struktur Gempa Kobe	133
Tabel 4.35 Respons Perpindahan Maksimum Terhadap Waktu	137
Tabel 4.36 Respons Perpindahan Maksimum Terhadap Waktu	140
Tabel 4.37 Respons Perpindahan Maksimum Terhadap Waktu	143
Tabel 4.38 Respons Kecepatan Maksimum Terhadap Waktu	147
Tabel 4.39 Respons Kecepatan Maksimum Terhadap Waktu	150
Tabel 4.40 Respons Kecepatan Maksimum Terhadap Waktu	153

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Hotel Roa-Roa Palu sebelum dan sesudah gempa (Kompas.com)	10
Gambar 2.2	Ketentuan Penggambaran Grafik Respons Spektra (ASCE 7-10)	17
Gambar 2.3	Defleksi Lateral (ATC-40)	33
Gambar 2.4	Kurva Kapasitas (ATC-40)	35
Gambar 2.5	Pemodelan Struktur SDOF	41
Gambar 2.6	Pemodelan Struktur SDOF Akibat <i>Base Motion</i>	43
Gambar 2.7	Pemodelan Struktur SDOF dengan Pemasangan Damping Diagonal	44
Gambar 2.8	Keseimbangan Gaya Dinamik dengan F_S , F_D dan F_I (Chopra,1995)	47
Gambar 2.9	Akselerograf	51
Gambar 2.10	Tiga Komponen Akselerograf	52
Gambar 2.11	<i>Fluid Viscous Damper</i>	55
Gambar 2.12	<i>Fluid Viscous Damper</i> untuk Struktur Penahan Gempa	56
Gambar 2.13	Bagian-Bagian <i>Fluid Viscous Damper</i>	56
Gambar 2.14	Cara Kerja <i>Fluid Viscous Damper</i>	58
Gambar 2.15	Aplikasi Penggunaan <i>Fluid Viscous Damper</i> Pada Bangunan Gedung	58
Gambar 2.16	Jenis Konfigurasi Pemasangan <i>Fluid Viscous Damper</i> (a)Chevron Brace, (b)Diagonal Bracing, (c)Toggle Brace-Damper System	59
Gambar 2.17	Model Pergeseran Struktur Dengan <i>Fluid Viscous Damper</i>	60
Gambar 2.18	Grafik Hubungan Gaya Damping Dengan Kecepatan	61
Gambar 3.1	Bagan Alir (Flow Chart) Penelitian	64
Gambar 3.2	Layout Rencana Struktur Bangunan	66
Gambar 3.3	Konfigurasi Struktur tanpa <i>Fluid Viscous Damper</i>	67
Gambar 3.4	Konfigurasi Struktur FVD Pola 1	68
Gambar 3.5	Konfigurasi Struktur FVD Pola 2	69
Gambar 3.6	Konfigurasi Struktur FVD Pola 3	70
Gambar 3.7	<i>Basic Mounting Attachment Style</i>	71

Gambar 3.8	Penempatan FVD Pola 1	72
Gambar 3.9	Penempatan FVD Pola 2	73
Gambar 3.10	Penempatan FVD Pola 3	74
Gambar 3.11	<i>Fluid Viscous Damper</i> FVD)	78
Gambar 3.12	Menambahkan Damper Baru	79
Gambar 3.13	Grafik Spektrum Respons Gempa Rencana	87
Gambar 3.14	Grafik Penskalaan Gempa San Fernando ke Spektrum Medan	89
Gambar 3.15	Grafik Akselerogram Gempa San Fernando	90
Gambar 3.16	Grafik Penskalaan Gempa Kobe ke Spektrum Medan	90
Gambar 3.17	Grafik Akselerogram Gempa Kobe - Jepang	91
Gambar 3.18	Grafik Penskalaan Gempa Chi Chi ke Spektrum Medan	91
Gambar 3.19	Grafik Akselerogram Gempa Chi Chi - Taiwan	92
Gambar 3.20	Membuat Respons Spektrum Baru	92
Gambar 3.21	Input Respons Spektrum Medan	93
Gambar 3.22	Input <i>Analysis Case Response Spectrume</i>	93
Gambar 3.23	Input Gempa <i>Time History</i>	94
Gambar 3.24	Kotak Dialog <i>Define Load Case – Linear Modal History</i>	95
Gambar 4.1	Grafik Perioda Fundamental Struktur	102
Gambar 4.2	Grafik Perbandingan <i>Joint Displacement</i> Gempa San Fernando	119
Gambar 4.3	Grafik Perbandingan <i>Joint Displacement</i> Gempa Kobe	120
Gambar 4.4	Grafik Perbandingan <i>Joint Displacement</i> Gempa Chi Chi	122
Gambar 4.5	Grafik Perbandingan <i>Joint Displacement</i> Non FVD Pada Gempa	124
Gambar 4.6	Grafik Perbandingan <i>Joint Displacement</i> FVD Pola 1 Pada Gempa	125
Gambar 4.7	Grafik Perbandingan <i>Joint Displacement</i> FVD Pola 2 Pada Gempa	127
Gambar 4.8	Grafik Perbandingan <i>Joint Displacement</i> FVD Pola 3 Pada Gempa	128
Gambar 4.9	Grafik Perbandingan <i>Interstory Drift</i> Gempa San Fernando	130
Gambar 4.10	Grafik Perbandingan <i>Interstory Drift</i> Gempa Chi Chi - Taiwan	132
Gambar 4.11	Grafik Perbandingan <i>Interstory Drift</i> Gempa Kobe - Jepang	134

Gambar 4.12	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur Non FVD	135
Gambar 4.13	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur FVD Pola 1	136
Gambar 4.14	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur FVD Pola 2	136
Gambar 4.15	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur FVD Pola 3	136
Gambar 4.16	Kurva Perbandingan Respons Perpindahan Terhadap Waktu	137
Gambar 4.17	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur Non FVD	138
Gambar 4.18	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur FVD Pola 1	138
Gambar 4.19	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur FVD Pola 2	138
Gambar 4.20	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur FVD Pola 3	138
Gambar 4.21	Kurva Perbandingan Respons Perpindahan Terhadap Waktu	140
Gambar 4.22	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur Non FVD	141
Gambar 4.23	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur FVD Pola 1	142
Gambar 4.24	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur FVD Pola 2	142
Gambar 4.25	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur FVD Pola 3	142
Gambar 4.26	Kurva Perbandingan Respons Perpindahan Terhadap Waktu	143
Gambar 4.27	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur Non FVD	145
Gambar 4.28	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur FVD Pola 1	145
Gambar 4.29	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur	

	FVD Pola 2	145
Gambar 4.30	Kurva Respons Perpindahan Terhadap Waktu Struktur	
	FVD Pola 3	146
Gambar 4.31	Kurva Perbandingan Respons Kecepatan Terhadap Waktu	146
Gambar 4.32	Kurva Respons Kecepatan Terhadap Waktu Non FVD	148
Gambar 4.33	Kurva Respons Kecepatan Terhadap Waktu FVD Pola 1	148
Gambar 4.34	Kurva Respons Kecepatan Terhadap Waktu FVD Pola 2	148
Gambar 4.35	Kurva Respons Kecepatan Terhadap Waktu FVD Pola 3	149
Gambar 4.36	Kurva Perbandingan Respons Kecepatan Terhadap Waktu	149
Gambar 4.37	Kurva Respons Kecepatan Terhadap Waktu Non FVD	151
Gambar 4.38	Kurva Respons Kecepatan Terhadap Waktu FVD Pola 1	151
Gambar 4.39	Kurva Respons Kecepatan Terhadap Waktu FVD Pola 2	151
Gambar 4.40	Kurva Respons Kecepatan Terhadap Waktu FVD Pola 3	152
Gambar 4.41	Kurva Perbandingan Respons Kecepatan Terhadap Waktu	152

DAFTAR NOTASI

a	= percepatan (m/s^2)
A_T	= luas struktur bangunan
A_g	= luas bruto penampang kolom (mm^2)
C_d	= koefisien amplikasi defleksi
C_r	= parameter periode pendekatan
C_s	= koefisien respons seismik
C_t	= faktor pengali periode pendekatan
C_u	= Ditentukan dari Tabel 2.12
C_{vx}	= faktor distribusi vertikal
D atau DL	= beban mati
E	= beban gempa
E_c	= modulus elastisitas (MPa)
E_v	= beban gempa vertical
EX	= beban gempa arah x
EY	= 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_{ys}	= Tegangan leleh tulangan sengkang (MPa)
G	= modulus geser (MPa)
g	= percepatan gravitasi (m/s^2)
h atau h_n	= tinggi struktur (m)
h_x dan h_i	= tinggi tingkat x dari dasar (m)
I_e	= faktor keutamaan gempa
K	= kekakuan (kN/m)
L atau LL	= beban hidup rencana tereduksi
L_o	= beban hidup rencana tanpa reduksi
M	= massa struktur
N	= jumlah tingkat
R atau R^a	= koefisien modifikasi respons

S_a	= respon spektra percepatan
SA	= tanah keras
SB	= batuan
SC	= tanah keras, sangat padat dan batuan lunak
SD	= tanah sedang
SDL	= beban hidup tambahan
S_I	= parameter percepatan respon spektral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, redaman 5 persen
S_d	= simpangan relatif maksimum
S_{D1}	= parameter percepatan respons spektral pada perioda 1 detik, redaman 5 persen
S_{DS}	= parameter percepatan respons spektral pada perioda pendek, redaman 5 persen
S_{M1}	= parameter percepatan respon spektral MCE pada perioda 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{MS}	= parameter percepatan respon spektral MCE 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
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_S	= $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$
V	= gaya geser dasar (kg)
v	= kecepatan (m/s)

- W = berat total gedung (kg)
- ρ = faktor redundansi struktur
- Ω_0 = faktor kuat lebih sistem
- μ = adalah konstanta yang tergantung pada peraturan perencanaan bangunan yang digunakan, misalnya untuk IBC-2009 dan ASCE 7 10 dengan gempa 2500 tahun menggunakan nilai μ sebesar 2/3 tahun
- Δ = simpangan antar tingkat
- Δ_i = simpangan di tingkat i

DAFTAR SINGKATAN

ACI	= <i>American Concrete Institute</i>
ATC	= <i>Applied Technology Council</i>
ASCE	= <i>American Society of Civil Engineering</i>
CP	= <i>Collapse Prevention</i>
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
DKK	= <i>Dan Kawan Kawan</i>
FEMA	= <i>Federal Emergency Management Agency</i>
FVD	= <i>Fluid Viscous Damper</i>
IBC	= <i>International Building Code</i>
IO	= <i>Immediate Occupancy</i>
KDS	= <i>Kategori Desain Seismik</i>
LS	= <i>Life Safety</i>
MDOF	= <i>Multy Degree Of Freedom</i>
PEER	= <i>Pasific Earthquake Engineering Research</i>
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
PPPURG	= <i>Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung</i>
SA	= <i>Spektrum Acceleration</i>
SAP	= <i>Structural Analysis Program</i>
SD	= <i>Spektrum Displacement</i>
SDOF	= <i>Single Degree Of Freedom</i>
SNI	= <i>Standar Nasional Indonesia</i>
SRPMB	= <i>Struktur Rangka Pemikul Momen Biasa</i>
SRPMK	= <i>Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus</i>
SRPMM	= <i>Struktur Rangka Pemikul Momen Menengah</i>
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Squares</i>
SV	= <i>Spektrum Velocity</i>
THA	= <i>Time History Analysis</i>
UBC	= <i>Uniform Building Code</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Gempa merupakan fenomena alam yang telah banyak menimbulkan korban jiwa, kerusakan sarana dan prasarana kehidupan. Kerusakan-kerusakan yang disebabkan gempa pada umumnya berupa kerusakan struktur bangunan, baik bangunan gedung maupun bangunan sipil.

Gempa menyebabkan permukaan tanah bergetar secara horizontal dan vertikal, sesuai dengan Hukum Newton bahwa bila suatu massa diberi percepatan akan timbul gaya inerti sebesar massa dikalikan dengan percepatan. Hal yang sama terjadi pada struktur bangunan, getaran tanah menyebabkan bangunan bergetar, percepatan getaran dan massa bangunan menyebabkan timbulnya gaya inerti tambahan yang membebani struktur bangunan secara lateral dan vertikal, gaya inerti lateral yang paling banyak menyebabkan kerusakan dan keruntuhan bangunan, karena pada umumnya struktur sistem pemikul gaya lateral lebih lemah, dibandingkan dengan sistem pemikul gaya vertikal.

Sistem pemikul beban lateral yang direncanakan tahan terhadap beban gempa besar, memerlukan biaya yang tinggi. Biaya bangunan menjadi tidak ekonomis, bila dibandingkan dengan kemungkinan terjadinya gempa besar selama umur bangunan. Karena gempa besar yang diperhitungkan berupa gempa dengan periode kejadian yang cukup lama bila dibandingkan dengan umur bangunan, misalnya dalam peraturan perencanaan bangunan gedung dan struktur Indonesia yaitu SNI 1727:2013 mengharuskan bangunan direncanakan dengan beban gempa besar periode 200 tahun.

Filosofi perencanaan bangunan tahan gempa konvensional yang diadopsi oleh hampir semua peraturan perencanaan gempa, yang mengutamakan segi keselamatan jiwa dan segi ekonomis yang dikenal dengan perencanaan kapasitas, menggunakan konsep dasar sebagai berikut:

1. Struktur akan berperilaku elastis bila terjadi gempa kecil
2. Bangunan akan mengalami kerusakan bila terjadi gempa sedang, tapi terbatas hanya pada kerusakan yang dapat diperbaiki

3. Bangunan tidak runtuh bila terjadi gempa besar.

Perencanaan kapasitas mengutamakan kolom yang lebih kuat dari balok dan daktilitas penampang yang tinggi, sehingga kerusakan hanya terjadi ditumpuan balok dengan pembentukan sendi-sendi plastis, hal ini akan memungkinkan struktur berdeformasi cukup besar untuk mendisipasi energi gempa yang masuk ke struktur sewaktu terjadi gempa besar, dengan demikian bangunan tidak runtuh tapi hanya berdeformasi, tapi struktur akan mengalami kerusakan yang kemungkinan tidak dapat dipakai lagi dan harus dirobohkan. Kerusakan yang terjadi sewaktu gempa sedang juga menimbulkan kesulitan dan kendala dalam hal perbaikan. Baik ditinjau dari segi metode, biaya perbaikan maupun kelangsungan pemakaian bangunan setelah perbaikan.

Indonesia merupakan daerah dengan kegiatan kegempaan yang tinggi, hal ini disebabkan oleh letak geografisnya dipertemuan beberapa lempengan kerak bumi yang aktif bergerak. Konsekwensi letak geografis ini mengharuskan bangunan-bangunan di Indonesia direncanakan tahan gempa. Perencanaan tahan gempa Indonesia juga mengadopsi filosofi perencanaan tahan gempa konvensional yang sama. Sehingga kerusakan-kerusakan struktur bangunan di Indonesia tidak dapat dihindari bila terjadi gempa yang cukup besar (SNI 1727:2013).

Beberapa dekade belakangan ini muncul upaya untuk mengatasi kerusakan-kerusakan yang terjadi pada struktur dengan memberikan alat tambahan ke struktur, untuk membatasi energi atau mendisipasi energi gempa yang masuk ke bangunan, alat-alat tersebut dikenal dengan *Seismic Device*. Dengan menambah alat-alat tersebut, energi gempa yang masuk ke struktur dapat direduksi dan dikontrol sehingga gaya-gaya dan simpangan struktur menjadi kecil, dengan demikian bangunan dapat direncanakan dalam keadaan elastis untuk kejadian gempa besar dengan biaya yang cukup ekonomis. Pemakaian *seismic devices* tidak hanya terbatas di bangunan gedung, juga dipakai di bangunan sipil seperti pada jembatan, jembatan gantung (*cable stayed bridge*) untuk mengontrol getaran jembatan, tangki penimbun, tower dan lain sebagainya.

Seismic device pada umumnya dapat dibagi menjadi dua jenis yaitu *active seismic device* dan *passive seismic device*. *Active seismic device* bekerja dengan

menerima masukan data getaran dari sensor yang dipasang disekeliling struktur, melalui komputer data tersebut digunakan untuk mengatur gerakan aktuator sesuai dengan input gempa ke bangunan. *Passive seismic device* bekerja atau bereaksi setelah energi gempa masuk ke struktur, pada umumnya reaksi *seismic device* semakin besar bila respon struktur atau energi yang masuk semakin besar. *Passive seismic device* sesuai fungsinya, secara garis besar dapat dibagi menjadi dua jenis, yaitu yang bersifat isolasi dan yang bersifat dissipasi energi. Jenis yang pertama disebut *seismic isolator* dan yang kedua disebut *damper* (Constantinou, 1994).

Seismic Isolator dipasang dibagian bawah bangunan, alat ini mereduksi energi yang masuk ke struktur dengan merubah getaran frekwensi tinggi menjadi frekwensi rendah, percepatan bangunan bagian atas menjadi kecil sehingga gaya inerti juga menjadi kecil. *Damper* merupakan alat dissipasi energi yang berfungsi memperkecil respon simpangan struktur dan menghentikan getaran. Alat ini memperkecil simpangan antar tingkat sehingga gaya lateral kolom yang kecil (Constantinou, 1994).

Pemasangan *damper* di struktur bangunan berbeda dengan pemasangan *seismic isolator*. *Seismic isolator* dipasang pada bidang yang memisahkan bagian bangunan yang akan dilindungi, sedangkan *damper* dipasang pada posisi yang akan dikurangi simpangannya. *Damper* biasanya dipasang diantara lantai tingkat untuk mengurangi perbedaan pergeseran lantai (*story drift*), umumnya dipasang bergabung dengan *bracing* (Nazifa, 2015).

Seismic device yang umum digunakan adalah alat seismik yang bersifat pasif (*passived seismic device*) hal ini dikarenakan metode tersebut lebih praktis diterapkan dan biaya yang lebih murah jika dibandingkan dengan alat seismik yang bersifat aktif (*actived seismic device*). Salah satu alat kontrol pasif pada struktur yang tergolong dalam sistem dissipasi energi adalah *Fluid Viscous Damper* (FVD). Kelebihan alat peredam *fluid viscous damper* dibandingkan dengan jenis alat peredam lainnya adalah penggunaan alat peredam *fluid viscous damper* pada struktur suatu bangunan tidak mengubah kekakuan struktur bangunan tersebut tetapi hanya bekerja sebagai peredam yang berfungsi untuk meningkatkan rasio redaman dari bangunan sehingga dapat mereduksi energi gempa yang terjadi.

Tugas akhir ini akan memfokuskan pada pembahasan mengenai pengaruh posisi perletakan alat peredam *fluid viscous damper* dengan penempatan berbeda-beda karena masalah ini berhubungan dengan respons struktur yang berbeda-beda saat terjadi gempa.

1.2 Rumusan Permasalahan

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

1. Bagaimana pengaruh pola penempatan *Fluid Viscous Damper* (FVD) pada struktur bangunan tinggi terhadap beban gempa *time history analysis*, dimana akan diperoleh perbandingan respons struktur pada bangunan yang menggunakan FVD dengan pola penempatan yang berbeda?
2. Bagaimana perilaku struktur sebelum dan sesudah dipasang alat peredam kontrol pasif *Fluid Viscous Damper* (FVD) dengan beban gempa yang berbeda?
3. Berapakah hasil dan perbandingan nilai simpangan setiap struktur gedung sebelum dan sesudah dipasang peredam kontrol pasif *Fluid Viscous Damper* (FVD) dengan beban gempa yang berbeda?
4. Bagaimana perbandingan respons perpindahan (*displacement*) terhadap waktu setiap struktur gedung sebelum dan sesudah dipasang peredam kontrol pasif *Fluid Viscous Damper* (FVD) dengan beban gempa yang berbeda?
5. Bagaimana perbandingan respons kecepatan (*velocity*) terhadap waktu setiap struktur gedung sebelum dan sesudah dipasang peredam kontrol pasif *Fluid Viscous Damper* (FVD) dengan beban gempa yang berbeda?

1.3 Batasan Masalah

Untuk membatasi ruang lingkup pembahasan agar tidak menjadi terlalu luas, pembatasan masalah yang akan diambil dalam tugas akhir ini meliputi:

1. Struktur berada pada wilayah gempa III (tiga), Medan, Indonesia (SNI 1726-2012), tanah keras
2. Struktur yang akan ditinjau adalah struktur beton bertulang bangunan

- perkantoran 15 lantai dua dimensi
3. Perletakan struktur pada lantai dasar diasumsikan sebagai tumpuan jepit yang dihubungkan dengan menambahkan beban sloof
 4. Struktur yang digunakan merupakan sistem rangka pemikul momen khusus beton bertulang
 5. Alat peredam yang digunakan sebagai alat seismik adalah alat peredam cair yang bersifat linear yaitu *Fluid Viscous Damper* (FVD)
 6. Analisa struktur yang digunakan adalah *linear time history analysis*
 7. Respons yang akan dibandingkan adalah *base shear, joint displacement, interstory drif* dan perioda dari struktur
 8. Membandingkan respons perpindahan (*displacement*) terhadap waktu dan respons kecepatan (*velocity*) terhadap waktu
 9. Pembahasan hanya dibatasi pada membandingkan respons struktur sedangkan desain optimum dari ukuran komponen struktur berada di luar lingkup dari pembahasan tugas akhir ini.
 10. Penyusunan tugas akhir ini berpedoman pada peraturan-peraturan sebagai berikut:
 - a. Menggunakan peraturan SNI 2847:2013; beton struktural untuk bangunan gedung.
 - b. Menggunakan peraturan SNI 1726:2012; untuk perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan dan non gedung.
 - c. Menggunakan peraturan SNI 1727:2013; beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain.
 - d. Pembebanan Struktur Berdasarkan Pedoman Peraturan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987.

1.4 Maksud dan Tujuan

Adapun maksud dan tujuan yang melatar belakangi saya dalam pembuatan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui bagaimana cara penempatan alat peredam yang lebih baik untuk meningkatkan keefektifan atas penggunaan tambahan alat peredam pada bangunan tingkat tinggi

2. Membandingkan nilai *joint displacement* dan *interstory drift* akibat gaya gempa pada bangunan tersebut
3. Membandingkan respons perpindahan (*displacement*) terhadap waktu bangunan tanpa menggunakan alat peredam dengan bangunan menggunakan alat peredam
4. Membandingkan respons kecepatan (*velocity*) terhadap waktu bangunan tanpa menggunakan alat peredam dengan bangunan menggunakan alat peredam.

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 damper karena kita berada pada daerah yang rawan gempa bumi.

1.6 Sistematika Penulisan

Adapun sistematika dalam pembuatan tugas akhir ini akan dibagi dalam 5 (lima) bagian utama dan ditambah dengan lampiran-lampiran dan daftar pustaka. Adapun deskripsi dari masing-masing bab adalah sebagai berikut:

Bab 1 Pendahuluan, berisikan tentang latar belakang pembuatan tugas akhir, perumusan masalah, batasan masalah, maksud dan tujuan penelitian, dan metodologi penelitian yang digunakan serta sistematika penulisan tugas akhir yang digunakan.

Bab 2 Landasan Teori, berisikan uraian teori yang didapat dari berbagai literatur yang berhubungan dengan tugas akhir yang dikerjakan. Dalam hal ini membahas tentang konsep kerja dan sistem dari alat peredam *viskos damper* terhadap bangunan struktur bertingkat.

Bab 3 Metode Penelitian, berisikan tentang metodologi yang dikerjakan dalam menyelesaikan tugas akhir. Dalam hal ini metodologi penelitiannya menggunakan *software* analisis struktur.

Bab 4 Analisa dan Pembahasan Masalah, berisikan tentang pengolahan data dan penyajiannya yang dikerjakan secara objektifitas penelitian dengan *software* analisis struktur untuk mencapai tujuan dari tugas akhir atau penelitian tersebut.

Bab 5 Kesimpulan dan Saran, berisikan kesimpulan-kesimpulan yang dirumuskan berdasarkan hasil analisa yang telah dilakukan, serta memuat saran yang bertujuan untuk memberikan masukan supaya dapat dikembangkan lagi.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Menurut Schodek (1995), gempa bumi dapat terjadi karena fenomena getaran dengan kejutan pada kerak bumi. Faktor utama adalah benturan pergesekan kerak bumi yang mempengaruhi permukaan bumi. Gempa bumi ini menjalar dalam bentuk gelombang. Gelombang ini mempunyai suatu energi yang dapat menyebabkan permukaan bumi dan bangunan di atasnya menjadi bergetar. Getaran ini nantinya akan menimbulkan gaya-gaya pada struktur bangunan karena struktur cenderung mempunyai gaya untuk mempertahankan dirinya dari gerakan.

Menurut Chen dan Lui (2006), pengertian secara umum, gempa bumi merupakan getaran yang terjadi pada permukaan tanah yang dapat disebabkan oleh aktivitas tektonik, vulkanik, longsor termasuk batu, dan bahan peledak. Dari semua penyebab tersebut di atas, guncangan yang disebabkan oleh peristiwa tektonik merupakan penyebab utama kerusakan struktur dan perhatian utama dalam kajian tentang bahaya gempa.

Menurut McCormac (2001), hal yang perlu diperhatikan adalah kekuatan bangunan yang memadai untuk memberikan kenyamanan bagi penghuninya terutama lantai atas. Semakin tinggi bangunan, defleksi lateral yang terjadi juga semakin besar pada lantai atas.

Menurut UBC (1997), tujuan desain bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa, dengan tiga kriteria standar sebagai berikut:

- a. Tidak terjadi kerusakan sama sekali pada gempa kecil
- b. Ketika terjadi gempa sedang, diperbolehkan terjadi kerusakan arsitektural tetapi bukan merupakan kerusakan struktural
- c. Diperbolehkan terjadinya kerusakan struktural dan non-struktural pada gempa kuat, namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh.

Menurut SNI-1726-2002 pasal 1.3 dilakukannya perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung bertujuan untuk:

- a. Menghindari terjadinya korban jiwa manusia oleh runtuhnya gedung akibat gempa yang kuat
- b. Membatasi kerusakan gedung akibat gempa ringan sampai sedang, sehingga masih dapat diperbaiki
- c. Membatasi ketidaknyamanan penghunian bagi penghuni gedung ketika terjadi gempa ringan sampai sedang
- d. Mempertahankan setiap saat layanan vital dari fungsi gedung.

Menurut ACT-40, kriteria-kriteria struktur tahan gempa adalah sebagai berikut:

a. *Immediate Occupancy (IO)*

Bila gempa terjadi, struktur mampu menahan gempa tersebut, struktur tidak mengalami kerusakan struktural dan tidak mengalami kerusakan non struktural, sehingga langsung dapat dipakai

b. *Life Safety (LS)*

Struktur gedung harus mampu menahan gempa sedang tanpa kerusakan struktur, walaupun ada kerusakan pada elemen non struktur

c. *Collapse Prevention (CP)*

Struktur harus mampu menahan gempa besar tanpa terjadi keruntuhan struktural walaupun struktur telah mengalami rusak berat, artinya kerusakan struktur boleh terjadi tetapi harus dihindari adanya korban jiwa manusia.

2.2 Filosofi Desain Bangunan Tahan Gempa

Perencanaan konvensional bangunan tahan gempa adalah berdasarkan konsep bagaimana meningkatkan kapasitas tahanan struktur terhadap gaya gempa yang bekerja padanya. Misalnya dengan menggunakan *shear wall*, sistem rangka pemikul momen khusus, sistem rangka dengan *bracing* dan sebagainya. Konsekwensinya, pada bangunan dimana kekakuan lateralnya cukup besar akan mengalami percepatan lantai yang besar, sedangkan pada bangunan fleksibel akan mengalami perpindahan lateral yang cukup besar, sehingga bangunan akan mengalami kerusakan yang signifikan pada peristiwa gempa kuat.



Gambar 2.1: Hotel Roa-Roa Palu sebelum dan sesudah gempa (Kompas.com).

Menurut UBC (1997), filosofi perencanaan bangunan tahan gempa yang diadopsi hampir seluruh negara didunia mengikuti ketentuan berikut ini:

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

Jadi, bangunan yang dirancang secara konvensional harus mampu berdeformasi inelastik, dengan kata lain bangunan harus berperilaku daktail. Namun, meningkatkan kinerja bangunan pada level operasional merupakan tujuan utama bagi beberapa tipe bangunan seperti:

- Bangunan yang berhubungan dengan fasilitas keadaan darurat (rumah sakit,

pembangkit listrik, telekomunikasi, dsb)

- Bangunan dengan komponen atau bahan yang beresiko tinggi terhadap makhluk hidup (fasilitas nuklir, bahan kimia, dsb)
- Bangunan yang berhubungan dengan orang banyak (mall, apartemen, perkantoran, hotel, dsb)
- Bangunan yang berhubungan dengan pertahanan negara
- Bangunan yang memiliki komponen dan peralatan elektronik yang mahal
- Bangunan/museum/monumen yang berhubungan dengan sejarah.

Adalah suatu hal yang sulit untuk menghindari kerusakan bangunan-bangunan tersebut diatas akibat gempa, bila menggunakan perencanaan konvensional, karena tergantung kepada kekuatan komponen struktur itu sendiri, serta perilaku respons pasca elastik.

Seiring dengan perkembangan teknologi dalam perencanaan bangunan tahan gempa, telah dikembangkan suatu pendekatan desain alternatif untuk mengurangi resiko kerusakan bangunan akibat gempa, dan mampu mempertahankan integritas komponen struktural dan non-struktural terhadap gempa kuat. Pendekatan desain ini bukan dengan cara memperkuat struktur bangunan, tetapi adalah dengan mereduksi gaya gempa yang bekerja pada bangunan. Salah satu konsep pendekatan perencanaan yang telah digunakan banyak orang adalah dengan menggunakan *viskos damper*.

Dalam perencanaan struktur atau bangunan yang mempunyai ketahanan terhadap gempa dengan tingkat keamanan yang memadai, struktur yang harus dirancang dapat memikul gaya horizontal atau gaya gempa, yang harus diperhatikan adalah bahwa struktur dapat memberikan layanan yang sesuai dengan perencanaan.

Menurut Paulay (1992), tingkat layanan dari struktur akibat gaya gempa terdiri dari tiga, yaitu:

1. Kemampuan layan (*serviceability*)

Jika gempa dengan intensitas percepatan tanah yang kecil dalam waktu ulang yang besar mengenai suatu struktur, diisyaratkan tidak mengganggu fungsi bangunan, seperti aktivitas normal di dalam bangunan dan perlengkapan yang

ada. Artinya tidak dibenarkan terjadi kerusakan pada struktur baik pada komponen struktur maupun elemen non-struktur yang ada. Dalam perencanaan harus diperhatikan kontrol dan batas simpangan (*drift*) yang dapat terjadi semasa gempa, serta menjamin kekuatan yang cukup bagi komponen struktur untuk menahan gaya gempa yang terjadi dan diharapkan struktur masih berperilaku elastis.

2. Kontrol kerusakan (*damage control*)

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

3. Ketahanan (*survival*)

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

2.3 Peraturan Pembebanan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2012

Perencanaan suatu konstruksi gedung harus memperhatikan aspek kegempaan, terutama di Indonesia karena merupakan salah satu daerah dengan zona gempa yang tinggi. Aspek kegempaan tersebut dianalisis berdasarkan peraturan yang berlaku di negara tersebut dan Indonesia memiliki peraturan sendiri dan peta gempanya. Peraturan yang berlaku saat ini ialah SNI 03-1726-2012 yang merupakan revisi dari SNI 03-1726-2002 dimana parameter wilayah gempanya sudah tidak digunakan lagi dan diganti berdasarkan dari nilai S_s (parameter respons spektral percepatan gempa pada periode pendek) dan nilai S_1 (parameter respons spektral percepatan gempa pada periode 1 detik) pada setiap daerah yang ditinjau. Dalam hal ini, tata cara perencanaan bangunan gedung tahan gempa menjadi lebih rasional dan akurat.

2.3.1 Gempa Rencana dan Faktor Keutamaan

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

Tabel 2.1: Faktor keutamaan untuk berbagai kategori gedung dan bangunan (SNI 03-1726-2012).

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/Rumah susun - Pusat perbelanjaan/Mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Penjara - Bangunan untuk orang jompo 	II
Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi serta garasi kendaraan darurat 	IV

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<ul style="list-style-type: none"> - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. <p>Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV.</p>	

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

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

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

2.3.2 Klasifikasi Situs

Suatu situs harus diklasifikasikan terlebih dahulu untuk perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat, dengan minimal mengukur secara independen dua dari

tiga parameter tanah. Tipe kelas situs yang sesuai dengan Tabel SNI 1726:2012 dapat dilihat pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3: Klasifikasi situs (SNI 1726:2012).

Kelas Situs	V (m/detik)	N	S_u
SA (Batuan Keras)	>1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750 - 1500	N/A	N/A
SC (Tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 - 750	> 50	> 100
SD (Tanah Sedang)	175 - 350	15 – 50	50 sampai 100

2.3.3 Prosedur Pembuatan Respon Spektrum Gempa

Pembuatan Respon Spektrum didasarkan bahwa setiap daerah memiliki kemungkinan kejadian gempa yang berbeda-beda. Penentuan nilai respons spektra pada percepatan periode pendek yaitu 0,2 detik dan nilai respons spektra pada percepatan periode 1 detik diperlukan untuk mendesain sebuah bangunan gedung. Nilai tersebut dilihat pada Gambar 9 dan Gambar 10 SNI 1726:2012 atau pada situs milik Kementerian Pekerjaan Umum bagian Pusat Pengembangan dan Penelitian Permukiman, yang berdasarkan probabilitas terlampaui 20% dalam 50 tahun dengan periode ulang gempa 2475 tahun pada batuan (SB).

Faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik, nilai F_A dan nilai F_V diperlukan untuk menentukan parameter respons spektra percepatan gempa di permukaan tanah. Penentuan faktor amplifikasi dapat ditentukan dari hubungan parameter respons spektra percepatan gempa dengan kelas situs pada Tabel 2.4 dan Tabel 2.5.

Tabel 2.4: Koefisien situs, F_A (SNI 1726:2012).

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_S				
	$S_a < 0,25$	$S_a = 0,5$	$S_a = 0,75$	$S_a = 1,0$	$S_a > 1,25$
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

Tabel 2.4: *Lanjutan.*

SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ⁰				

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

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode pendek 1 detik, S_I				
	$S_a < 0,1$	$S_a = 0,2$	$S_a = 0,3$	$S_a = 0,4$	$S_s > 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ⁰				

Catatan:

- Nilai S_S atau S_I yang tidak ada pada tabel dapat dilakukan interpolasi linear
- SF: Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesi.

Respon spektrum desain yang akan dipakai dalam perancangan dihitung dan ditentukan nilainya setelah nilai S_{MS} dan S_{MI} dihitung dan ditentukan. Perhitungan dilakukan berdasarkan Pers. 2.1 dan Pers. 2.2.

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \quad (2.1)$$

$$S_{DI} = 2/3 S_{MI} \quad (2.2)$$

Keterangan:

S_{DS} : Respons spektra pada percepatan periode pendek

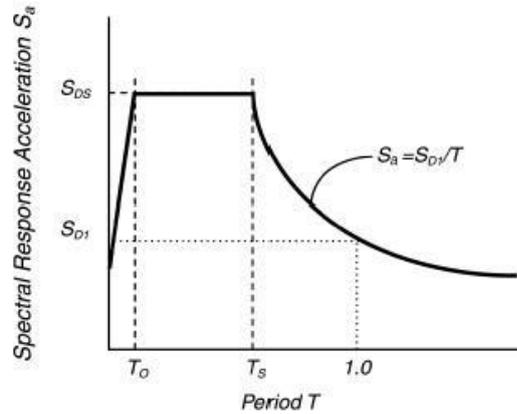
S_{DI} : Respons spektra pada percepatan periode 1 detik

S_{MS} : Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek

S_{MI} : Parameter percepatan spektral desain untuk periode 1 detik

Berdasarkan kedua nilai respon spektrum desain tersebut digambarkan sebuah grafik respon spektra hubungan antara percepatan terhadap periode getaran

dengan besaran-besaran yang ada. Grafik respon spektra ditunjukkan oleh Gambar 2.2.



Gambar 2.2: Ketentuan penggambaran grafik respons spektra (ASCE 7-10).

Penentuan nilai percepatan dalam penggambaran grafik dapat dilakukan dengan langkah-langkah berikut ini.

1. Periode yang lebih kecil dari T_0 spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil dari Pers. 2.3.

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

Keterangan:

S_a : Spektrum respon percepatan desain

S_{DS} : Respons spektra pada percepatan periode pendek

T : Periode getar fundamental struktur

T_0 : 0,2 dikali perbandingan antara S_{D1} dan S_{DS}

2. Periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS}
3. Periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan Pers. 2.4.

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (2.4)$$

Keterangan:

S_a : Spektrum respon percepatan desain

S_{DI} : Respons spektra pada percepatan periode 1 detik

T : Periode getar fundamental struktur

T_s : Perbandingan antara S_{DI} dan S_{DS}

2.3.4 Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki Kategori Desain Seismik (KDS) yang mengikuti ketentuan seperti berikut.

1. Struktur dengan kategori resiko I, II, atau III dengan nilai $S_I > 0,75$ harus ditetapkan sebagai struktur dengan Kategori Desain Seismik E
2. Struktur dengan kategori resiko IV dengan nilai $S_I > 0,75$ harus ditetapkan sebagai struktur dengan Kategori Desain Seismik F.

Struktur yang memiliki ketentuan diluar ketentuan tersebut, jenis Kategori Desain Seismiknya ditetapkan berdasarkan hubungan nilai S_{DS} dan S_{DI} terhadap Kategori Resiko Gedung seperti pada Tabel 2.6 dan Tabel 2.7.

Tabel 2.6: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek (SNI 1726:2012).

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 < S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 < S_{DS} < 0,5$	C	D
$S_{DS} > 0,5$	D	D

Tabel 2.7: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik (SNI 1726:2012).

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 < S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 < S_{DI} < 0,2$	C	D
$S_{DI} > 0,2$	D	D

2.3.5 Sistem Penahan Gaya Gempa

SNI 1726:2012 memberikan batasan yaitu struktur yang akan didesain harus masuk dalam salah satu dari sistem gedung berdasarkan elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral dan harus sesuai dengan batasan tinggi struktur oleh hubungan sistem struktur dan kategori desain seismik.

Tiga jenis faktor akan didapatkan setelah gedung yang akan didesain ditentukan sistem penahan gayanya sesuai dengan Tabel 9 SNI 1726:2012 yang berguna dalam menghitung beban lateral. Ketiga faktor tersebut adalah faktor modifikasi respon R , faktor kuat lebih sistem Ω_0 dan faktor pembesaran defleksi C_d .

2.3.6 Penentuan Periode Fundamental

Periode fundamental struktur T dapat diperoleh dari hasil analisis struktur yang akan ditinjau. SNI 1726:2012 memberikan persyaratan bahwa periode fundamental yang akan dipakai sebagai perhitungan tidak boleh melebihi dari batas atas periode fundamental pendekatan yang mana nilainya adalah perkalian dari koefisien periode batas atas (C_u) yang bisa didapat pada Tabel 2.8, dengan periode pendekatan (T_a). Periode alami fundamental T ini boleh langsung digunakan periode pendekatan T_a untuk memudahkan pelaksanaan.

Tabel 2.8: Koefisien batas atas periode (SNI 1726:2012).

S_{DI}	Koefisien C_u
$> 0,14$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$< 0,1$	1,7

Periode pendekatan ditentukan berdasarkan Pers.2.5.

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (2.5)$$

Keterangan:

T_a : Periode fundamental pendekatan (detik)

C_t : Faktor pengali periode pendekatan

x : Faktor pengali periode pendekatan

h_n : Ketinggian struktur bangunan gedung dalam satuan meter

Untuk nilai faktor pengali periode pendekatan C_t dan Faktor pengali periode pendekatan x dapat diperoleh dari Tabel 2.9.

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

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa.		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

SNI 1726:2012 memberikan alternatif untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a), diantaranya sebagai berikut ini.

Struktur gedung dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dengan sistem penahan gaya gempa berupa rangka penahan momen atau baja dengan tinggi tingkat minimal 3 m.

$$T_a = 0,1 \cdot N \quad (2.6)$$

Keterangan:

T_a : Periode fundamental pendekatan (detik)

N : Jumlah tingkat struktur

2.3.7 Faktor Reduksi Gempa

Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem ketinggian struktur. Koefisien modifikasi respons yang sesuai, R , faktor kuat lebih sistem, Ω_0 , dan koefisien amplikasi defleksi, C_d , harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar lantai tingkat.

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 (Ω_0^g), Faktor pembesaran defleksi (C_d^b) untuk sistem ganda adalah sebagai berikut :

Tabel 2.10: Faktor R , C_d , dan Ω_0 sistem penahan gaya gempa SNI 1726:2012.

Sistem Penahangaya seismik	Koefisien modifikasi respons R^a	Faktor kuat lebih sistem Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^d
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5/2	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5/2	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4 1/2	3	4	TB	TB	10 ^h	TI ^h	TI ⁱ
4. rangka baja pemikul momen biasa	3 1/2	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5/2	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4 1/2	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2 1/2	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5/2	TB	TB	TB	TB	TB

Catatan : ^cTB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Dijinkan

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

2.3.8 Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1, gaya geser dasar (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.7.

$$V = C_s \cdot W \quad (2.7)$$

dimana:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat total gedung

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

- Koefisien respon seismik, C_s

Untuk koefisien respon seismik C_s ditentukan berdasarkan Pers. 2.8.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.8)$$

dimana:

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

R = faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.10

I_e = faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.2

Nilai C_s diatas tidak perlu melebihi C_s hitungan berdasarkan Pers. 2.9 dan Pers. 2.10.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.9)$$

C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01. \quad (2.10)$$

dimana:

S_{DI} = 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 Pers. 2.11.

$$C_s = \frac{0,5 \cdot S_I}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.11)$$

2.3.9 Penentuan Distribusi Vertikal Gaya Gempa (F_i)

Distribusi horizontal gaya gempa ditentukan berdasarkan Pers. 2.12 dan Pers. 2.13.

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.12)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.13)$$

dimana:

F_x = bagian V yang bekerja di tingkat x .

C_{vx} = faktor distribusi vertikal.

V = gaya geser lateral struktur

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

h_x dan h_i = tinggi tingkat x dari dasar.

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

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

2.3.10 Parameter Respons Terkombinasi

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

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

2.4 Peraturan Pembebanan Berdasarkan SNI 03 – 1727 - 2013

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

2.4.1 Beban Mati

Menurut SNI1727:2013 pasal 3.1.1 bahwa beban mati adalah berat dari seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Nilai berat bahan dan konstruksiyang digunakan adalah nilai yang disetujui oleh

pihak yang berwenang. Oleh karena itu berat bahan dan konstruksi diambil dari PPPURG 1987. Berat sendiri dari bahan bangunan adalah merupakan salah satu beban mati yang mana dijabarkan dalam Tabel 2.11.

Tabel 2.11: Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung (PPPUGR, 1987).

BAHAN BANGUNAN	Berat Jenis
Baja	7.850 kg/m ³
Batu alam	2.600 kg/m ³
Batu pecah	1.450 kg/m ³
Besi tuang	7.250 kg/m ³
Beton	2.200 kg/m ³
Beton bertulang	2.400 kg/m ³
Kayu (Kelas I)	1.000 kg/m ³
Kerikil, koral (kering udara sampai lembab, tanpa diayak)	1.650 kg/m ³
Pasangan bata merah	1.700 kg/m ³
Pasangan batu cetak	2.200 kg/m ³
Pasir (kering udara sampai lembab)	1.600 kg/m ³
Pasir (jenuh air)	1.800 kg/m ³
Pasir kerikil, koral (kering udara sampai lembab)	1.850 kg/m ³
Tanah, lempung dan lanau (kering udara sampai lembab)	1.700 kg/m ³
Tanah, lempung dan lanau (basah)	2.000 kg/m ³
<i>KOMPONEN GEDUNG</i>	
Adukan, per cm tebal:	
- dari semen	21 kg/m ²
- dari kapur, semen merah atau tras	17 kg/m ²
Aspal, termasuk bahan-bahan mineral penambah, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding pasangan bata merah	
- satu bata	450 kg/m ²
Penutup atap seng gelombang (BJLS-25) tanpa gordeng	10 kg/m ²
Penutup lantai dab ubin semen portland, teraso dan beton, tanpa adukan, per cm tebal	24 kg/m ²
Semen asbes gelombang (tebal 5 mm)	11 kg/m ²

2.4.2 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 2.12.

Tabel 2.12: Beban hidup pada lantai gedung (SNI 1727-2013).

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m ²)	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)
Ruang pertemuan	100 (4.79) ^a	
Kursi tetap (terikat dilantai)	100 (4.79) ^a	
Lobi	100 (4.79) ^a	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4.79) ^a	
Panggung pertemuan	100 (4.79) ^a	
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 ²)	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1.92)	300 (1.33)
Koridor	100 (4.79)	
Lantai pertama	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Lantai lain		
Ruang makan dan restoran	100 (4.79) ^a	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
R. mesin elevator (pada daerah 2inx2in [50 mmx50 mm])		300 (1.33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan (pada area 1inx1in. [25 mmx 25mm])		200 (0.89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	100 (4.79)	
Hunian satu keluarga saja	40 (1.92)	
Tangga permanen	SNI-1727-2013 pasal 4.5	
Garasi/parker		
Mobil penumpang saja	40 (1.92) ^{a,b,c}	
Truk dan bus		
Susunan tangga, rel pengamandan batang pegangan	SNI-1726-2013 pasal 4.5	

Tabel 2.12: *Lanjutan.*

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata psf (kN/m ²)	Beban terpusat lb (kN)
Helipad	60 (2.87) ^{de} Tidak boleh direduksi	^{e,f,g}
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) ^{a,h} 80 (3.83)	1000 (4.45) 1000 (4.45) 1000 (4.45)
Pabrik Ringan Berat	125 (6.00) ^a 250 (11.97) ^a	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 hukum Balok sel Koridor	 40 (1.92) 100 (4.79)	

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 SNI1727:2013 pasal 4.7.2, bahwa koefisien reduksi beban hidup dapat dilihat pada Pers. 2.14.

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \quad (2.14)$$

Dimana:

L = beban hidup rencana tereduksi.

L_o = beban hidup rencana tanpa reduksi.

K_{LL} = faktor elemen beban hidup.

A_T = luas struktur bangunan.

L tidak boleh kurang dari $0.4L_o$ untuk komponen struktur yang mendukung dua lantai atau lebih. Nilai faktor elemen hidup (K_{LL}) dapat dilihat pada Tabel 2.13.

Tabel 2.13: Faktor elemen hidup (SNI 1727:2013).

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

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

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

2.4.3 Beban Gempa

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

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

2.5 Kombinasi Pembebanan

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

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

Keterangan :

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

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

E Adalah beban gempa.

- Pengaruh beban gempa, E , untuk penggunaan dalam kombinasi beban 3 dan 4 harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$E = E_h + E_v$$

- Pengaruh beban gempa, E , untuk penggunaan dalam kombinasi beban 5 dan 6 harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$E = E_h - E_v$$

Dimana:

E adalah pengaruh beban seismik

E_h adalah pengaruh beban seismik horizontal

E_v adalah pengaruh beban seismik vertikal

- Untuk pengaruh beban seismik horizontal, E_h , harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$E_h = \rho Q_E$$

- Untuk pengaruh beban seismik vertikal, E_v , harus ditentukan dengan persamaan berikut:

- $E_v = 0,2S_{DS}DL$

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

Nilai ρ 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 ρ 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 ρ diijinkan diambil sebesar 1,0:

1. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau
2. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 persen geser dasar.

Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, h_{sx} , untuk konstruksi rangka ringan.

2.6 Kinerja Struktur Bangunan Gedung

Kinerja struktur gedung dipengaruhi adanya simpangan antar tingkat, akibat pengaruh gempa rencana. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya.

2.6.1 Kinerja Batas Layan

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan nonstruktur dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh gempa nominal yang telah dibagi faktor skala.

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui $\frac{0,03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil.

2.6.2 Kinerja Batas Ultimit

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung diambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar

gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisahkan dengan sela pemisah (*seladelatasi*). Simpangan dan simpangan antar tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ tertera pada Pers. 2.15 dan Pers. 2.16.

a. Untuk struktur gedung beraturan:

$$\xi = 0,7 R \quad (2.15)$$

b. Untuk struktur gedung tidak beraturan:

$$\xi = \frac{0,7 R}{\text{Faktor Skala}} \quad (2.16)$$

dengan R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut.

2.6.3 Simpangan Antar Lantai

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

Jika digunakan desain tegangan izin, Δ harus dihitung memakai gaya gempa tingkat kekuatan tanpa reduksi. Simpangan antar lantai, nilainya harus diperbesar dengan menggunakan Pers.17.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.17)$$

Dimana:

δ_x = defleksi pusat massa di tingkat x.

δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang disyaratkan.

C_d = Faktor pembesaran defleksi.

I_e = Faktor keutamaan gempa.

Dari nilai simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin (Δ_a), sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012, bahwa struktur gedung harus berada dalam simpangan yang diizinkan.

Tabel 2.14: Simpangan antar lantai izin (SNI 1726:2012).

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

^c = tidak boleh ada batasan simpangan antar lantai

2.6.4 Level Kinerja Struktur Menurut ATC - 40

Besarnya simpangan horizontal (*drift*) harus dipertimbangkan sesuai dengan peraturan yang berlaku, yaitu kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit. Menurut McCormac (2001) simpangan struktur dapat dinyatakan dalam bentuk *drift indeks*. *Drift indeks* dihitung dengan menggunakan Pers. 2.18 dan Pers. 2.19.

$$\text{Maksimum total drift} = \frac{Dt}{Hn} \quad (2.18)$$

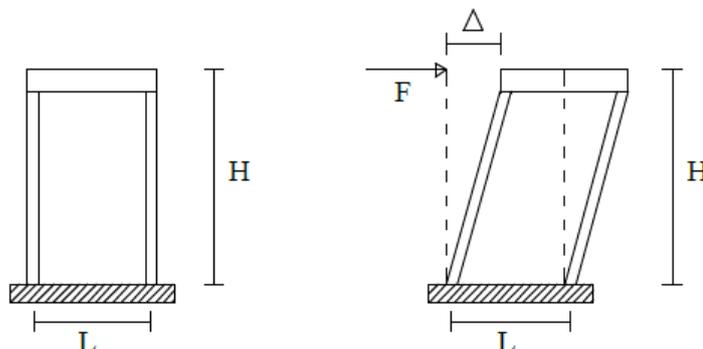
$$\text{Maksimum total In-elastic drift} = \frac{Dt-D1}{Hn} \quad (2.19)$$

Keterangan:

Dt = *displacement* atap (lantai teratas)

D1 = *displacement* lantai dasar

Hn = tinggi gedung



Gambar 2.3: Defleksi lateral (ATC-40).

Besarnya *drift indeks* tergantung pada besarnya beban-beban yang dikenakan pada struktur.

Berdasarkan ATC-40 kinerja struktur bangunan gedung dapat dibagi menjadi kategori sebagai berikut.

a. *Immediate Occupancy (IO)*

Pada kategori ini, struktur bangunan aman. Resiko korban jiwa dari kegagalan struktur tidak terlalu berarti, gedung tidak mengalami kerusakan berarti, dan dapat segera difungsikan.

b. *Damage Control (DC)*

Pada kategori ini, struktur bangunan yang dalam pasca gempa, kerusakan yang terjadi bervariasi diantara kategori *Immediate Occupancy* dan *Life Safety*. Resiko korban jiwa sangat rendah. Struktur bangunan boleh rusak, namun tidak runtuh.

c. *Life Safety (LS)*

Pada kategori ini, struktur bangunan terlalu daktil. Termasuk dalam kategori ini adalah struktur bangunan yang dalam pasca gempa tidak dapat mendesak sebagai fasilitas penyelamatan. Resiko korban jiwa sangat rendah.

d. *Limited Safety (LS)*

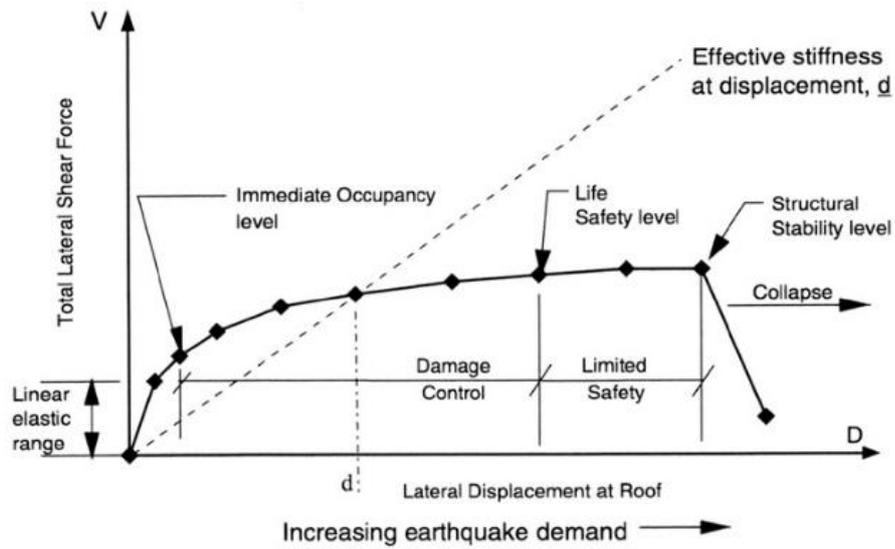
Limited safety bukan merupakan level spesifik, tetapi merupakan jarak antara *Life safety* dan *Structural Stability*.

e. *Structural Stability (SS)*

Structural stability termasuk dalam kategori ini adalah struktur bangunan yang dalam pasca gempa, gedung diatas ambang runtuh total.

f. *Not Considered (NC)*

Not Considered bukan merupakan tingkat kinerja, tetapi khusus untuk evaluasi seismik nonstruktural atau *retrofit*.



Gambar 2.4: Kurva Kapasitas (ATC-40).

Ketentuan nilai dari deformasi limit berbagai kinerja ATC-40 dapat dilihat pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Deformasi limit berbagai kinerja ATC-40.

<i>Interrstory Drift Limit</i>	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural stability</i>
<i>Maximum Total roof Displ. Ratio (X_{max}/H)</i>	0,01	0,01 – 0,02	0,02	0,33
<i>Maximum Inelastic Drift</i>	0,005	0,005 – 0,005	No Limit	No Limit

2.7 Karakteristik Dinamik Struktur Bangunan

Pada persamaan diferensial melibatkan tiga properti utama suatu struktur yaitu massa, kekakuan dan redaman. Ketiga properti struktur itu umumnya disebut karakteristik dinamik struktur. Properti-properti tersebut sangat spesifik yang tidak semuanya digunakan pada problem statik. Kekakuan elemen atau struktur

adalah salah satunya karakteristik yang dipakai pada problem statik, sedangkan karakteristik yang lainnya yaitu massa dan redaman tidak dipakai.

2.7.1 Massa

Suatu struktur yang kontiniu kemungkinan mempunyai banyak derajat kebebasan karena banyaknya massa yang mungkin dapat ditentukan. Banyaknya derajat kebebasan umumnya berasosiasi dengan jumlah massa tersebut akan menimbulkan kesulitan. Hal ini terjadi karena banyaknya persamaan differensial yang ada. Sama seperti struktur dengan derajat kebebasan tunggal, maka pada struktur dengan derajat kebebasan banyak juga diperlukan beberapa asumsi atau penyederhanaan.

Umumnya terdapat dua pemodelan pokok yang dilakukan untuk mendeskripsikan massa struktur. Pemodelan pertama, *lumped mass model* adalah sistem diskretisasi massa yaitu massa dianggap menggumpal pada tempat-tempat tertentu. Apabila prinsip bangunan geser (*shear building*) dipakai maka setiap massa hanya akan bergerak secara horizontal. Karena percepatan hanya terjadi pada struktur yang mempunyai massa maka matriks massa merupakan matriks diagonal. Pemodelan kedua adalah menurut prinsip *consistent mass matrix* yang mana elemen struktur akan berdeformasi menurut bentuk fungsi tertentu.

2.7.1.1 Model Lumped Mass

Model pertama adalah model diskretisasi massa yaitu massa dianggap menggumpal pada tempat-tempat (*lumped mass*) join atau tempat-tempat tertentu. Dalam hal ini gerakan atau *degree of freedom* suatu join sudah ditentukan. Untuk titik model yang hanya mempunyai satu derajat kebebasan atau satu translasi maka nantinya elemen atau struktur yang bersangkutan akan mempunyai matriks yang isinya hanya bagian diagonal saja. Clough dan Penzien (2003) mengatakan bahwa bagian *off-diagonal* akan sama dengan nol karena gaya inersia hanya bekerja pada tiap-tiap massa. Selanjutnya juga dikatakan bahwa apabila terdapat gerakan rotasi massa (*rotation degree of freedom*), maka pada model *lumped mass* ini juga tidak akan ada *rotation moment of inertia*. Hal ini terjadi karena

pada model ini massa dianggap menggumpal pada suatu titik yang tidak berdimensi (*mass moment of inertia* dapat dihitung apabila titik tersebut mempunyai dimensi fisik). Dalam kondisi tersebut terdapat matriks massa dengan *diagonal mass of moment inertia* sama dengan nol.

Pada bangunan gedung bertingkat banyak, konsentrasi beban akan berpusat pada tiap-tiap lantai tingkat bangunan. Dengan demikian untuk setiap tingkat hanya ada satu tingkat massa yang mewakili tingkat yang bersangkutan. Karena hanya terdapat satu derajat kebebasan yang terjadi pada setiap massa atau tingkat, maka jumlah derajat kebebasan pada suatu bangunan bertingkat banyak akan ditunjukkan oleh banyaknya tingkat bangunan yang bersangkutan. Pada kondisi tersebut matriks massa hanya akan berisi pada bagian diagonal saja.

2.7.1.2 Model Consistent Mass Matrix

Model ini adalah model yang kedua dari kemungkinan pemodelan massa struktur. Pada prinsip *consistent mass matrix* ini, elemen struktur akan berdeformasi menurut bentuk fungsi (*shape function*) tertentu. Apabila tiga derajat kebebasan (horizontal, vertikal dan rotasi) diperhitungkan pada setiap titik maka *consistent mass matrix* yang standar akan dapat diperoleh dengan matriks *off-diagonal* tidak sama dengan nol sebagaimana terjadi pada prinsip *lumped mass*. Pada struktur yang massanya terdistribusi secara merata misalnya analisis getaran balok dan cerobong, pemakaian prinsip *consistent mass matrix* menjadi lebih tepat. Namun demikian, pada struktur bangunan gedung bertingkat banyak yang mana massa struktur umumnya terkonsentrasi pada masing-masing tingkat, maka prinsip *lumped mass* banyak dipakai dan cukup akurat.

Untuk menghiung massa baik yang *single lumped mass* maupun *multiple lumed mass* maka dapat dipakai formulasi sederhana yaitu pada Pers. 2.20.

$$m = \frac{W}{g} \tag{2.20}$$

dimana:

m = massa struktur (kN-s²/m)

W = berat struktur (kN)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/s²)

2.7.2 Kekakuan

Kekakuan merupakan salah satu karakteristik dinamik struktur bangunan yang sangat penting disamping massa bangunan. Antara massa dan kekakuan struktur akan mempunyai hubungan yang unik yang umumnya disebut karakteristik diri atau *eigen problem*. Hubungan tersebut akan menentukan nilai frekuensi sudut, ω dan perioda getar struktur, T . ω merupakan parameter yang sangat penting dan akan sangat mempengaruhi respon dinamik struktur. Pada prinsip bangunan geser (*shear building*) balok pada lantai tingkat dianggap tetap horizontal baik sebelum maupun sesudah terjadi penggoyangan. Adanya lantai yang menyatu secara kaku dengan balok diharapkan dapat membantu kekakuan balok sehingga anggapan tersebut tidak terlalu kasar. Pada prinsip desain bangunan tahan gempa dikehendaki agar kolom lebih kuat dibandingkan dengan balok, namun demikian rasio tersebut tidak selalu linear dengan kekakuannya. Dengan prinsip *shear building* maka dimungkinkan pemakaian *lumped mass model*. Pada prinsip ini, kekakuan setiap kolom dapat dihitung dengan rumus standar.

Pada prinsipnya, semakin kaku balok maka semakin besar kemampuannya dalam mengekang rotasi ujung kolom, sehingga akan menambah kekakuan kolom. Perhitungan kekakuan balok akan lebih teliti apabila pengaruh plat lantai ikut diperhatikan sehingga diperhitungkan sebagai balok T.

Kekakuan kolom jepit-jepit dapat dihitung dengan Pers. 2.21.

$$K = \frac{12EI}{h^3} \quad (2.21)$$

Kekakuan kolom jepit-sendi dapat dihitung dengan Pers. 2.22.

$$K = \frac{3EI}{h^3} \quad (2.22)$$

dimana:

- K = kekakuan kolom (kN/m)
- E = modulus elastisitas (Mpa)
- I = inersia kolom (m^4)
- h = tinggi kolom (m).

2.7.3 Redaman

Redaman merupakan peristiwa pelepasan energi (*energy dissipation*) oleh struktur akibat adanya berbagai macam sebab. Beberapa penyebab itu diantaranya adalah pelepasan energi oleh adanya gerakan antar molekul di dalam material, pelepasan energi oleh gesekan alat penyambung maupun sistem dukungan, pelepasan energi akibat gesekan dengan udara dan pada respon inelastik pelepasan energi akibat adanya rotasi sendi plastis. Karena redaman berfungsi melepaskan energi maka hal tersebut akan mengurangi respon struktur.

Secara umum redaman atau *damping* dapat dikategorikan menurut *damping system* dan *damping types*. *Damping system* yang dimaksud adalah bagaimana sistem struktur mempunyai kemampuan dalam menyerap energi. Menurut sistem struktur yang dimaksud terdapat dua sistem disipasi energi yaitu, redaman klasik (*classical damping*) dan redaman nonklasik (*non classical damping*).

2.7.3.1 Redaman Klasik (*Classical Damping*)

Apabila dalam sistem struktur menggunakan bahan yang sama bahannya mempunyai rasio redaman (*damping ratio*) yang relatif kecil dan struktur damping dijepit di dasarnya maka sistem struktur tersebut mempunyai damping yang bersifat klasik (*classical damping*). Redaman dengan sistem ini akan memenuhi kaidah kondisi ortogonal (*orthogonality condition*).

2.7.3.2 Redaman Non Klasik (*Non Classical Damping*)

Redaman dengan sistem ini akan terbentuk pada suatu sistem struktur yang memakai bahan yang berlainan yang mana bahan-bahan yang bersangkutan mempunyai rasio redaman yang berbeda secara signifikan. Sebagai contoh suatu bangunan yang bagian bawahnya dipakai struktur beton bertulang sedangkan bagian atasnya memakai struktur baja. Antara keduanya mempunyai kemampuan disipasi energi yang berbeda sehingga keduanya tidak bisa membangun redaman klasik. Adanya interaksi antara tanah dengan struktur juga akan membentuk sistem redaman yang non klasik, karena tanah mempunyai redaman yang cukup

besar misalnya antara 10% hingga 25% sedangkan struktur atasnya mempunyai redaman yang relatif kecil, misalnya 4% hingga 7%. Kasus yang lain berlakunya redaman non klasik adalah apabila massa, kekakuan ataupun matriks redaman berubah-ubah menurut frekuensi. Hal ini terjadi pada analisis yang memperhitungkan pengaruh tanah terhadap analisis struktur.

2.8 Derajat Kebebasan (*Degree of Freedom*)

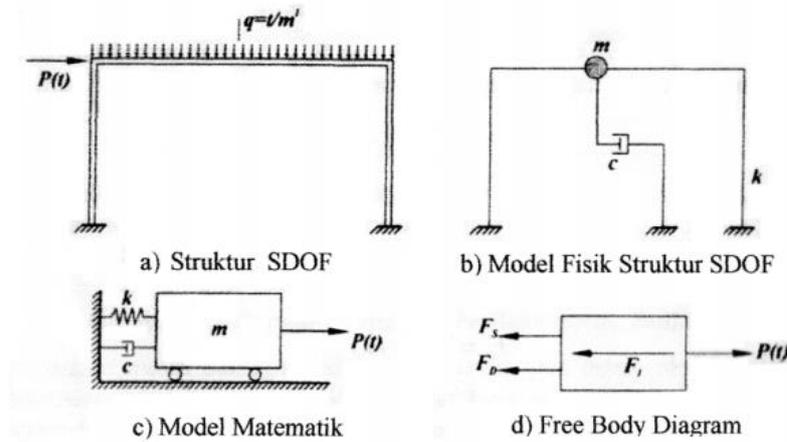
Derajat kebebasan (*degree of freedom*) adalah derajat independensi yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu sistem pada setiap saat. Apabila suatu titik yang ditinjau mengalami perpindahan tempat secara horizontal, vertikal dan ke samping misalnya, maka sistem tersebut mempunyai derajat kebebasan. Hal ini terjadi karena titik yang bersangkutan dapat berpindah secara bebas dalam 3 arah. Pada masalah dinamika, setiap titik atau massa umumnya hanya diperhitungkan berpindah tempat dalam satu arah saja yaitu arah horizontal. Karena simpangan yang terjadi hanya terjadi dalam satu bidang (2 dimensi) maka simpangan suatu massa pada setiap saat hanya mempunyai posisi ordinat tertentu baik bertanda positif maupun negatif. Pada kondisi 2 dimensi tersebut simpangan suatu massa pada saat t dapat dinyatakan dalam koordinat tunggal yaitu $y(t)$. Struktur seperti ini dinamakan struktur dengan derajat kebebasan tunggal. Secara umum bangunan satu tingkat dianggap hanya mempunyai n tingkat akan mempunyai n derajat kebebasan atau struktur dengan derajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom*, MDOF).

2.8.1 Persamaan Differensial pada Struktur SDOF

Struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) hanya akan mempunyai satu koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi massa pada saat tertentu yang ditinjau. Bangunan satu tingkat, manara air (*water tower*) adalah salah satu contoh bangunan dengan derajat kebebasan tunggal.

Pada Gambar 2.5.a tampak bahwa $P(t)$ adalah beban dinamik yang beban dan intensitasnya merupakan fungsi dari waktu. Struktur seperti Gambar 2.5.a kemudian digambar secara ideal seperti tampak pada Gambar 2.5.b. Notasi m , c

dan k seperti yang tampak digambar tersebut berturut-turut adalah massa, koefisien redaman dan kekakuan kolom. Pada Gambar 2.5.c ditampilkan model matematik untuk struktur SDOF yang mempunyai redaman.



Gambar 2.5: Pemodelan struktur SDOF.

Apabila beban dinamik $P(t)$ seperti tampak pada Gambar 2.5.c bekerja ke arah kanan, maka akan terdapat perlawanan pegas, redaman dan gaya inersia. Gambar 2.5.d adalah gambar keseimbangan dinamik yang bekerja pada massa m . Gambar tersebut umumnya disebut *free body diagram*. Berdasarkan prinsip keseimbangan dinamik pada *free body diagram* tersebut, maka dapat diperoleh hubungan,

$$P(t) - F_D - F_S = F_I \text{ atau } F_I + F_D + F_S = P(t) \quad (2.23)$$

$$F_I = m\ddot{u} \quad (2.24)$$

$$F_D = c\dot{u} \quad (2.25)$$

$$F_S = ku \quad (2.26)$$

$$F_S = cu \quad (2.27)$$

dimana:

F_I = gaya inersia

F_D = gaya redaman

F_S = gaya pegas

\ddot{u} = percepatan massa (m/s^2)

\dot{u} = kecepatan massa (m/s)

u = perpindahan massa (m)

Apabila Pers. 2.23 disubstitusikan ke Pers. 2.26, maka akan diperoleh:

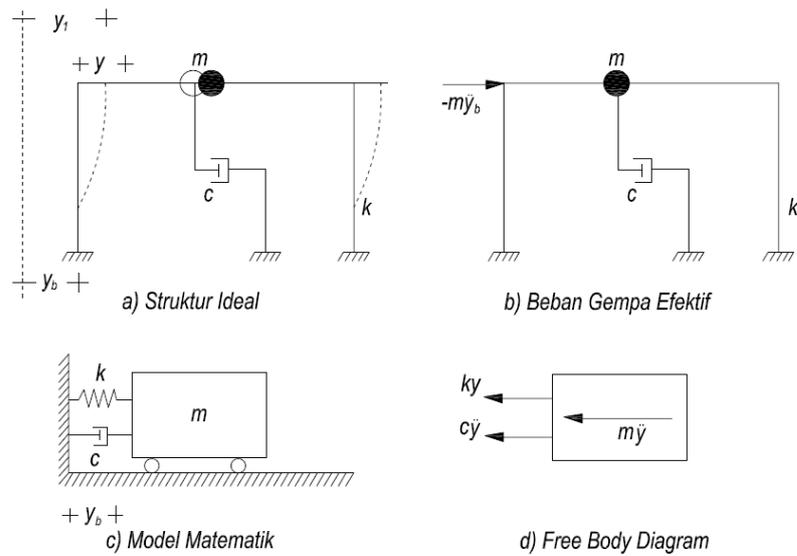
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = P(t) \quad (2.28)$$

Pers. 2.28 adalah persamaan differensial gerakan massa suatu struktur SDOF yang memperoleh pembebanan dinamik $P(t)$. Pada problem dinamik, sesuatu yang penting untuk diketahui adalah simpangan horizontal tingkat atau dalam persamaan tersebut adalah $u(t)$. Simpangan horizontal tingkat akan berpengaruh langsung terhadap momen kolom maupun momen balok.

2.8.2 Persamaan Differensial Struktur SDOF akibat *Base Motion*

Beban dinamik yang umum dipakai pada analisis struktur selain beban angin adalah beban gempa. Gempa bumi akan mengakibatkan permukaan tanah menjadi bergetar yang getarannya direkam dalam bentuk akselerogram. Tanah yang bergetar akan menyebabkan semua benda yang berada di atas tanah akan ikut bergetar termasuk struktur bangunan. Didalam hal ini masih ada anggapan bahwa antara pondasi dan tanah pendukungnya bergerak secara bersama-sama atau pondasi dianggap menyatu dengan tanah. Anggapan ini sebetulnya tidak sepenuhnya benar karena tanah bukanlah material yang kaku yang mampu menyatu dengan pondasi. Kejadian yang sesungguhnya adalah bahwa antara tanah dan pondasi tidak akan bergerak secara bersamaan. Kondisi seperti ini cukup rumit karena sudah memperhitungkan pengaruh tanah terhadap analisis struktur yang umumnya disebut *soil-structure interaction analysis*.

Untuk menyusun persamaan diferensial gerakan massa akibat gerakan tanah maka anggapan di atas tetap dipakai, yaitu tanah menyatu secara kaku dengan kolom atau kolom dianggap dijepit pada ujung bawahnya. Pada kondisi tersebut ujung bawah kolom dan tanah dasar bergerak secara bersamaan. Persamaan diferensial gerakan massa struktur SDOF akibat gerakan tanah selanjutnya dapat diturunkan dengan mengambil model seperti pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6: Pemodelan struktur SDOF akibat *base motion*.

Jika pergeseran (*displacement*) pada tanah dinotasikan dengan u_g , total perpindahan dari massa struktur dinotasikan dengan u^t , dan perpindahan relatif antara massa dan tanahnya dinotasikan dengan u , maka berdasarkan Gambar 2.6 dapat dirumuskan sebagai berikut.

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t) \quad (2.29)$$

Dari *free body diagram* yang mengandung gaya inersia f_i tampak bahwa persamaan kesetimbangan menjadi,

$$f_i + f_D + f_s = 0 \quad (2.30)$$

dengan,

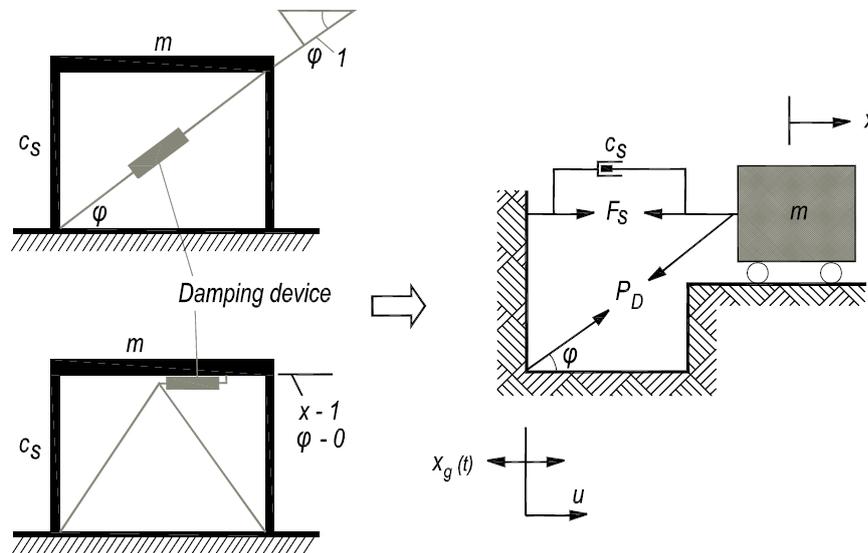
$$f_i = m\ddot{u}^t \quad (2.31)$$

Dengan mensubstitusikan Pers. (2.26), (2.27), (2.31) ke (2.30), sehingga diperoleh persamaannya sebagai berikut.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = m\ddot{u}_g \quad (2.32)$$

Persamaan tersebut disebut persamaan diferensial relatif karena gaya inersia, gaya redam dan gaya pegas ketiga-tiganya timbul akibat adanya simpangan relatif. Ruas kanan pada Pers. 2.32 disebut sebagai beban gempa efektif atau beban gerakan tanah efektif. Ruas kanan tersebut seolah menjadi gaya dinamik efektif yang bekerja pada elevasi lantai tingkat. Kemudian gaya luar ini akan disebut sebagai gaya gempa efektif.

Perkembangan persamaan gerakan SDOF dapat digambarkan dengan struktur bangunan berlantai satu dengan dipasang alat peredam seperti pada Gambar 2.7. Massa pada struktur diasumsikan pada struktur atap saja, dilambangkan m .



Gambar 2.7: Pemodelan struktur SDOF dengan pemasangan damping diagonal.

Persamaan gerakan dari Gambar 2.7 sebagai berikut:

$$m.\ddot{x} + C_s.\dot{x} + P.\cos\varphi + k_s.x = -m.\ddot{x}_g \quad (2.33)$$

Untuk *Fluid Viscous Damper*, persamaan gerakan SDOF (2.33) disederhanakan menjadi:

$$m.\ddot{x} + C_s.\dot{x} + C_d.\dot{x}\cos\varphi + k_s.x = -m.\ddot{x}_g \quad (2.34)$$

$$m.\ddot{x} + (C_s + C_d.\cos\varphi)\dot{x} + k_s.x = -m.\ddot{x}_g \quad (2.35)$$

2.8.3 Persamaan Differensial pada Struktur MDOF

Secara umum struktur bangunan gedung tidaklah selalu dapat dinyatakan di dalam suatu sistem yang mempunyai derajat kebebasan tunggal (SDOF). Struktur bangunan gedung justru banyak yang mempunyai derajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom*, MDOF). Struktur seperti cerobong atap dan sejenisnya merupakan struktur yang mempunyai bentuk fisik kontiniu, maka pada struktur-struktur seperti itu akan mempunyai derajat kebebasan yang jumlahnya tak terhingga, walaupun kadang-kadang dianggap sebagai struktur yang mempunyai derajat kebebasan terbatas. Pada struktur bangunan gedung bertingkat banyak umumnya massa struktur dapat digumpalkan pada tempat-tempat tertentu (*lumped mass*) yang umumnya pada tiap-tiap lantai tingkat.

Untuk menyatakan persamaan differensial gerakan pada struktur dengan derajat kebebasan banyak maka dipakai anggapan dan pendekatan seperti pada struktur dengan derajat kebebasan tunggal SDOF. Anggapan seperti prinsip *shear building* masih berlaku pada struktur dengan derajat kebebasan banyak (MDOF). Untuk memperoleh persamaan differensial tersebut, maka tetap dipakai prinsip keseimbangan dinamik (*dynamic equilibrium*) pada suatu massa yang ditinjau. Untuk memperoleh persamaan tersebut maka diambil model struktur MDOF.

Struktur bangunan gedung bertingkat tiga akan mempunyai tiga derajat kebebasan. Sering kali jumlah derajat kebebasan dihubungkan secara langsung dengan jumlah tingkatnya. Persamaan diferensial gerakan tersebut umumnya disusun berdasarkan atas goyangan struktur menurut *first mode* atau moda pertama. Berdasarkan pada keseimbangan dinamik pada *free body diagram* maka akan diperoleh,

$$m_1\ddot{u}_1 + k_1u_1 + c_1\dot{u}_1 + k_2(u_2 - u_1) - c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) - F_1(t) = 0 \quad (2.36)$$

$$m_2\ddot{u}_2 + k_2(u_2 - u_1) + c_2(\dot{u}_2 - \dot{u}_1) - k_3(u_3 - u_2) - c_3(\dot{u}_3 - \dot{u}_2) - F_2(t) = 0 \quad (2.37)$$

$$m_3\ddot{u}_3 + k_3(u_3 - u_2) - c_3(\dot{u}_3 - \dot{u}_2) - F_3(t) = 0 \quad (2.38)$$

Pada persamaan-persamaan tersebut di atas tampak bahwa keseimbangan dinamik suatu massa yang ditinjau ternyata dipengaruhi oleh kekakuan, redaman dan simpangan massa sebelum dan sesudahnya. Persamaan dengan sifat-sifat seperti

itu umumnya disebut *coupled equation* karena persamaan-persamaan tersebut akan tergantung satu sama lain. Penyelesaian persamaan *coupled* harus dilakukan secara simultan artinya dengan melibatkan semua persamaan yang ada. Pada struktur dengan derajat kebebasan banyak, persamaan diferensial gerakannya merupakan persamaan yang *dependent* atau *coupled* antara satu dengan yang lainnya.

Selanjutnya dengan menyusun persamaan-persamaan di atas menurut parameter yang sama (percepatan, kecepatan dan simpangan) selanjutnya akan diperoleh,

$$m_1\ddot{u}_1 + (c_1 + c_2)\dot{u}_1 - c_2\dot{u}_2 + (k_1 + k_2)u_1 - k_2u_2 = F_1(t) \quad (2.39)$$

$$m_2\ddot{u}_2 + c_2\dot{u}_1 + (c_1 + c_2)\dot{u}_2 - c_3\dot{u}_3 - k_2u_1 + (k_2 + k_3)u_2 - k_3u_3 = F_2(t) \quad (2.40)$$

$$m_3\ddot{u}_3 - c_3\dot{u}_2 + c_3\dot{u}_3 - k_3u_2 + k_3u_3 = F_3(t) \quad (2.41)$$

Pers. (2.39), (2.40), dan (2.41) dapat ditulis dalam bentuk matriks sebagai berikut:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{Bmatrix}$$

Persamaan tersebut dapat ditulis dalam matriks yang lebih kompleks,

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (2.42)$$

Yang mana [M], [C] dan [K] berturut-turut adalah mass matriks, matriks konstanta redaman dan matriks kekakuan yang dapat ditulis menjadi,

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

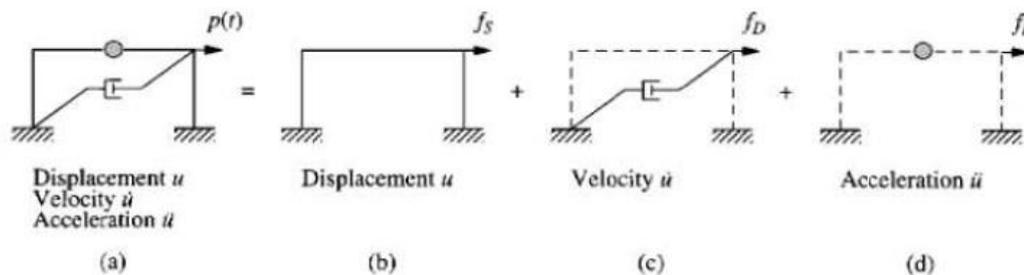
Sedangkan $\{\ddot{U}\}$, $\{\dot{U}\}$, $\{U\}$ dan $\{F(t)\}$ masing-masing adalah vektor percepatan, vektor kecepatan, vektor simpangan dan vektor beban atau,

$$\{\ddot{U}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix}$$

$$\{\dot{U}\} = \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \end{Bmatrix}$$

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix}$$

Secara visual Chopra (1995) menyajikan keseimbangan antara gaya dinamik, gaya pegas, gaya redam dan gaya inersia seperti diilustrasikan dalam Gambar 2.8 berikut ini.



Gambar 2.8: Keseimbangan gaya dinamik dengan F_S , F_D dan F_I (Chopra, 1995).

2.9 Prosedur Analisis

Analisis dinamik adalah analisis struktur dimana pembagian gaya geser gempa diseluruh tingkat diperoleh dengan memperhitungkan pengaruh dinamis gerakan tanah terhadap struktur. Analisis dinamik terbagi menjadi dua, yaitu:

1. Analisis ragam respon spektrum dimana total respons didapat melalui superposisi dari respons masing-masing ragam getar.
2. Analisis riwayat waktu adalah analisis dinamis dimana pada model struktur diberikan suatu catatan rekaman gempa dan respon struktur dihitung langkah demi langkah pada interval tertentu.

Menurut Widodo (2001) mengenai perbedaan beban statik dan beban dinamik. Pada ilmu statika keseimbangan gaya-gaya didasarkan atas kondisi statik, artinya gaya-gaya tersebut tetap intensitasnya, tetap tempatnya dan tetap arah atau garis kerjanya. Gaya-gaya tersebut dikategorikan sebagai beban statik. Kondisi seperti ini akan berbeda dengan beban dinamik dengan pokok-pokok perbedaan sebagai berikut ini.

1. Beban dinamik adalah beban yang berubah-ubah menurut waktu (*time varying*) sehingga beban dinamik merupakan fungsi dari waktu.
2. Beban dinamik umumnya hanya bekerja pada rentang waktu tertentu. Untuk gempa bumi maka rentang waktu tersebut kadang-kadang hanya beberapa detik saja. Walaupun hanya beberapa detik saja namun beban angin dan beban gempa misalnya dapat merusak struktur dengan kerugian yang sangat besar.
3. Beban dinamik dapat menyebabkan timbulnya gaya inersia pada pusat massa yang arahnya berlawanan dengan arah gerakan.
4. Beban dinamik lebih kompleks dibandingkan dengan beban statik, baik dari bentuk fungsi bahannya maupun akibat yang ditimbulkan. Asumsi-asumsi kadang perlu diambil untuk mengatasi ketidakpastian yang mungkin ada pada beban dinamik.
5. Karena beban dinamik berubah-ubah intensitasnya menurut waktu, maka pengaruhnya terhadap struktur juga berubah-ubah menurut waktu. Oleh karena itu penyelesaian *problem* dinamik harus dilakukan secara berulang-ulang bersifat penyelesaian tunggal (*single solution*), maka penyelesaian problem dinamik bersifat penyelesaian berulang-ulang (*multiple solution*).
6. Sebagai akibat penyelesaian yang berulang-ulang maka penyelesaian dengan beban dinamik akan lebih mahal dan lebih lama.

2.9.1 Analisis Statik Ekuivalen

Menurut Widodo (2001) analisis statik ekuivalen adalah beban gempa setelah disederhanakan dan dimodifikasikan yang mana gaya inersia yang bekerja pada suatu massa akibat gempa disederhanakan menjadi ekuivalen beban statik. Beban yang ekuivalen dengan beban gempa yang membebani bangunan dalam batas-batas tertentu sehingga tidak terjadi *overstress* pada bangunan yang

bersangkutan. Pada bangunan yang direncanakan statik ekuivalen, bangunan diasumsikan hanya terjadi satu bentuk lendutan selama bergerak pada saat gempa terjadi.

Pawirodikromo (2012) juga mengatakan beban statik ekuivalen adalah efek beban dinamik disederhanakan menjadi gaya horizontal yang bekerja pada pusat massa. Gaya horizontal yang bekerja pada pusat-pusat massa bangunan tersebut sifatnya hanya statik, artinya besar dan tempatnya tetap, sementara beban dinamik intensitasnya berubah-ubah menurut waktu (dinamik). Gaya-gaya horizontal tersebut sifatnya hanya ekuivalen sebagai pengganti atau representasi dari efek beban dinamik yang sesungguhnya terjadi saat gempa bumi.

Analisis beban statik ekuivalen adalah suatu cara analitis statik struktur, dimana pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban-beban statik horizontal untuk menirukan pengaruh gempa yang sesungguhnya akibat gerakan tanah. Untuk struktur bangunan gedung beraturan, pengaruh gempa rencana dapat ditentukan dengan cara analitis statik ekuivalen. Pada analisa beban statik ekuivalen ragam getar satu dianggap dominan.

2.9.2 Analisis Respons Spektrum

Respons spektrum merupakan metode yang lebih sederhana dan cepat dibandingkan dengan analisis riwayat waktu. Walaupun memakai prinsip dinamik, tetapi model ini tidak merupakan analisis riwayat waktu sebagaimana metode modal analisis, tetapi hanya mencari respon maksimum. Dengan memakai respons spektrum yang telah ada pada tiap-tiap daerah gempa, maka respon-respon maksimum dapat dicari dengan waktu yang jauh relatif singkat dibandingkan dengan cara analisis riwayat waktu. Namun demikian cara ini hanya bersifat pendekatan, karena respon struktur yang diperoleh bukan nyata oleh beban gempa tertentu, melainkan berdasarkan pada respons spektrum (yang merupakan produk akhir dari beberapa gempa).

Menurut Widodo (2001) spektrum respons adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T , banding respon-respon maksimum berdasarkan rasio redaman dan gempa tertentu. Respon maksimum dapat berupa simpangan maksimum (*spektrum displacement, SD*),

kecepatan maksimum (*spektrum velocity*, SV), atau percepatan maksimum (*spektrum acceleration*, SA) suatu massa struktur dengan kebebasan tunggal atau *single degree of freedom* (SDOF).

2.9.3 Analisis Riwayat Waktu

Analisis dinamik untuk pengaruh beban gempa yang paling akurat yaitu analisis dinamik riwayat waktu atau *time history analysis*. Pada model analisis ini, dasar struktur bangunan digetar oleh gempa yang umumnya memakai rekaman gempa tertentu (Widodo, 2001).

Prosedur dalam analisa respon riwayat waktu telah diatur dalam SNI 1726-2012 pasal 11 dengan dibagi menjadi dua yaitu prosedur riwayat waktu linear dan prosedur riwayat waktu non linear. Analisa riwayat waktu linear lebih jauh dijelaskan dalam SNI 1726-2012 pasal 11.1 dengan berapa persyaratan yang harus dipenuhi untuk dapat melakukan analisa dengan metode ini.

Gaya gempa yang menjadi acuan dalam analisa ini diambil dari percepatan maksimum permukaan tanah (*PGA*) yang berasal dari gempa yang sudah pernah terjadi. Minimal tiga gerak tanah yang sesuai harus digunakan dalam analisis. Gerak tanah yang sesuai harus diseleksi dari peristiwa-peristiwa gempa yang memiliki magnitudo, jarak patahan, dan mekanisme sumber gempa yang konsisten dengan hal-hal yang mengontrol ketentuan gempa maksimum yang dipertimbangkan.

Respons spektrum dengan redaman 5% dari gempa aktual yang diambil akselerogramnya sebagai percepatan gempa masukan harus mempunyai nilai rata-rata percepatan spektral respon desain (S_a) yang hampir sama dengan respons spektrum rencana (redaman 5%) pada periode $0,2T$ hingga $2,5T$.

Jika digunakan paling sedikit tujuh gerak tanah dalam analisis, gaya-gaya elemen struktur yang digunakan dalam kondisi kombinasi beban dan simpangan antar lantai dapat diambil sebagai nilai rata-rata dari analisis. Apabila gerak tanah yang digunakan kurang dari tujuh, maka gaya-gaya elemen struktur dan simpangan antar lantai harus diambil sebagai nilai maksimum dari hasil analisis.

2.9.3.1 Akselerogram Gempa

Ketika gempa bumi terjadi, peralatan perekam pergerakan tanah bekerja mencatat data berupa grafik yang disebut dengan akselerogram. Grafik tersebut merupakan *output* dari alat bernama akselerograf. Akselerograf menggunakan komponen akselerometer yang bekerja merekam percepatan tanah dengan jangkauan lebih besar dari pada seismogram.

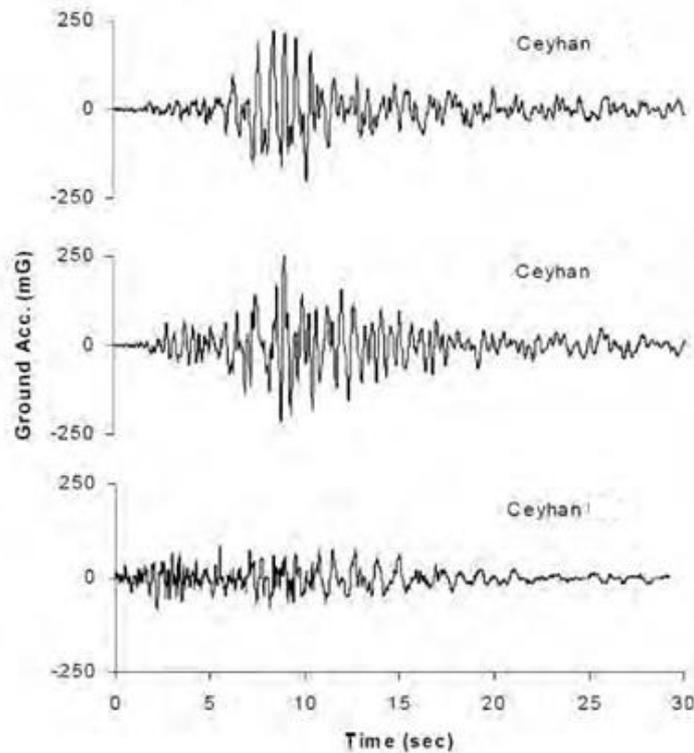


Gambar 2.9: Akselerograf.

Akselerograf merekam data percepatan tanah dalam tiga arah yang kemudian disebut dengan 3 komponen akselerogram yaitu atas-bawah, timur-barat dan utara-selatan.

Data akselerogram gempa menjadi komponen utama ketika dilakukan analisa riwayat waktu. Penggunaan akselerogram dalam SNI 1726-2012 diisyaratkan sepasang yaitu utara selatan dan barat timur. Akselerogram dapat diperoleh dari beberapa *ground motion database* seperti *Pacific Earthquake Engineering Research*.

Adapun tiga komponen dari akselerograf dapat dilihat pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10: Tiga komponen akselerogram.

2.9.3.2 Penskalaan Akselerogram Gempa

Menurut Widodo (2001) prosedur analisa riwayat waktu didalamnya terkait dengan pemilihan rekaman gempa aktual yang kemudian dijadikan respon spektrum desain. Pada proses tersebut diperlukan penskalaan rekaman gempa sesuai dengan spektral desain. Berikut ini dipaparkan beberapa metode penskalaan rekaman gempa.

a. Skala PGA (*Peak Ground Acceleration*)

Teknik penskalaan ini dengan menghitung faktor skala dari PGA rekaman gempa terhadap PGA target yaitu PGA desain spektrum pada peraturan yang digunakan.

$$Scale\ Factor = \frac{PGA_{ds}}{PGA_{gmr}} \quad (2.43)$$

Dimana:

PGA_{ds} = PGA desain spektrum

PGA_{gmr} = PGA *ground motion record*

b. Skala Ordinat

Penskalaan berdasarkan skala ordinat mengacu pada nilai respon spektrum pada periode T yang sama dengan periode alami struktur (T_1) yang mengacu pada desain spektra pada peraturan gempa.

$$Scale Factor = \frac{T_{1ds}}{T_{1gmr}} \quad (2.44)$$

Dimana:

T_{1ds} = PGA desain spektrum

T_{1gmr} = PGA *ground motion record*

c. *Least Square*

Penskalaan *Least Square* dengan meminimalisir perbedaan antara jumlah total percepatan rekaman gempa dengan spektra desain dalam peraturan. Percepatan diambil pada T_1 , T_2 , T_3 , dan T_4 .

$$Scale Factor = \frac{0.6s_1r_1 + 0.6s_2r_2 + 0.6s_3r_3 + 0.6s_4r_4}{0.6r_{12} + 0.6r_{22} + 0.6r_{32} + 0.6r_{42}} \quad (2.45)$$

Dimana:

S_1 = Percepatan pada spektra desain pada T_1

S_2 = Percepatan pada spektra desain pada T_2

S_3 = Percepatan pada spektra desain pada T_3

S_4 = Percepatan pada spektra desain pada T_4

r_1 = Percepatan pada rekaman gempa pada T_1

r_2 = Percepatan pada rekaman gempa pada T_2

r_3 = Percepatan pada rekaman gempa pada T_3

r_4 = Percepatan pada rekaman gempa pada T_4

d. *Partial Area*

Penskalaan ini dengan cara membagi luas area percepatan target respon spektrum dengan luas area pada percepatan rekaman gempa pada periode $1,2T_1$ sampai dengan T_2 .

$$Scale Factor = \frac{area\ under\ target\ spectrum}{area\ under\ input\ ground\ motion\ record} \quad (2.46)$$

e. PSa

Penskalaan dilakukan dengan menyamakan area dibawah rekaman gempa dan target respon spektrum pada periode 0 – 2 detik.

$$Scale\ Factor = \frac{area\ under\ target\ spectrum}{area\ under\ input\ ground\ motion\ record} \quad (2.47)$$

f. ASCE-7

Metode penskalaan dengan berdasarkan ASCE-7 pada dasarnya sama dengan metode dalam *partial area*, perbedaannya terletak pada periode yang diskalakan yaitu antara 0.2T1 – 1.5T1.

$$Scale\ Factor = \frac{area\ under\ target\ spectrum}{area\ under\ input\ ground\ motion\ record} \quad (2.48)$$

g. *Spectrum Matching*

Dasar dari penskalaan ini adalah usulan dari Hancock, dkk.(2006) menggunakan metode numerik yang kemudian diterapkan pada beberapa program seperti *Seismo Match* dan *RSP Match*.

2.10 *Fluid Viscous Damper*

2.10.1 *Sejarah Fluid Viscous Damper*

Evolusi alat peredam ukuran besar dimulai dengan munculnya meriam yang mempunyai muatan bagian belakang yang besar pada tahun 1860. Beberapa konsep untuk meredam gerakan mundur pada senjata setelah penembakan telah diusahakan, termasuk gulungan pegas dan balok karet. Sementara para peneliti masa itu mulai meneliti bidang baru dari komponen hidrolis, akhir tahun 1860, penelitian menggunakan damper hidrolis untuk meredam getaran meriam.

Pada akhir perang dunia I, puluhan ribu *fluid damper* mulai digunakan dalam bidang militer, angkatan darat, angkatan laut, dan angkatan udara. Beberapa alat peredam pada masa itu merupakan tipe semi aktif, dimana perubahan ketinggian sudut senjata akan mengubah resultan gaya redam. Hal ini dilakukan dengan menggunakan kereta beroda diantara pengangkut senjata dan damper.

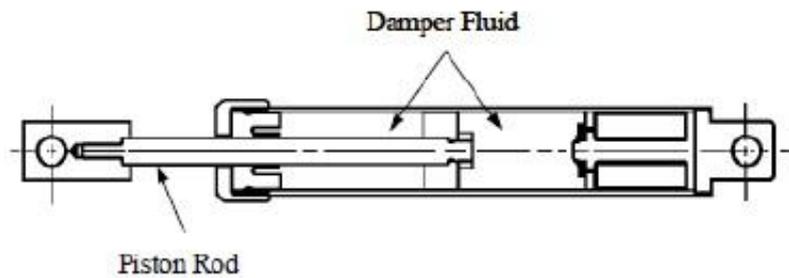
Tahun 1920-an dan 1930-an merupakan periode dimana mobil menjadi fitur yang dominan dalam budaya Amerika. Salah satu ciri paling menarik yang dimiliki mobil adalah dapat berjalan mulus pada semua jenis permukaan jalan. *Fluid damper* dipasang pada *suspension* mobil yaitu *Houdaille rotary damper* yang ditemukan oleh Ralph Peo dari Houdaille Company, di Buffalo, New York, USA pada tahun 1925.

Pada awal perang dingin, Amerika dan Rusia mulai mengembangkan *Intercontinental Ballistic Missiles (ICBM)*, dilengkapi dengan huku ledak nuklir. Dalam beberapa kasus, *spring damper* digunakan untuk mengisolasi rudal tersebut dan beberapa item penting dalam kompleks peluncuran. Sementara di waktu lain, keseluruhan struktur diisolasi baik bidang horizontal dan vertikal dengan menggunakan kumparan pegas dan *fluid dampers*.

Dengan berakhirnya perang dingin pada tahun 1987, teknologi *fluid damper* mulai dikembangkan untuk keperluan di luar kemiliteran, diantaranya untuk perlindungan struktur terhadap gangguan seismik dan angin yang kuat. Tidak banyak pengembangan yang diperlukan untuk menggunakan *fluid damper* pada struktur bangunan. Foto dari jenis *fluid viscous damper* yang biasa dipakai pada bangunan dapat dilihat pada Gambar 2.11.



Gambar 2.11: *Fluid viscous damper*.

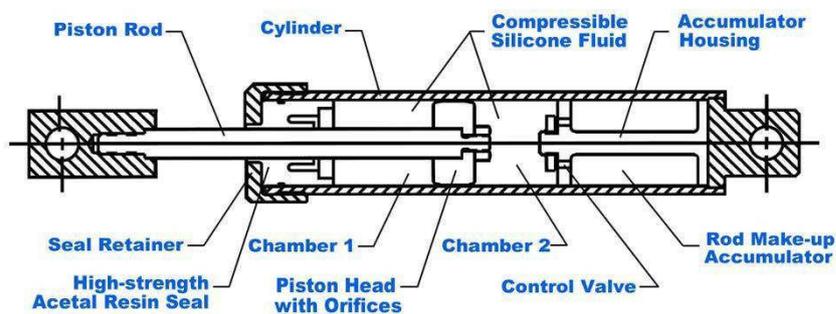


Gambar 2.12: *Fluid viscous damper* untuk struktur penahan gempa.

Alat peredam viskos cair seperti ditunjukkan pada Gambar 2.12, bekerja dengan menggunakan cairan liat sebagai peredam getaran ataupun guncangan. Alat ini didesain untuk mendisipasi energi melalui pemanasan liat tetapi hampir tidak terpengaruh oleh perubahan temperatur yang terjadi pada saat gempa terjadi ataupun guncangan yang kuat. Oleh karena itu pemasangan didesain agar struktur tetap dalam kondisi elastis agar saat terjadi gempa maka perilaku struktur dapat disimpulkan berperilaku elastis linear pada saat mendesain struktur.

2.10.2 Bagian-bagian *Fluid Viscous Damper*

Elemen desain penting dari *fluid viscous damper* relatif sedikit. Namun, rincian dari elemen-elemen ini dalam beberapa hal bisa jadi sulit sekaligus kompleks. Gambar 2.13 menggambarkan *fluid viscous damper* dan bagian-bagiannya.



Gambar 2.13: Bagian-bagian *fluid viscous damper*.

Beberapa bagian penting dari sebuah *fluid viscous damper* adalah sebagai berikut.

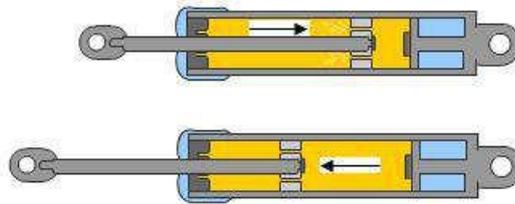
1. *Piston rod*. Dikarenakan *piston rod* relatif ramping dan harus menahan beban kolom, biasanya *piston rod* dibuat dari material baja mutu tinggi. Baja tahan karat (*stainless steel*) lebih dipilih untuk digunakan karena korosi pada permukaan *piston rod* dapat menyebabkan *fluid viscous damper* tidak dapat berfungsi dengan baik.
2. *Cylinder*. *Cylinder* ini berisi media cairan dan harus menerima tekanan ketika alat peredam beroperasi. *Cylinder* biasanya terbuat dari pipa-pipa baja. Konstruksi las dan cor tidak diizinkan untuk *cylinder damper* mengingat kekhawatiran akan umur kelelahan dan retak tegang.
3. *Fluid*. Cairan yang digunakan adalah cairan yang tahan api tidak beracun, mempunyai temperatur yang stabil dan tahan lama. Satu-satunya cairan yang memenuhi semua kriteria tersebut adalah jenis cairan silikon. Cairan silikon yang digunakan memiliki *flashpoint* lebih dari 340° C. Cairan silikon yang digunakan pada alat peredam ini sebenarnya identik dengan silikon yang umum digunakan dalam kosmetik seperti krim tangan dan wajah.
4. *Seal*. *Seal* yang digunakan pada *fluid viscous damper* harus mampu berfungsi minimal 25 tahun tanpa memerlukan pergantian secara periodik. Kebanyakan alat peredam menggunakan *seal* dinamik pada permukaan *piston rod*, dan *seal* statik dimana ujung penutup atau penahan *seal* melekat ke *cylinder*.
5. *Piston head*. *Piston head* melekat pada *piston rod* dengan efektif membagi *cylinder* ke dalam dua ruang tekan.
6. *Seal retainer*. Digunakan untuk menutup dan membuka ujung silinder.
7. *Accumulator*. Fungsi dari *accumulator* adalah untuk mengontrol laju pergerakan *piston rod* masuk dan keluar alat peredam selama bekerja. Fungsi lainnya adalah untuk menyeimbangkan temperatur dan penyusutan cairan.
8. *Orifices*. Aliran bertekanan dari cairan melalui *piston rod* diatur oleh *orifices*.

2.10.3 Cara Kerja *Fluid Viscous Damper*

Cara kerja *fluid viscous damper* adalah dengan cara memberikan perlawanan gaya melalui pergerakan yang dibatasi seperti diilustrasikan pada Gambar 2.14. Gaya yang diberikan oleh *fluid viscous damper* timbul akibat adanya gaya luar yang berlawanan arah yang bekerja pada alat tersebut. Peralatan

ini bekerja dengan menggunakan konsep mekanika fluida dalam mendisipasikan energi.

Pada perkuatan dengan menggunakan *fluid viscous damper*, kolom berfungsi sebagai pegas. *Fluid viscous damper* dapat mereduksi tegangan dan defleksi yang terjadi secara simultan (bersamaan), karena gaya *fluid viscous damper* yang bekerja sebanding dengan perubahan kecepatan stroke-nya (*stroking velocity*). Mekanisme kerja ini dianalogikan seperti suspensi atau *shock absorber* pada mobil, yang digunakan untuk mengatur pergerakan pegas di posisi tumpuan. Gaya redaman yang dibutuhkan relatif kecil, dibandingkan gaya yang dipikul pegas, akibat beban kendaraan dan beban guncangan.



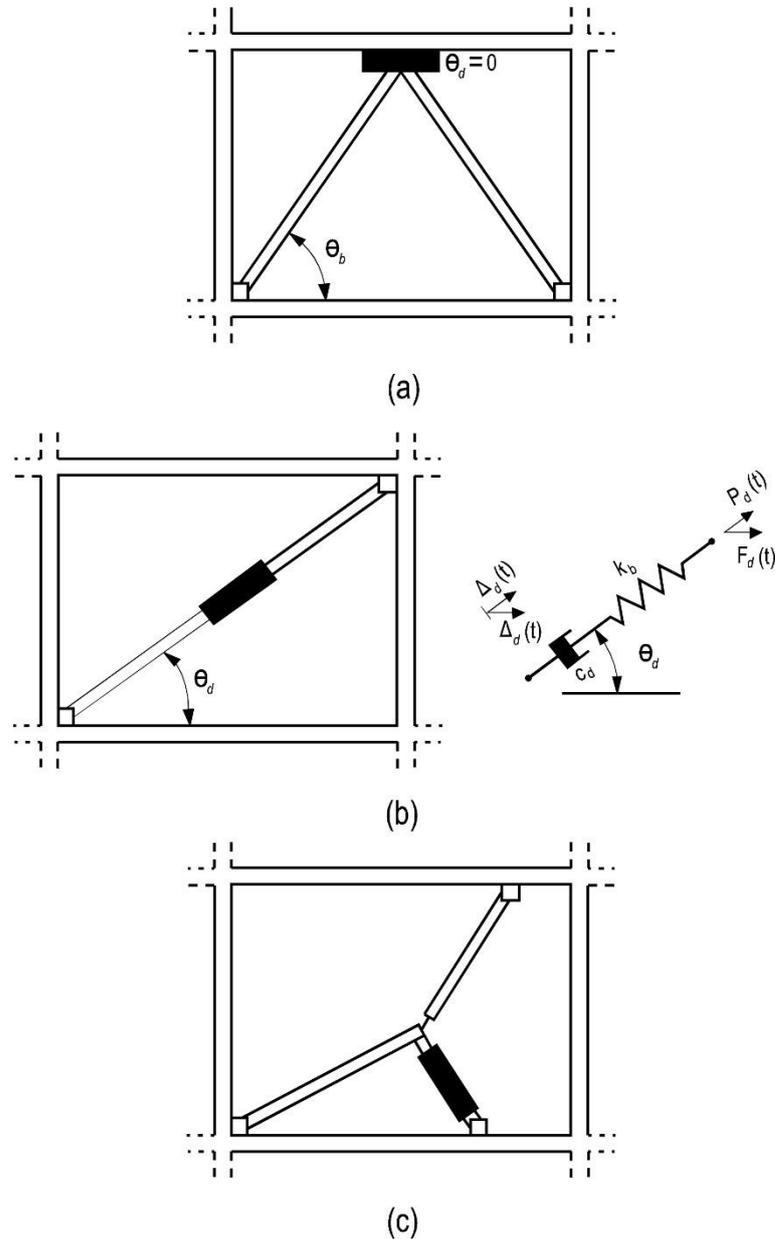
Gambar 2.14: Cara kerja *fluid viscous damper*.

Aplikasi dari pemakaian *fluid viscous damper* dapat dilihat pada Gambar 2.15. *Fluid viscous damper* umumnya dipasangkan bersamaan dengan suatu sistem bresing pada bangunan gedung. *Fluid viscous damper* ini dapat dipasangkan dengan menggunakan beberapa cara.



Gambar 2.15: Aplikasi penggunaan *fluid viscous damper* pada bangunan gedung.

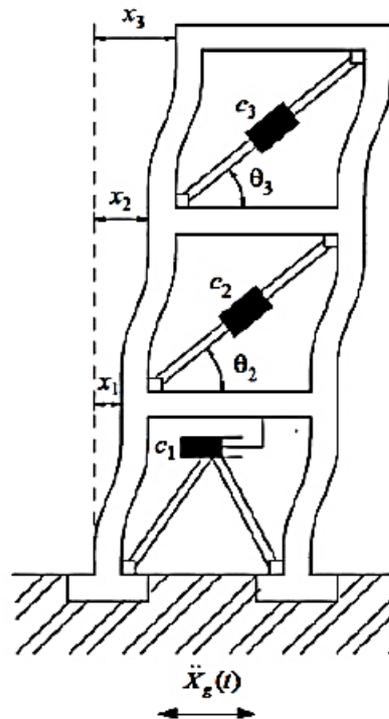
Pada Gambar 2.16 memperlihatkan beberapa jenis konfigurasi pemasangan *fluid viscous damper* pada bangunan gedung yaitu *chevron brace*, *diagonal bracing*, dan *toggle brace-damper system*.



Gambar 2.16: Jenis konfigurasi pemasangan *fluid viscous damper*, (a)*chevron brace*, (b)*diagonal bracing*, (c)*toggle brace-damper system*.

Pada saat gempa terjadi, bangunan akan mengalami perpindahan lateral. Perpindahan geser antar lantai akan mengakibatkan *fluid viscous damper* yang terpasang mengalami perpindahan juga sehingga alat peredam ini akan berfungsi memberikan gaya peredam untuk menahan pergerakan ini. Gambar 2.17

mengilustrasikan model pergeseran struktur dengan *fluid viscous damper* pada saat terkena goyangan gempa.



Gambar 2.17: Model pergeseran struktur dengan *fluid viscous damper*.

Jika pada struktur dipasang *fluid viscous damper*, gaya redaman akan sama dengan nol pada saat defleksi maksimum, karena kecepatan stroke sama dengan nol dan kemudian berbalik arah. Saat kolom berbalik arah ke posisi semula, akan menyebabkan kecepatan stroke menjadi maksimum atau gaya redamannya menjadi maksimum. Pada posisi kolom normal, tegangan kolom adalah minimum. Dengan demikian penggunaan *fluid viscous damper* sebagai alat peredam struktur, tidak akan meningkatkan beban pada kolom akibat gaya yang dikeluarkan *fluid viscous damper*, karena saat terjadi gempa dan gaya damper maksimum, tegangan kolom justru minimum.

2.10.4 Metode Dissipasi Energi *Fluid Viscous Damper*

Viscous damper mendissipasi energi berdasarkan kecepatan gerak dari bagian damper, bentuk yang paling dasar adalah redaman cairan dashpot yang

digunakan pada peralatan mesin. *Fluid viscous damper* mendissipasi energi berdasarkan kecepatan gerak piston dan kekentalan cairan yang mengalir melalui lobang di piston.

Dalam pemodelannya untuk analisis, bentuk umum dari gaya redaman atau damping dapat ditulis:

$$F_d = C_d \dot{u}^\alpha \quad (2.49)$$

Dimana:

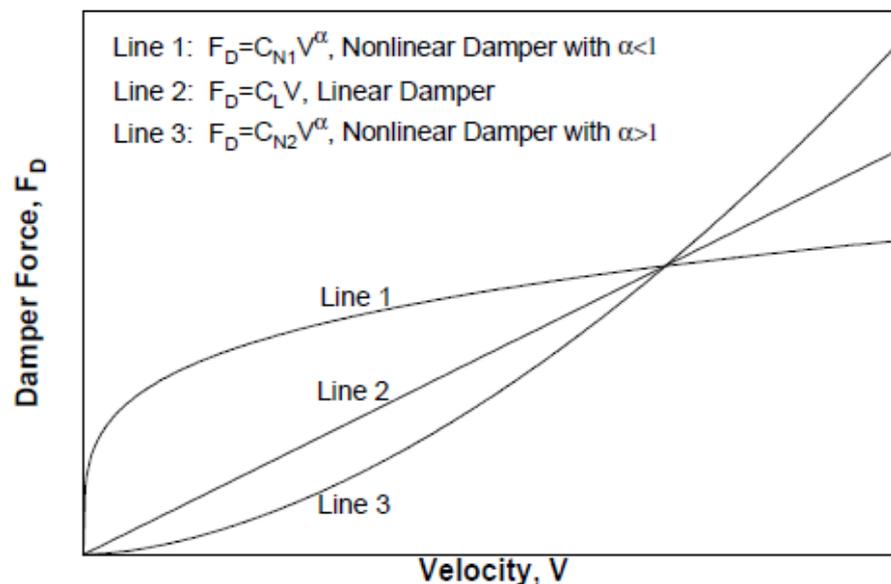
F_d = gaya damping

C_d = konstanta damping dari damper

\dot{u} = kecepatan

Koefisien α mempengaruhi kelinieran dari damping, bila $\alpha = 1$ gaya damping F_d menjadi linear, sedangkan bila α tidak sama dengan 1 maka gaya damping menjadi non-linear.

Bentuk hysteric loop damper ini adalah berbentuk ellips. Besarnya gaya damper bergantung pada kecepatan gerakan piston, besar lobang yang dilalui cairan dan kekentalan cairan.



Gambar 2.18: Grafik hubungan gaya damping dengan kecepatan.

2.10.5 Kekakuan *Fluid Viscous Damper*

Menurut Douglas P. Taylor, kekakuan dari *fluid viscous damper* adalah:

$$K = \frac{AE}{L} \quad (2.50)$$

Dimana:

K = Kekakuan *fluid viscous damper* (kg/m)

A = Luas *fluid viscous damper* (m²)

E = Modulus Elastisitas (kg/m²)

L = Panjang *fluid viscous damper* (m).

2.10.6 Peran Damper Terhadap Getaran

Damper merupakan alat dissipasi energi yang berfungsi memperkecil respon simpangan struktur dan menghentikan getaran, agar simpangan-simpangan antar tingkat dapat diperkecil sehingga gaya lateral kolom menjadi kecil.

Damping dalam struktur disebut juga *inherent damping*, yaitu damping yang berasal dari gesekan antara struktur dengan bagian non struktur, geseran udara dan tutup bukannya penampang beton yang retak, dan plastisitas bahan setelah struktur mengalami deformasi. Besarnya damping tersebut sekitar 1% sampai 5% bergantung jenis dan kekakuan struktur.

Beberapa kelebihan *fluid viscous damper* adalah:

1. Dapat mereduksi tegangan, gaya geser dan defleksi pada struktur, serta dapat bekerja secara pasif (tidak membutuhkan peralatan atau sumber daya dalam penggunaannya)
2. Dapat bekerja dengan tekanan fluida lebing tinggi, sehingga bentuknya semakin kecil dan praktis.

BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Bagan Alir / *Flow Chart* Penelitian

Langkah kerja atau proses pengerjaan penelitian ini disajikan dalam bentuk bagan alir (*flow chart*) yang dijadikan sebagai bahan acuan penelitian yang akan dilakukan dalam penulisan ini. Adapun bagan alir pada Gambar 3.1 akan dijelaskan sebagai berikut.

Pada tahap memulai ini adalah tahap identifikasi yang merupakan suatu kegiatan permulaan dalam menganalisa masalah dalam suatu obyek dan kondisi tertentu. Pada tahap ini juga dilakukan diskusi dengan pembimbing skripsi. Adapun tahap memulai yaitu dengan mengumpulkan data dan menyiapkan pemodelan struktur.

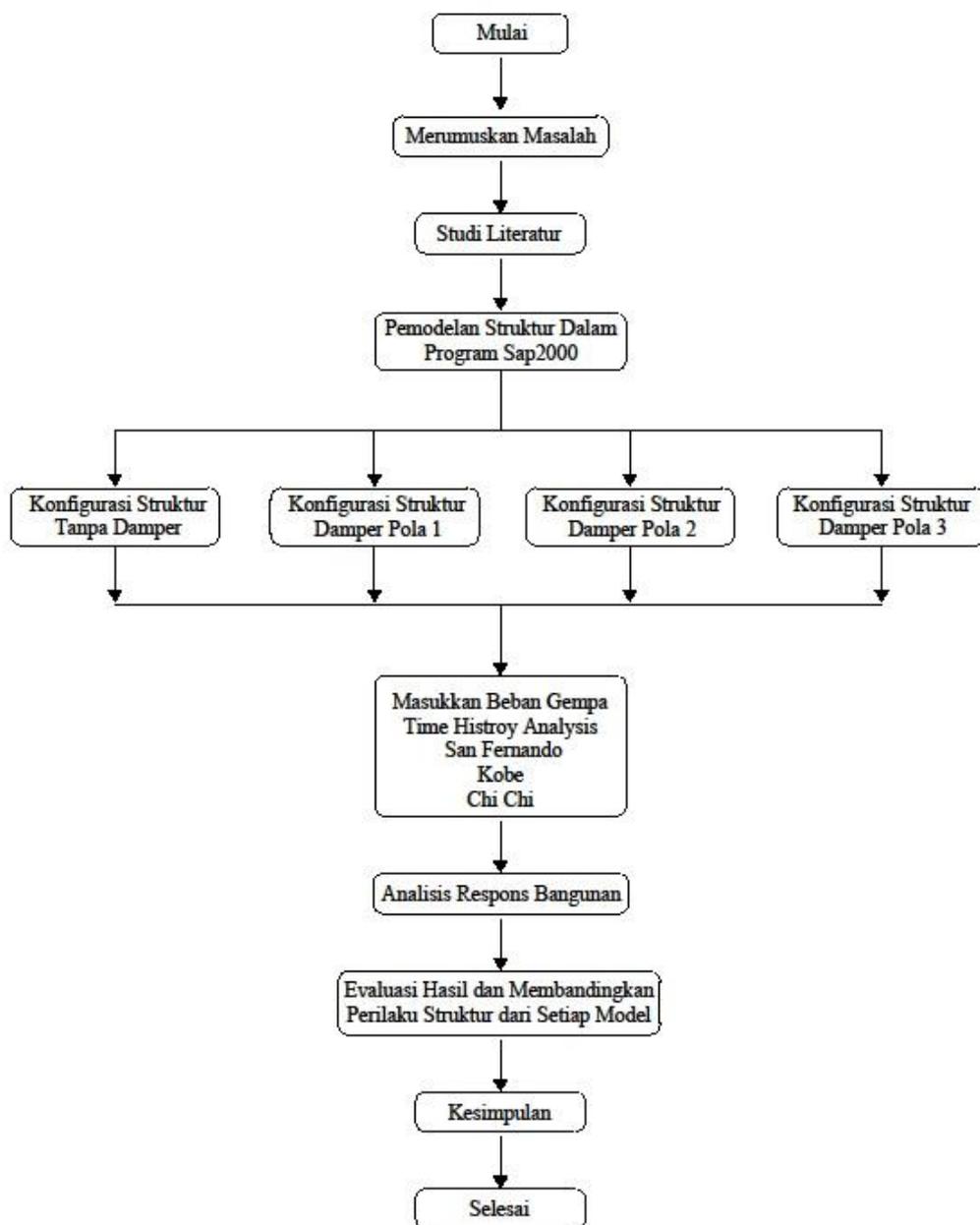
Berdasarkan hasil studi literatur dan konsultasi dengan dosen pembimbing skripsi, maka dilakukan perumusan masalah sesuai dengan permasalahan yang ada. Masalah yang dibahas dalam tugas akhir ini yaitu menentukan perletakan yang efisien dari alat peredam *Fluid Viscous Damper* pada setiap struktur.

Studi literatur digunakan sebagai landasan teori dalam penyelesaian masalah secara ilmiah. Setelah topik ditentukan pada tahapan dilakukan studi literatur yang dapat menunjang pengerjaan penelitian. Dalam tahap ini digunakan buku-buku yang menunjang materi penelitian dan jurnal maupun skripsi dari penelitian terdahulu.

Selanjutnya dilakukan pemodelan struktur kedalam *software* analisis struktur dengan membuat beberapa model struktur yaitu konfigurasi struktur tanpa damper, konfigurasi struktur pola 1, konfigurasi struktur pola 2 dan konfigurasi struktur pola 3. Dimana dari setiap pemodelan struktur dimasukkan beban gempa *time history analysis* San Fernando, Kobe dan Chi Chi yang diskalakan terhadap gempa Medan. Dari setiap model struktur dilakukan analisis dari respons struktur dengan *software* analisis dimana respons struktur yang dihasilkan berupa *base shear*, perioda struktur, *joint displacement*, *interstory drift*, dan perpindahan antar lantai akibat gaya gempa pada bangunan. Setelah semua respons struktur didapat, selanjutnya dilakukan perbandingan perilaku respons dari setiap model struktur

dan melakukan evaluasi hasil jika sesuai ketentuan maka dilanjutkan ketahap berikutnya jika tidak maka dilakukan pemodelan kembali sampai mendapatkan hasil sesuai dengan ketentuan, dimana ketentuan yang dipakai yaitu SNI.

Setelah melakukan tahapan-tahapan diatas dan sesuai dengan hasil yang diharapkan, maka selanjutnya dapat ditarik kesimpulan. Langkah akhir yang dilakukan adalah penarikan kesimpulan yang berisi hal-hal penting sesuai dengan tujuan yang ingin dicapai dalam tugas akhir. Bagan alir tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.1.



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

3.2 Deskripsi Model Struktur

Dalam bab ini akan diberikan sebuah contoh perhitungan pada struktur 15 lantai dimana struktur yang dianalisis adalah struktur yang menggunakan sistem peredam energi atau damper akibat gaya gempa. Adapun sistem peredam energi yang digunakan adalah *fluid viscous damper* dengan beberapa pola yang diletakkan pada setiap struktur.

Struktur bangunan berupa portal gedung beton bertulang dua dimensi. Struktur bangunan merupakan gedung 15 lantai dengan tinggi tiap lantai adalah 4 meter. Bangunan yang direncanakan terletak di Kota Medan dengan fungsi bangunan untuk perkantoran. Gedung berada di atas tanah keras dengan ukuran bangunan arah X adalah 30 m. Tabel 3.1 merangkum beberapa informasi yang berhubungan dengan model bangunan yang akan dianalisis pada tugas akhir ini.

Tabel 3.1: Informasi model bangunan yang akan dianalisis.

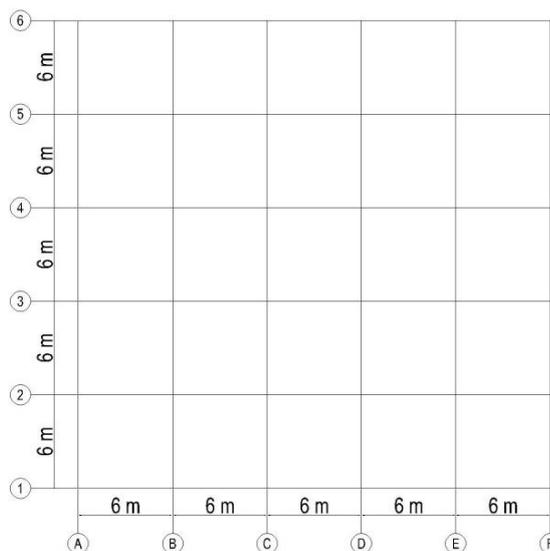
1.	Fungsi bangunan	Gedung perkantoran
2.	Letak bangunan	Kota Medan, Sumatera Utara
3.	Jenis tanah dasar	Tanah keras (situs SC)
4.	Jumlah lantai	15 lantai
5.	Tinggi total gedung	60 m
6.	Tinggi antar lantai	4 m
7.	Panjang bangunan arah X	5 x 6 m = 30 m
8.	Faktor keutamaan gedung, I	1,0
9.	Jenis sistem penahan gaya gempa	Rangka beton bertulang pemikul momen khusus
10.	Koefisien modifikasi respon, R	8,0
11.	Pemodelan	2 dimensi

Untuk konfigurasi struktur berdasarkan ketinggian setiap lantai dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Konfigurasi struktur berdasarkan ketinggian setiap lantai.

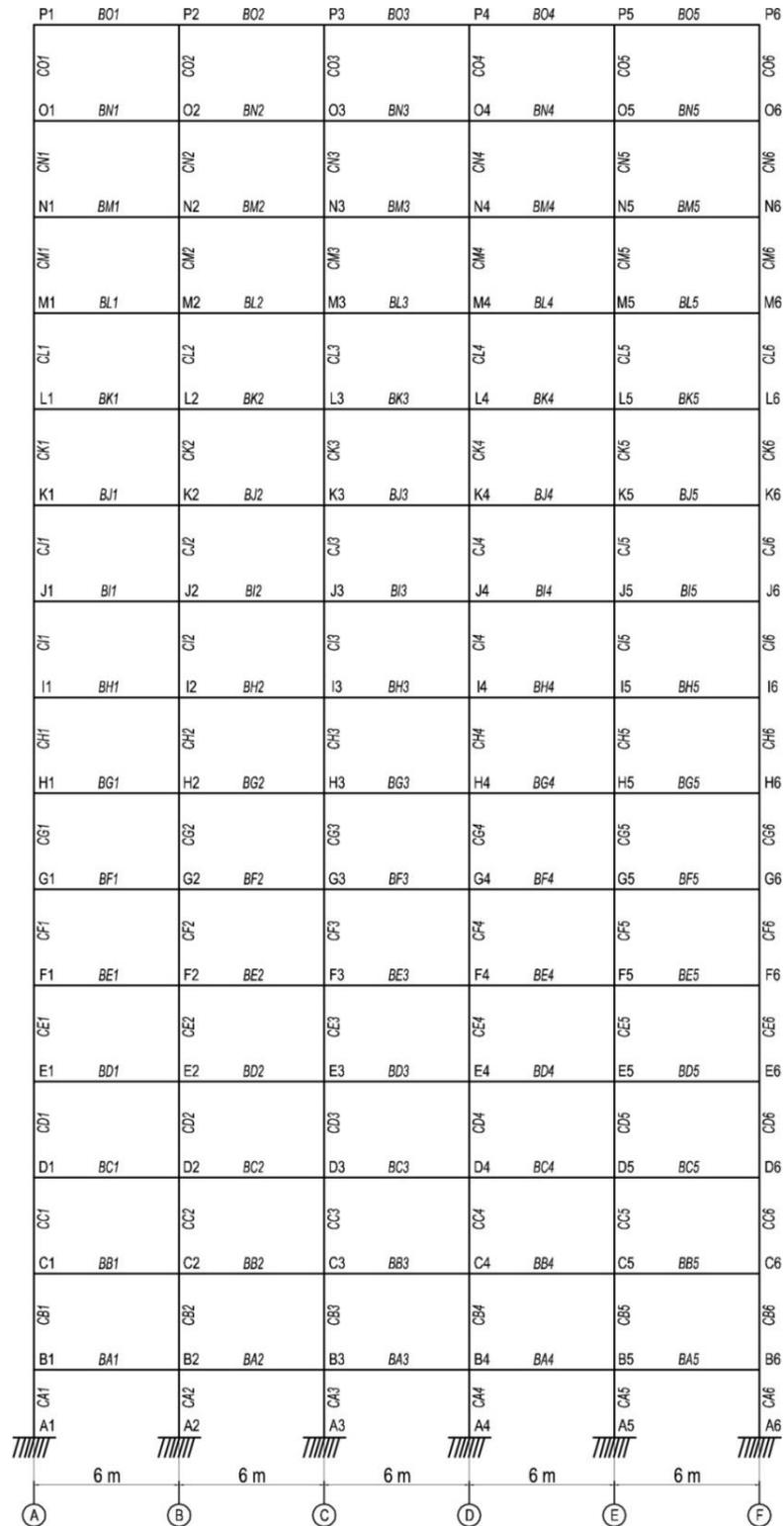
NO.	Lantai	Tinggi Bangunan (m)
1.	Lantai 1	4
2.	Lantai 2	8
3.	Lantai 3	12
4.	Lantai 4	16
5.	Lantai 5	20
6.	Lantai 6	24
7.	Lantai 7	28
8.	Lantai 8	32
9.	Lantai 9	36
10.	Lantai 10	40
11.	Lantai 11	44
12.	Lantai 12	48
13.	Lantai 13	52
14.	Lantai 14	56
15.	Lantai Atap	60

Pada Gambar 3.2 ditampilkan layout dari model struktur yang akan di bahas, dalam pembahasan ini struktur yang ditinjau dalam bentuk 2D yaitu hanya pada grid 1 dengan jarak antar grid yaitu 6 meter dan panjang bentang keseluruhan 30 meter.



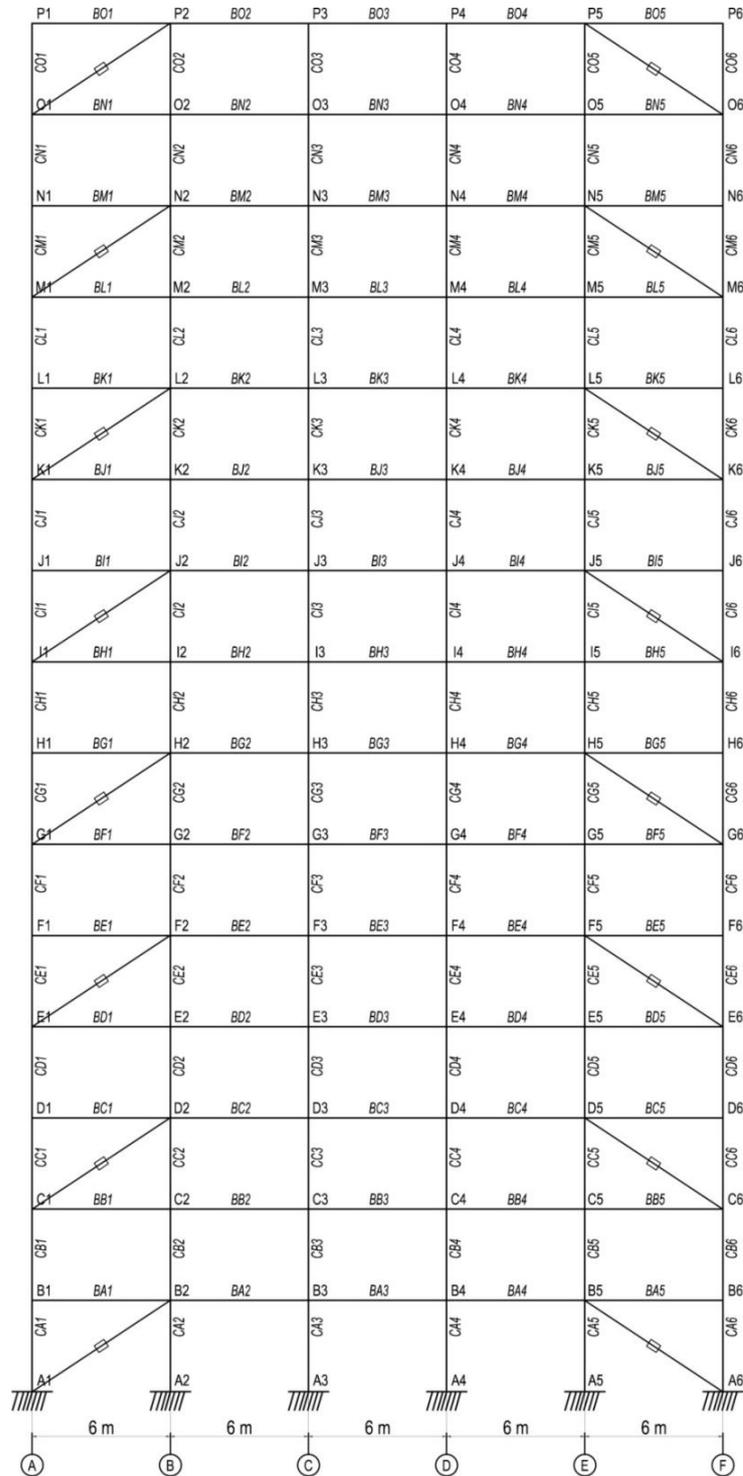
Gambar 3.2: Layout rencana struktur bangunan.

Pada Gambar 3.3 menunjukkan konfigurasi struktur dengan pola tanpa diberikan penempatan *Fluid Viscous Damper*.



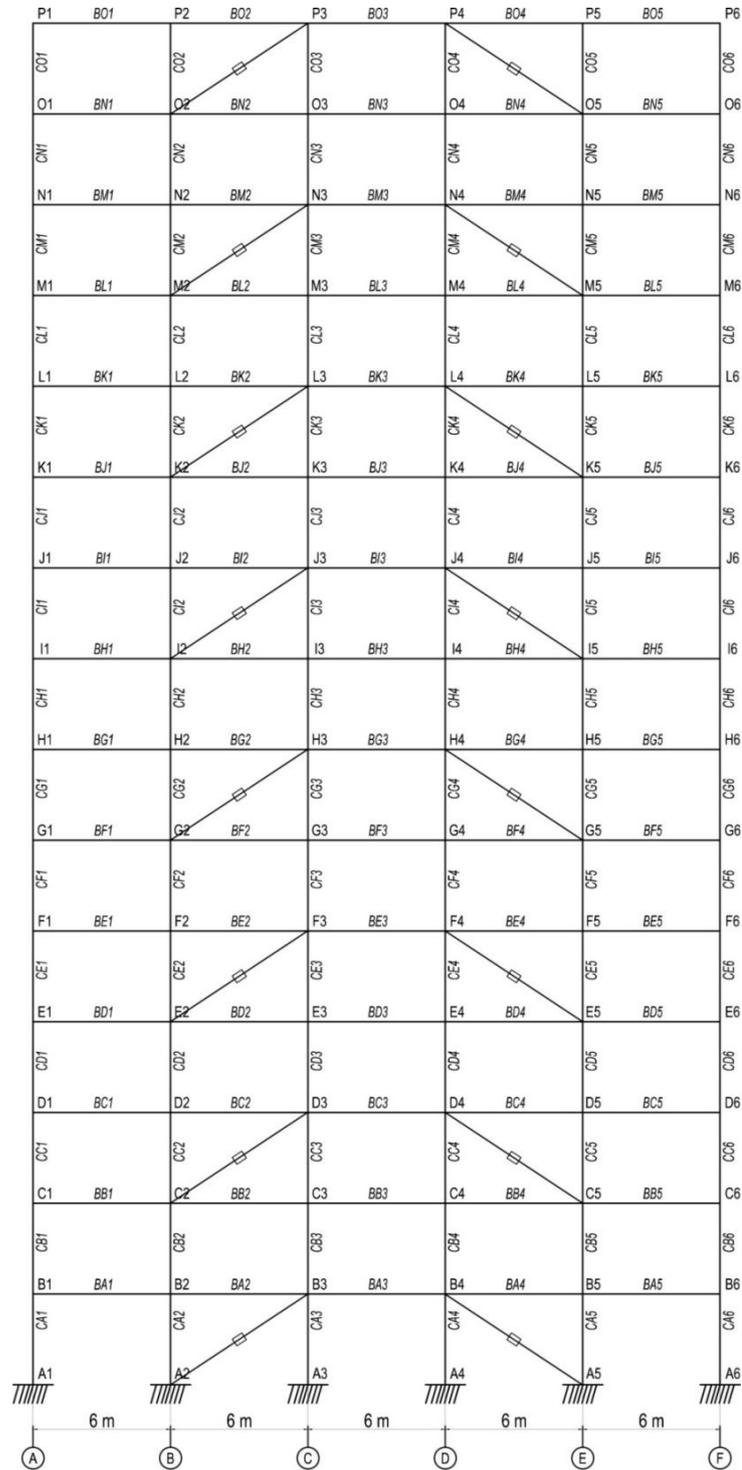
Gambar 3.3: Konfigurasi struktur tanpa *Fluid Viscous Damper*.

Pada Gambar 3.4 menunjukkan konfigurasi struktur dengan perletakan *Fluid Viscous Damper*. Pada setiap lantai dipasang dua buah damper yang diletakkan pada sisi terluar bangunan dengan arah diagonal dengan spesifikasi material damper yang sama.



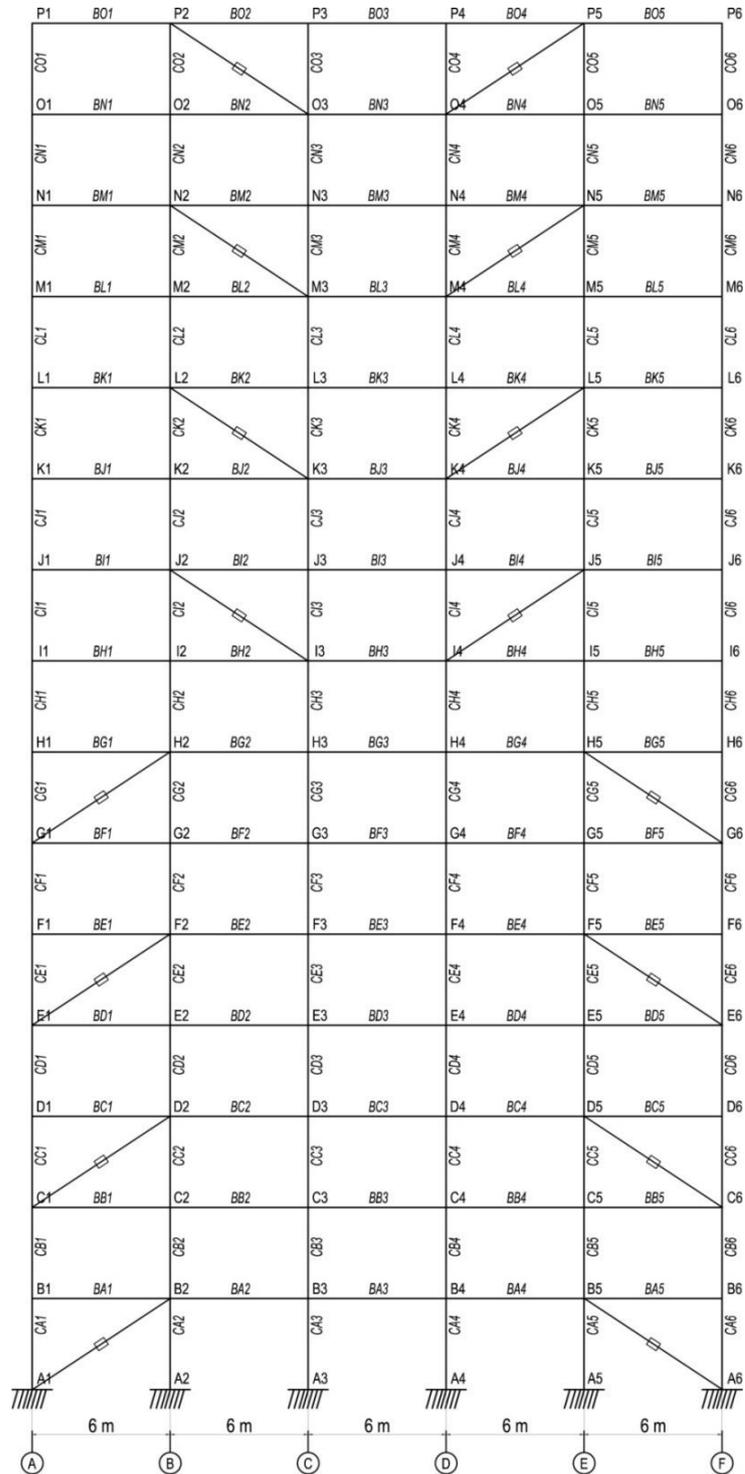
Gambar 3.4: Konfigurasi struktur FVD Pola 1.

Pada Gambar 3.5 menunjukkan konfigurasi struktur dengan perletakan *Fluid Viscous Damper*. Pada setiap lantai dipasang dua buah damper yang diletakkan pada sisi dalam bangunan dengan arah diagonal dengan spesifikasi material damper yang sama.



Gambar 3.5: Konfigurasi struktur FVD Pola 2.

Pada Gambar 3.6 menunjukkan konfigurasi struktur dengan perletakan *Fluid Viscous Damper*. Pada setiap lantai dipasang dua buah damper yang diletakkan pada sisi dalam dan pada sisi luar bangunan dengan arah diagonal dengan spesifikasi material damper yang sama.

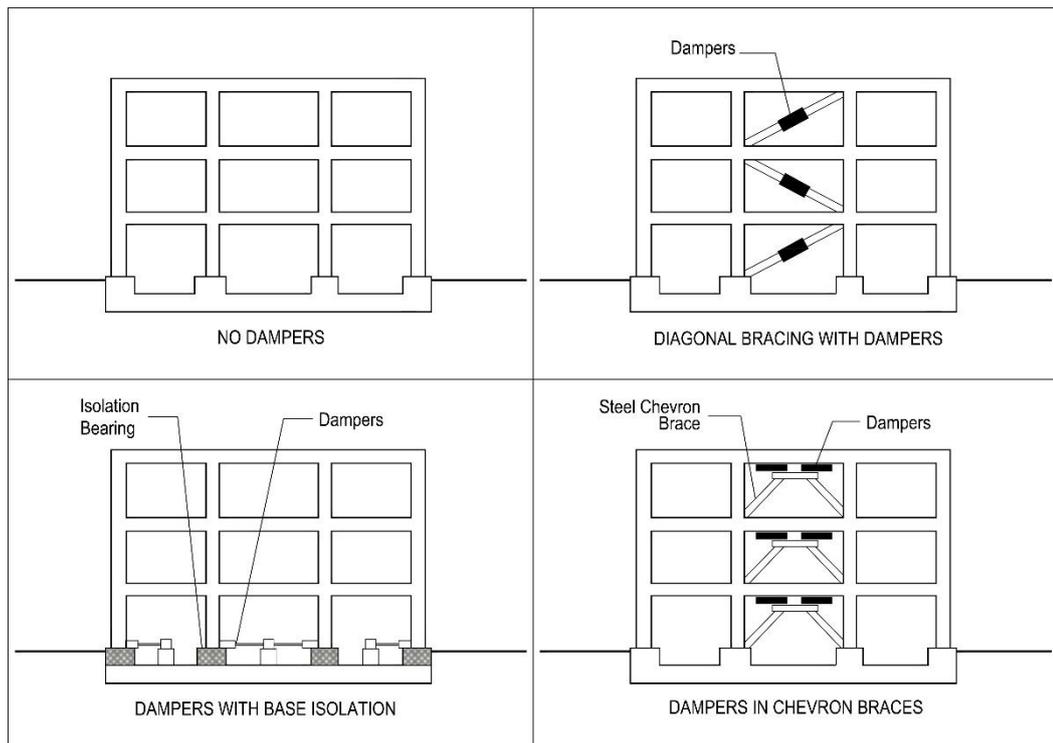


Gambar 3.6: Konfigurasi struktur FVD Pola 3.

3.3 Pola Penempatan FVD

Dalam aplikasinya, pola penempatan FVD sangat beragam tergantung pada kebutuhan dan mempertimbangkan estetika bangunan. Umumnya pada struktur gedung, FVD dipasang sebagai diagonal bracing.

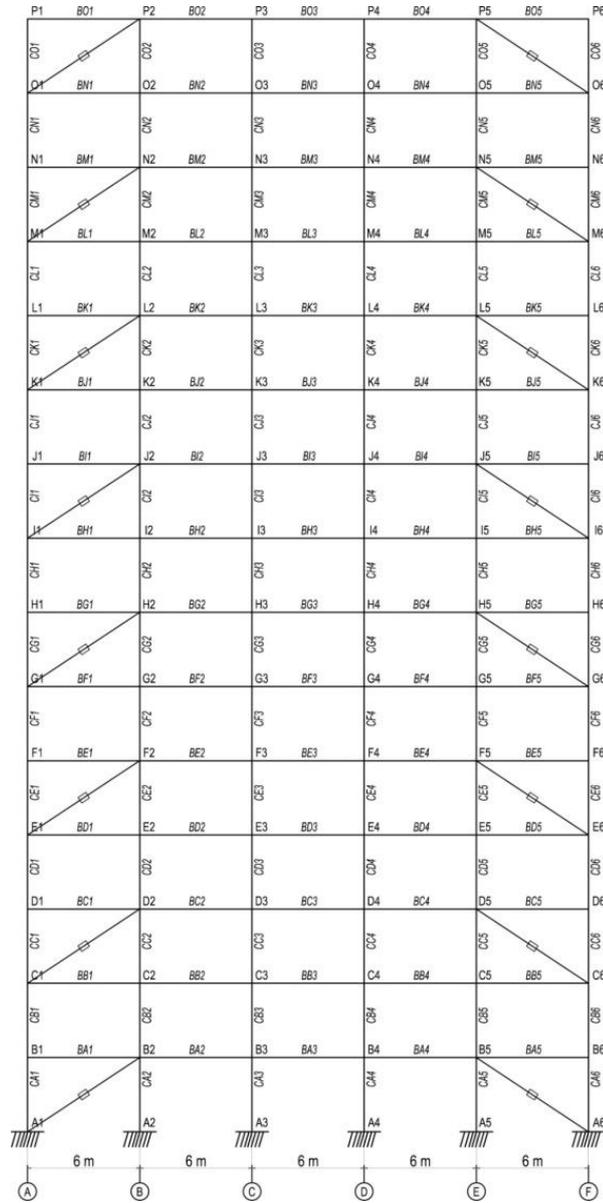
Pada Gambar 3.7 ditampilkan pola penempatan damper yang umum dipasang pada setiap struktur bangunan.



Gambar 3.7: *Basic mounting attachment style.*

Dalam penelitian ini, penulis menggunakan program *software* analisis struktur mencoba menganalisis hasil respons struktur bangunan gedung beraturan dua dimensi yang dipasangkan diagonal damper dengan tiga pola yang berbeda dan kemudian membandingkan hasil dari respons struktur dari ketiga pola penempatan damper tersebut terhadap struktur yang tidak menggunakan alat peredam.

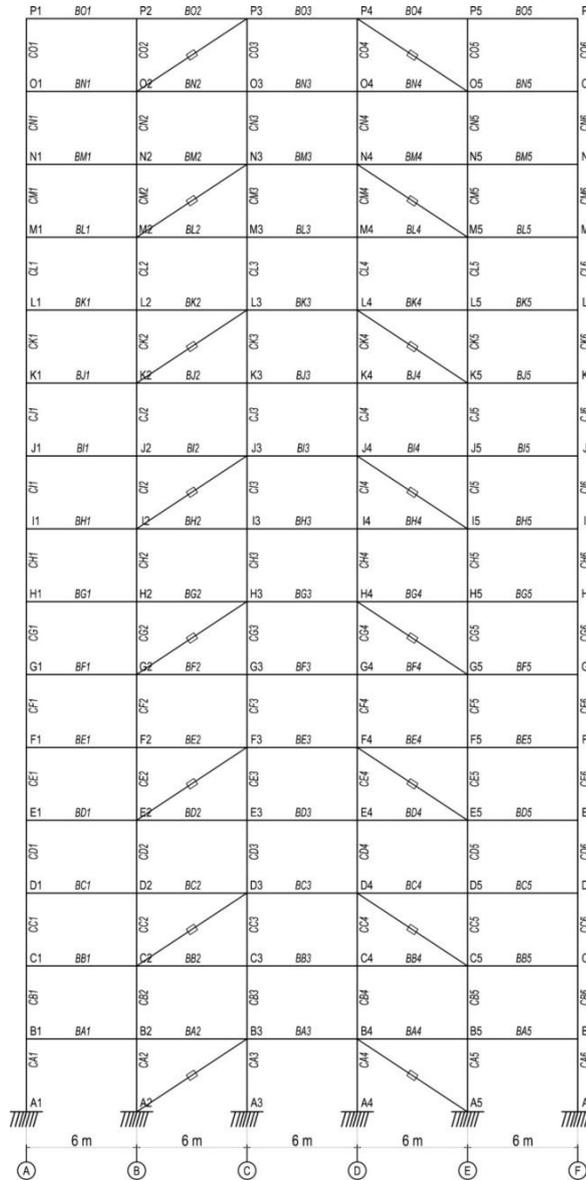
3.3.1 Penempatan FVD Pola 1



Gambar 3.8: Penempatan FVD pola 1.

Pada Gambar 3.8 menunjukkan damper dipasang pada dua bentang tepi namun dengan arah diagonal berlawanan, dengan ukuran damper yang sama dan diletakkan setiap perbedaan satu tingkat. Pada setiap lantai dipasang dua damper dan pada kelang tingkat tidak dipasang damper. Sehingga jumlah total damper dari 15 lantai berjumlah 16 damper dengan berat damper yang sama. Pada pola ini, dua damper berlawanan dengan bekerja sebagai posisi tarik. Maka diasumsikan pola ini akan memberikan pengaruh yang sama untuk kedua arah.

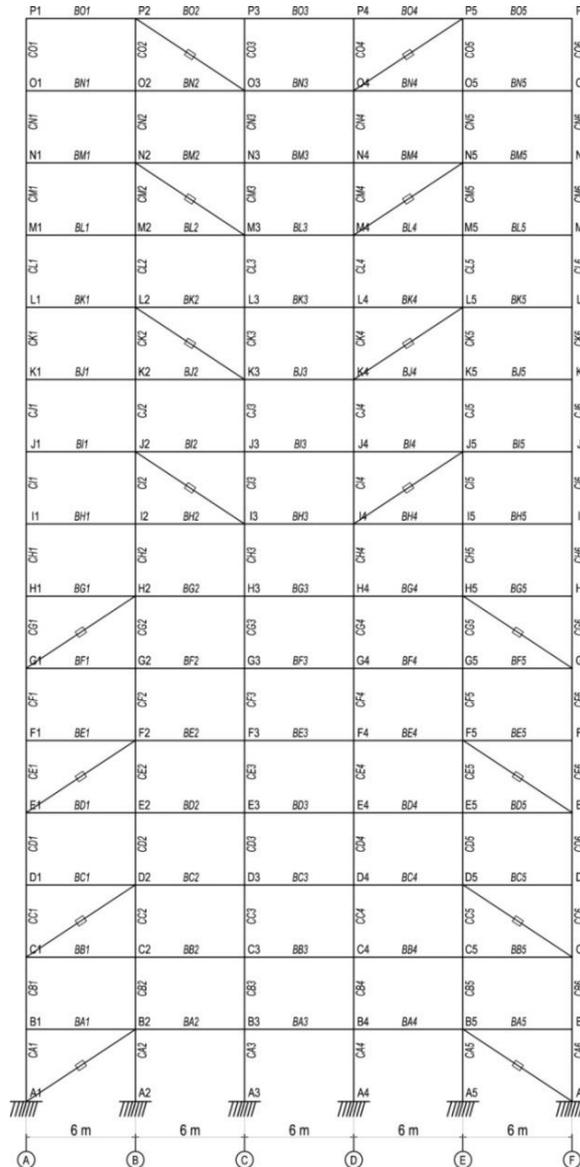
3.3.2 Penempatan FVD Pola 2



Gambar 3.9: Penempatan FVD pola 2.

Pada Gambar 3.9 menunjukkan damper dipasang pada dua bentang namun diletakkan dibagian dalam dengan pembagian yang sama dengan arah diagonal berlawanan, dengan ukuran damper yang sama dan diletakkan setiap perbedaan satu tingkat. Pemilihan pola ini dianggap lebih stabil terhadap struktur dan dengan asumsi bahwa simpangan yang akan dihasilkan memang lebih kecil dibandingkan dengan pola 1, namun akan dilihat apakah dengan pola ini bisa menghasilkan simpangan sesuai batas izin.

3.3.3 Penempatan FVD Pola 3



Gambar 3.10: Penempatan FVD pola 3.

Pada Gambar 3.10 menjelaskan sama halnya dengan pola 1 dan pola 2, pada pola 3 ini pemasangan digabungkan seperti cara perletakan pola 1 dan pola 2. Pada lantai dasar sampai lantai 7 dipasang pola seperti perletakan pola 1 dan pada lantai 8 sampai lantai 15 dipasang perletakan pola lantai 2. Pemilihan pola ini berasumsi karena perpindahan pada lantai atas yang lebih besar dari lantai bawah, jika pola penempatan yang berbeda dari lantai atas dan bawah diaplikasikan, bagaimana perilaku struktur yang dihasilkan. Apakah lebih kecil dari perilaku struktur pola 1 dan pola 2.

3.4 Data Penelitian: Data Desain pada Struktur

3.4.1 Data Material

Material yang digunakan untuk struktur yang akan dianalisis adalah material beton bertulang. Adapun data material dari perencanaan struktur ditunjukkan pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Mutu beton dan baja tulangan.

Fungsi	Mutu Beton	
	$f'c$	E_c *)
Balok		
Balok lantai 1-5	30 mpa	25.742,9
Balok lantai 6-10	30 mpa	25.742,9
Balok lantai 11-15	30 mpa	25.742,9
Kolom		
Kolom lantai 1-5	40 mpa	29.725,4
Kolom lantai 6-10	40 mpa	29.725,4
Kolom lantai 11-15	40 mpa	29.725,4
Pelat		
Pelat lantai	30 mpa	25.742,9
Pelat atap	30 mpa	25.742,9
Berat jenis beton	2400 kg/m ³	
Nilai poison ratio	0,2	
Mutu Baja Tulangan		
Tegangan leleh tulangan utama (F_y) BJ40 = 400 mpa		
Tegangan leleh tulangan sengkang (F_y) BJs24 = 240 mpa		

*) $E_c = 4700\sqrt{f'c}$

Pada Tabel 3.3 mutu beton kolom yang digunakan untuk lantai 1 sampai lantai 15 sebesar 40 mpa, sedangkan mutu beton balok untuk lantai 1 sampai lantai 15 sebesar 30 mpa. Mutu beton pelat lantai dan pelat atap sebesar 30 mpa. Berat jenis beton yang digunakan adalah 2400 kg/m³. Dalam tugas akhir ini penulis tidak memperhitungkan dimensi struktur karena yang dianalisis adalah respons dari model struktur penempatan *fluid viscous damper* yang berbeda. Penulis hanya mengambil dimensi yang tidak melampaui bata izin yang diisyaratkan dalam Satuan Nasional Indonesia (SNI).

3.4.2 Data Elemen Struktur

Sebelum analisa struktur dilakukan, ukuran dari komponen struktur diperlukan untuk menghitung kekakuan struktur yang akan diperlukan di dalam melakukan analisa struktur. Di sisi lain, dimensi komponen struktur yang optimal perlu ditentukan berdasarkan gaya dalam yang terjadi akibat pembebanan struktur yang merupakan hasil dari analisa struktur. Namun dalam tugas akhir ini, menentukan dimensi struktur yang optimal tidak termasuk dalam pembahasan. Tugas akhir ini hanya difokuskan untuk membahas pengaruh letak alat peredam di dalam bangunan terhadap respons struktur bangunan terhadap beban gempa. Oleh sebab itu, penentuan dimensi dari komponen struktur akan dilakukan dengan menggunakan pendekatan sederhana.

Untuk penentuan dimensi balok, persyaratan tinggi balok minimum dapat digunakan sebagai acuan. Untuk balok menerus, SK SNI 03-2847-2012 mensyaratkan nilai tinggi balok minimum sebesar $L/12$, dimana L merupakan panjang bentang balok.

Untuk perencanaan tebal pelat, syarat lendutan minimum untuk pelat masif satu arah sesuai yang ditentukan di dalam SK SNI 03-2847-2012 dapat digunakan sebagai acuan berhubung pelat yang digunakan dalam bangunan ini direncanakan sebagai pelat satu arah.

Selimut beton (SNI 2847:2012 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.

Untuk perencanaan dimensi kolom, beban aksial yang bekerja pada kolom akibat beban gravitasi dapat dijadikan sebagai acuan. Kolom pada lantai dasar dari bangunan 15 lantai akan direncanakan untuk dapat memikul beban gravitasi dari seluruh lantai. Dalam tugas akhir ini, akan diasumsikan bahwa gaya aksial pada kolom lantai dasar akibat beban gravitasi tidak melebihi $0,15Agf'c$ (SNI 2847:2012). Ukuran dimensi awal kolom kemudian akan ditentukan berdasarkan pada beban aksial tersebut. Untuk menghemat material, karena beban aksial yang diterima oleh kolom akan menjadi semakin kecil pada lantai yang lebih tinggi, maka ukuran dimensi kolom akan dikurangi pada setiap kenaikan 5 lantai bangunan.

Pada tugas akhir ini, dimensi komponen yang digunakan tidak akan diubah karena tugas akhir ini hanya ditujukan untuk membandingkan efek perletakan alat peredam terhadap respons struktur bangunan. Desain bangunan yang optimal tidak menjadi pembahasan dalam tugas akhir ini. Ukuran dimensi dari komponen-komponen struktur yang akan digunakan pada analisa struktur pada tugas akhir ini dirangkumkan pada Tabel 3.4.

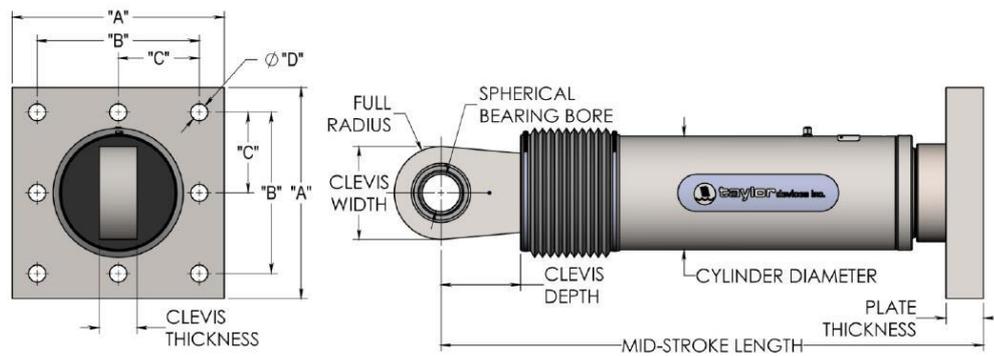
Tabel 3.4: Dimensi komponen struktur yang digunakan dalam analisis.

Tipe	Dimensi (mm)
Balok	
Balok Lantai 1-5	400 x 600
Balok Lantai 6-10	400 x 600
Balok Lantai 11-15	300 x 600
Kolom	
Kolom Lantai 1-5	1200 x 1200
Kolom Lantai 6-10	1000 x 1000
Kolom Lantai 11-15	800 x 800
Pelat	
Pelat lantai	150
Pelat atap	150

Dimensi balok untuk lantai 1-10 digunakan ukuran 400x600 mm sedangkan dimensi balok lantai 11-15 berukuran 300x600 mm. Untuk dimensi kolom pada lantai 1-5 berukuran 1200x1200 mm, kolom lantai 6-10 berukuran 1000x1000 mm dan kolom lantai 11-15 dengan 800x800 mm. Untuk tebal pelat digunakan dimensi dengan ukuran 150 mm.

3.4.3 Spesifikasi Data *Fluid Viscous Damper*

Data masukan untuk damper dalam hal ini yang digunakan adalah *Fluid Viscous Damper* (FVD). Peredam yang digunakan dalam pemodelan bangunan ini berasal dari *Taylor Device Inc.* buatan USA. Pada Gambar 3.11 ditunjukkan detail dari *fluid viscous damper*.



Gambar 3.11: *Fluid Viscous Damper (FVD).*

Fluid Viscous Damper dengan *Force* yang berbeda dapat digunakan untuk berbagai jenis bangunan karena struktur yang dimodelkan memiliki ketinggian rendah, perangkat yang lebih kecil digunakan untuk memulai analisis. Data pada Tabel 3.5 berikut dapat dimasukkan dalam program analisis struktur. Berikut dimensi kapasitas dari *Fluid Viscous Damper* yang disediakan oleh perusahaan *Taylor Device Inc* yang ditampilkan pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: FVD dengan kapasitas *Force* (kN) yang berbeda.

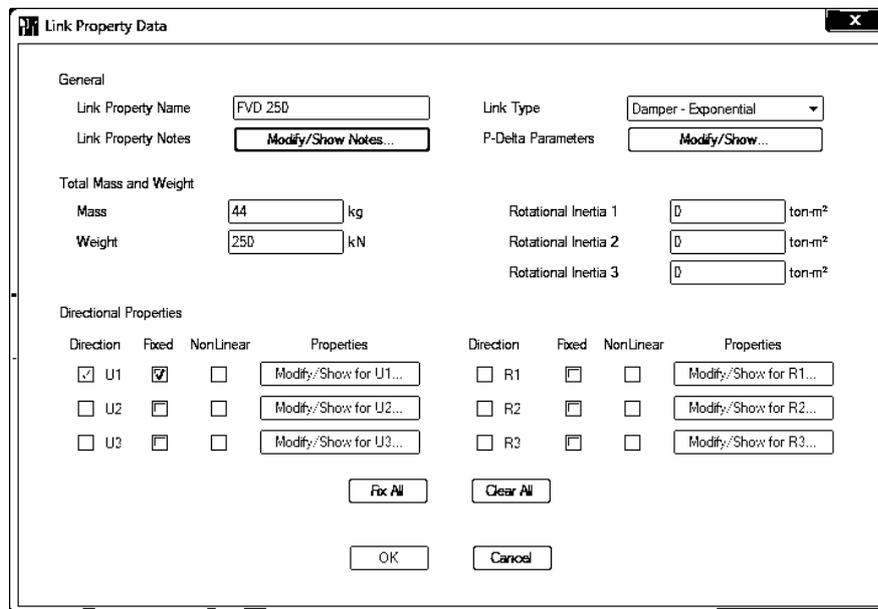
FORCE (kN)	TAYLOR DEVICES MODEL NUMBER	SPHERICAL BEARING BORE DIAMETER (mm)	MID-STROKE LENGTH (mm)	STROKE (mm)	CLEVIS THICKNESS (mm)	MAXIMUM CLEVIS WIDTH (mm)	CLEVIS DEPTH (mm)	BEARING THICKNESS (mm)	MAXIMUM CYLINDER DIAMETER (mm)	WEIGHT (kg)
250	17120	38.10	787	±75	43	100	83	33	114	44
500	17130	50.80	997	±100	55	127	102	44	150	98
750	17140	57.15	1016	±100	59	155	129	50	184	168
1000	17150	69.85	1048	±100	71	185	150	61	210	254
1500	17160	76.20	1105	±100	77	205	162	67	241	306
2000	17170	88.90	1346	±125	91	230	191	78	286	500
3000	17180	101.60	1441	±125	117	290	203	89	350	800
4000	17190	127.00	1645	±125	142	325	273	111	425	1088
6500	17200	152.40	1752	±125	154	350	305	121	515	1930
8000	17210	177.80	1867	±125	178	415	317	135	565	2625

- Untuk pemilihan FVD yang digunakan dapat dilihat pada tabel kapasitas *Force* yang berbeda yang disediakan oleh *Taylor Device Inc*.
- Pada tabel *Weight* berisi data tentang berat dari setiap FVD sesuai dengan kapasitas *Force*.
- Pada *Maximum Cylinder Diameter* berisi data tentang diameter dari FVD.
- *Bearing Thickness* yaitu data-data ketebalan bantalan dari FVD.
- *Clevis Depth* yaitu kedalaman dari pengikat *clevis*.
- Pada *Force* berisikan penamaan dari jenis FVD sesuai ketahanan beban FVD.

Data FVD yang digunakan dalam penelitian ini diambil dari Tabel 3.5 digunakan jenis FVD dengan kapasitas *force* sebesar 250 kN karena sudah memenuhi dalam perhitungan. FVD yang digunakan yaitu FVD dengan jenis linear.

FVD ditambahkan ke struktur setelah mendefinisikan *Link Properties* dengan menambahkan *Damper-Exponential* baru di *Link Property Data*.
 SAP2000 MENU=>Define=>Link Properties=>Add New Link=>Link Property Data.

Karena FVD 250 adalah linier maka digunakan *Direction U1* di *Fix and Properties*. Dengan massa sebesar 44 kg dan berat 250 kN yang tercantum dari Tabel 3.5.



Gambar 3.12: Menambahkan damper baru.

Kemudian OK untuk menambahkan dan OK lagi untuk menutup Tab. Sekarang damper ini dapat ditambahkan dengan opsi *Draw Link* dan memilih properti damper FVD 250 diseluruh balok lantai secara diagonal, mulai dari ujung atas ke ujung bawah.

3.5 Pembebanan

Menghitung beban-beban yang bekerja pada struktur berupa beban mati, beban hidup dan beban gempa. Beban mati yang dihitung berdasarkan pemodelan

yang ada dimana berat sendiri di dalam program analisis struktur dimasukkan dalam *load case DEAD*, sedangkan berat sendiri tambahan yang tidak dapat dimodelkan dalam program analisis struktur dalam *load case Superimpose Dead Load*. Perhitungan berat sendiri ini dalam program analisis struktur yang untuk *dead* adalah 1, sedangkan *superimpose dead load* adalah 0, dimana beban untuk *dead* telah dihitung secara otomatis oleh program, sedangkan untuk beban *superimpose dead load* bebannya perlu dimasukkan secara manual sesuai dengan data yang ada.

Beban hidup yang dimasukkan dalam program analisis struktur dinotasikan dalam *live*. Beban hidup ini mendapatkan reduksi beban gempa. Beban hidup disesuaikan dengan peraturan yang ada. Perhitungan beban hidup ini dalam program analisis struktur yang untuk *live* adalah 0, dimana beban hidup perlu dimasukkan secara manual sesuai dengan data yang ada.

Untuk beban gempa yang bekerja pada struktur digunakan beban gempa *Time History Analysis Linear*. Data yang dibutuhkan dalam *Time History Analysis* adalah akselerogram gempa yang diangkakan sebagai gerakan tanah masukkan. Akselerogram yang digunakan ada tiga buah akselerogram dari tiga gempa yang berbeda yaitu San Fernando, Kobe – Jepang, dan Chi Chi – Taiwan.

3.5.1 Beban Mati dan Beban Mati Tambahan

Beban mati (berat sendiri) bahan bangunan dan komponen gedung menurut PPPURG 1987 Pasal 2.1.1 yang digunakan dalam perhitungan dapat dilihat pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Beban mati (berat sendiri) bahan bangunan PPPURG 1987.

Jenis Material	Berat Jenis Material
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Spesi penutup lantai 2 cm	2100 kg/m ³
Keramik	24 kg/m ²
<i>Water proofing</i>	5 kg/m ²
Plafond dan penggantung	18 kg/m ²
Mekanikal dan elektrikal	25 kg/m ²

Beban-besan gravitasi tersebut dapat dirangkum untuk masing-masing lantai sebagai berikut.

- *Pembebanan Pelat Lantai 1-14*

Beban mati ditinjau per lebar pias (*Superimpose Dead Load = SDL*)

Berat sendiri pelat = $0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$

Spesi penutup lantai = $0,02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$

Keramik = 24 kg/m^2

Plafond dan penggantung = 18 kg/m^2

Mekanikal & elektrik = 25 kg/m^2

Total = 469 kg/m^2

Total beban mati dalam kg = 4221 kg

Total beban mati tambahan = $140,7 \text{ kg/m}$

- *Pembebanan Pelat Lantai 15 (Atap)*

Beban mati ditinjau per lebar pias (*Superimpose Dead Load = SDL*)

Berat sendiri pelat = $0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$

Spesi penutup lantai = $0,02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$

Waterproofing = 5 kg/m^2

Plafond dan penggantung = 18 kg/m^2

Mekanikal & elektrik = 25 kg/m^2

Total = 450 kg/m^2

Total beban mati dalam kg = 4050 kg

Total beban mati tambahan = 135 kg/m

3.5.2 Beban Hidup (Live Load)

Untuk data beban hidup diperoleh data berdasarkan SNI 1727:2013 sebagai berikut.

- *Pembebanan Pelat Lantai 1-14*

Beban hidup ditinjau per lebar pias (*Live Load = LL*)

Beban hidup sesuai PPIUG untuk fungsi gedung perkantoran = 250 kg/m^2

Dalam kg = 2250 kg

Total beban hidup = 75 kg/m

Koefisien reduksi = $0,4 \text{ kg}$

- *Pembebanan Pelat Lantai 15 (Atap)*

Beban hidup ditinjau per lebar pias (*Live Load* = LL)

Beban hidup sesuai PPIUG untuk fungsi gedung perkantoran = 100 kg/m²

Dalam kg = 900 kg

Total beban hidup = 30 kg/m

Koefisien reduksi = 0,4 kg

Nilai reduksi beban hidup menurut SNI 1727:2013 pasal 4.7.2 sebagai berikut.

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (3.1)$$

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

$$L = 0.4L_o$$

3.6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang akan di input ke dalam program analisis struktur dalam perhitungan menurut SNI 1727:2013 bisa dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Tabel kombinasi pembebanan untuk $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,932$.

KOMBINASI PEMBEBANAN						
Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1.4	DL				
Kombinasi 2	1.2	DL	1.6	LL		
Kombinasi 3	1.31	DL	1	LL	0.39	EX
Kombinasi 4	1.10	DL	1	LL	-0.39	EX
Kombinasi 5	1.14	DL	1	LL	0.39	EX
Kombinasi 6	1.26	DL	1	LL	-0.39	EX
Kombinasi 7	1.31	DL	1	LL	1,3	EX
Kombinasi 8	1.10	DL	1	LL	-1,3	EX
Kombinasi 9	1.26	DL	1	LL	1,3	EX
Kombinasi 10	1.14	DL	1	LL	-1,3	EX
Kombinasi 11	1.01	DL			0.39	EX

Tabel 3.7: *Lanjutan.*

KOMBINASI PEMBEBANAN					
Kombinasi	Koefisien		Koefisien	Koefisien	
Kombinasi 12	0.79	DL		-0.39	EX
Kombinasi 13	0.84	DL		0.39	EX
Kombinasi 14	0.96	DL		-0.39	EX
Kombinasi 15	1.01	DL		1,3	EX
Kombinasi 16	0.79	DL		-1,3	EX
Kombinasi 17	0.96	DL		1,3	EX
Kombinasi 18	0.84	DL		-1,3	EX

SNI 1726:2012 pasal 7.3.4.2 menyebutkan bahwa untuk kategori desain seismic D,E atau F nilai ρ 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 ρ harus diambil = 1,3. Dalam penulisan ini menggunakan $\rho = 1,3$ karena memenuhi syarat berdasarkan pengecekan $35\% \text{ Base shear} < \text{story shear}$.

3.7 Metode Respons 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 dalah 1,0. Bangunan direncanakan berada di kota Medan.

Penentuan kategori desain seismik dapat ditentukan dengan terlebih dahulu menentukan nilai spektra percepatan (S_s) dan spektral percepatan (S_1) untuk kota Medan 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:

- $PGA = 0,233 \text{ g}$
- $S_s = 0,532 \text{ g}$
- $S_1 = 0,335 \text{ g}$

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

- a) Penentuan faktor amplifikasi terkait spektra percepatan untuk periode pendek (F_a) dan periode 1,0 detik (F_v), dapat dilihat pada Tabel 3.8.

Tabel 3.8: Interpolasi koefisien situs, F_a dan F_v (SNI 1726:2012).

Koefisien situs F_a dan F_v , untuk kota Medan		
Kelas situs	F_a ($S_s = 0,532$)	F_v ($S_1 = 0,335$)
SC – tanah keras	1,187	1,465

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

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

$$S_{MS} = 1,187 \times 0,532 = 0,631$$

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

$$S_{M1} = 1,465 \times 0,335 = 0,491$$

- c) Penentuan respons 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:

μ merupakan konstanta yang tergantung pada peraturan perencanaan bangunan yang digunakan, misalnya untuk IBC-2009 dan ASCE 7-10 dengan gempa 2500 tahun menggunakan nilai μ sebesar 2/3 tahun.

Perhitungan untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1,0 detik (S_{D1}) dapat dilihat pada Tabel 3.9.

Tabel 3.9: Nilai S_{DS} dan S_{D1} untuk kota Medan.

Nilai S_{DS} dan S_{D1} untuk kota Medan		
Kelas situs	$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS}$	$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1}$
SC – tanah keras	0,421	0,327

Perhitungan kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dapat dilihat pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10: 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

Perhitungan kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik dapat dilihat pada Tabel 3.11.

Tabel 3.11: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik.

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

Berdasarkan Tabel 3.10 dan Tabel 3.11 untuk penentuan kategori desain seismik untuk kota Medan adalah kategori desain seismik S_{DS} kategori bangunan C dan kategori desain seismik S_{D1} kategori bangunan D.

d) Penentuan nilai T_0 dan T_s , hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 3.12.

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

$$T_s = \frac{0,327}{0,421} = 0,778$$

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

$$T_0 = 0,2 \times 0,778 = 0,156$$

e) Penentuan nilai S_a

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

$$S_a = S_{DS}(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \quad (3.2)$$

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

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.3)$$

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

Tabel 3.12: Data spektrum respon berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Medan untuk tanah keras.

Data yang Diperoleh	
T (detik)	Koefisien Gempa C
0.000	0.1684
$T_0 = 0.156$	0.4210
T (detik)	Koefisien Gempa C
0.200	0.4210
0.300	0.4210
0.400	0.4210
0.500	0.4210
0.600	0.4210
0.700	0.4210
$T_a = 0.777$	0.4210
0.800	0.4090
0.900	0.3635
1.000	0.3272
1.100	0.2974
1.200	0.2727
1.300	0.2517
1.400	0.2337
1.500	0.2181
1.600	0.2045
1.700	0.1925
1.800	0.1818
1.900	0.1722
2.000	0.1636

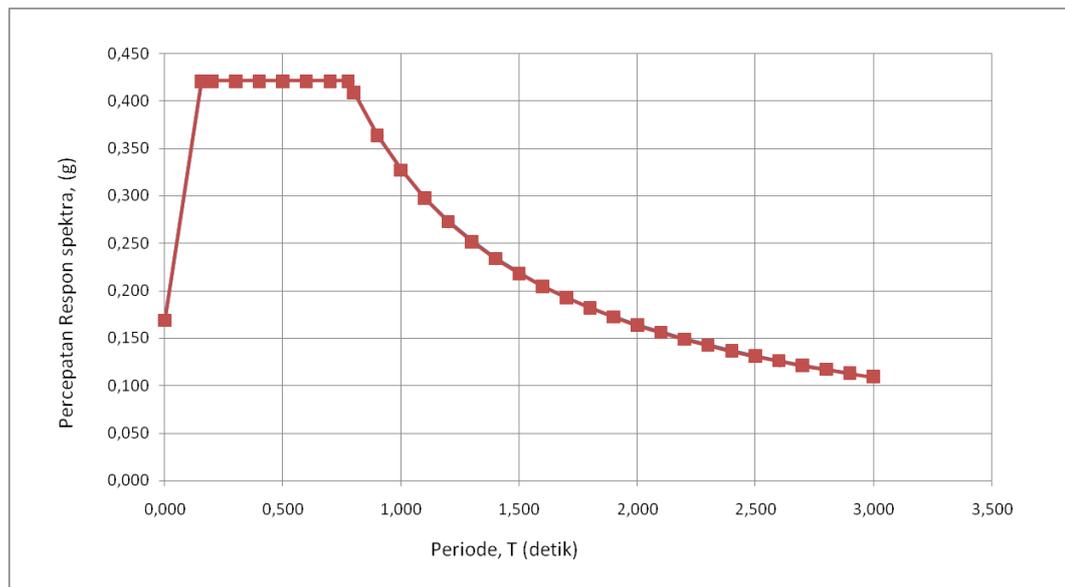
Tabel 3.12: *Lanjutan.*

Data yang Diperoleh	
2.100	0.1558
2.200	0.1487
2.300	0.1423
2.400	0.1363
2.500	0.1309
2.600	0.1258
2.700	0.1212
2.800	0.1169
2.900	0.1128
3.000	0.1091

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

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor skala} &= I/R \times g && (3.4) \\
 &= 1/8 \times 9.81 \text{ m/s}^2 \\
 &= 1.226
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan pada Tabel 3.12 diperoleh grafik spektrum respons gempa rencana yang dapat dilihat pada Gambar 3.13.



Gambar 3.13: Grafik spektrum respons gempa rencana.

3.8 Metode Analisa Riwayat Waktu

Menganalisis model struktur dengan rekaman gempa yang ada dengan bantuan program analisis struktur. Data yang dibutuhkan dalam analisa riwayat waktu adalah akselerogram gempa yang diangkakan sebagai gerakan tanah masukan.

Untuk menganalisis gempa dengan respons spektra dapat dilihat ketentuan pada SNI 1726:2012 dengan data tanah Medan, sedangkan *time history analysis*, diperlukan rekaman gempa asli. Data gempa yang digunakan diambil dari situs PEER (*Pasific Eartquake Engineering Research Center*).

Setiap pasang gerak tanah tersebut harus diskalakan sedemikian rupa sehingga pada rentang perioda 0,25T hingga 1,5T. Nilai rata-rata spektrum SRSS dari semua pasang komponen horizontal tidak boleh kurang dari nilai ordinat terkait pada spektrum respons yang telah ditentukan.

Percepatan gerakan tanah yang digunakan adalah data gempa San Fernando, Kobe dan Chi Chi yang besarnya diskalakan terhadap respons spektrum gempa Medan.

Faktor skala gempa didapatkan dengan rumus berikut:

$$SF = \frac{\sum_{i=1}^n (\bar{A}_i \times A_i)}{\sum_{i=1}^n (A_i \times A_i)} \quad (3.5)$$

Dimana:

A_i = Percepatan *ground motion*

\bar{A}_i = Percepatan SNI 1726:2012

Untuk memasukkan nilai *ground motion* kedalam analisis *time history*, diperlukan hasil proses tambahan karena setiap gempa berbeda letak dan besarnya, sehingga dibutuhkan penskalaan. Dengan penskalaan, gempa dapat dicocokkan dengan spektrum di wilayah yang ditinjau.

Proses penskalaan dilakukan pada rentang:

$T = 1,995$ s (T bangunan hasil Analisis dari *software*)

$0,25T = 0,25 \times 1,995 = 0,49875$ s

$1,5T = 1,5 \times 1,995 = 2,9925$ s

Tahap-tahap penskalaan sebagai berikut:

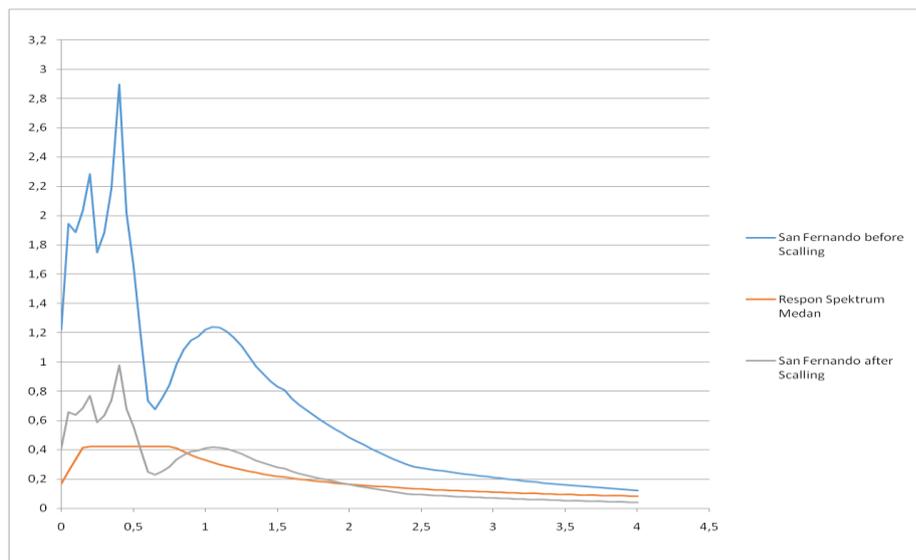
1. Mengubah data *ground motion* menjadi spektrum dengan software Seismo Signal karena penskalaan dalam bentuk spektrum
2. Ambil data-data *pseudo-ecceeleration* dari software tersebut.
3. Hitung faktor skala dengan rumus dari Kalkan dan Chopra dan diperoleh *scale factor*.

3.8.1 *Ground Motion San Fernando*

Ground motion San Fernando diskalakan kedalam respons spektrum kota Medan dengan *scale factor* yang telah didapat dengan tahapan yang telah dibahas sebelumnya. Adapun hasil dari penskalaan *ground motion* gempa San Fernando dapat dilihat pada Gambar 3.14 dan Gambar 3.15.

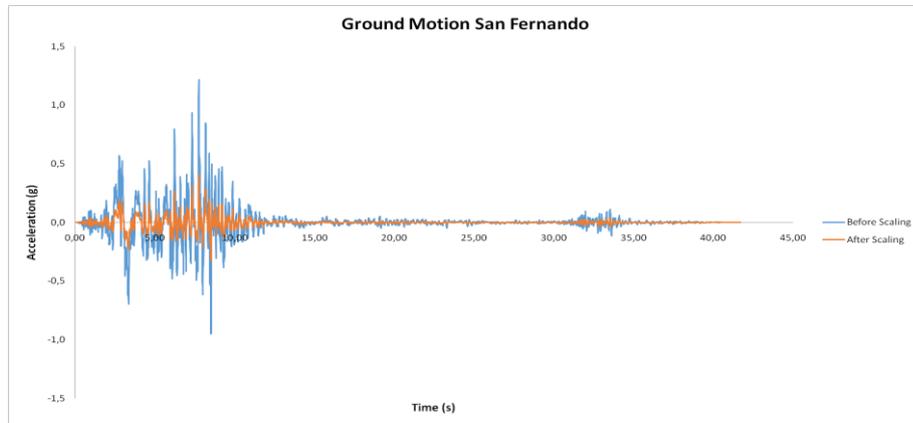
- Periode alami struktur dari program analisis struktur = 1,995
- *Scale Factor* = 0,33786

Berikut ini grafik dari penskalaan gempa San Fernando ke respons spektrum Medan.



Gambar 3.14: Grafik penskalaan gempa San Fernando ke spektrum Medan.

Setelah penskalaan dari ground motion gempa San Fernando ke spektrum Medan, dihasilkan grafik akselerogram gempa San Fernando berikut ini.



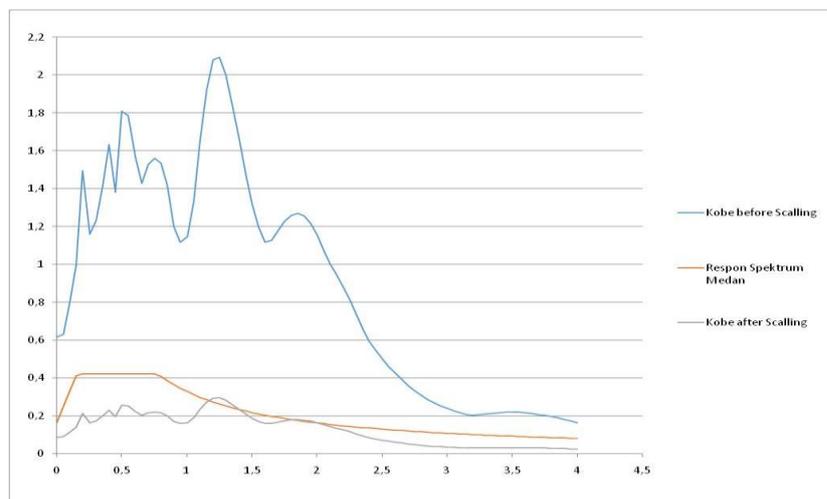
Gambar 3.15: Grafik akselerogram gempa San Fernando.

3.8.2 Ground Motion Kobe – Jepang

Ground motion gempa Kobe diskalakan kedalam respons spektrum kota Medan dengan *scale factor* yang telah didapat dengan tahapan yang telah dibahas sebelumnya. Adapun hasil dari penskalaan *ground motion* gempa Kobe dapat dilihat pada Gambar 3.16 dan Gambar 3.17.

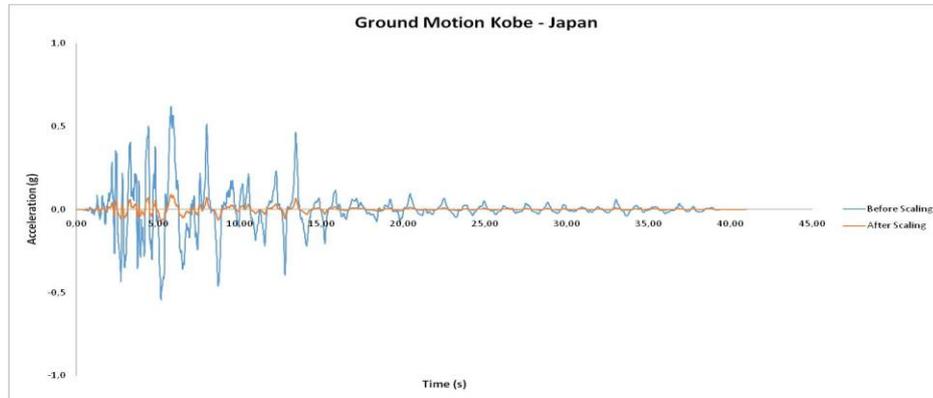
- Periode alami struktur dari program analisis struktur = 1,995
- *Scale Factor* = 0,141344

Berikut ini grafik dari penskalaan gempa Kobe ke respons spektrum Medan.



Gambar 3.16: Grafik penskalaan gempa Kobe ke spektrum Medan.

Setelah penskalaan dari *ground motion* gempa Kobe ke gempa spektrum Medan, dihasilkan grafik akselerogram gempa Kobe berikut ini.



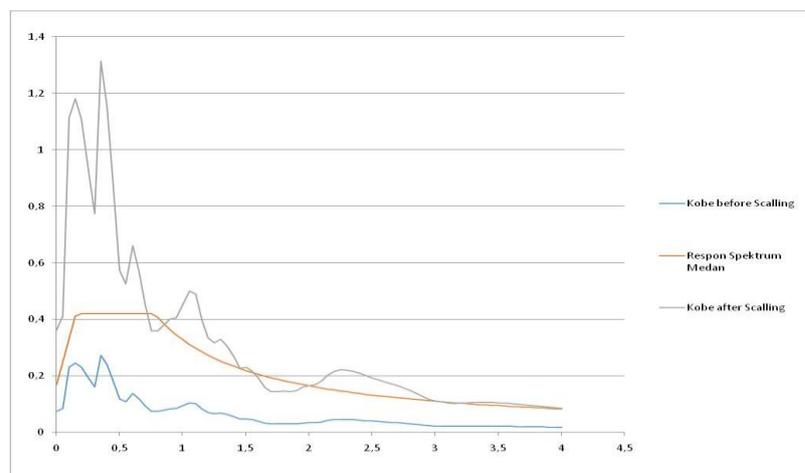
Gambar 3.17: Grafik akselerogram gempa Kobe - Jepang.

3.8.3 *Ground Motion* Chi Chi – Taiwan

Ground motion gempa Chi Chi diskalakan kedalam respons spektrum kota Medan dengan *scale factor* yang telah didapat dengan tahapan yang telah dibahas sebelumnya. Adapun hasil dari penskalaan *ground motion* gempa Chi Chi dapat dilihat pada Gambar 3.18 dan Gambar 3.19.

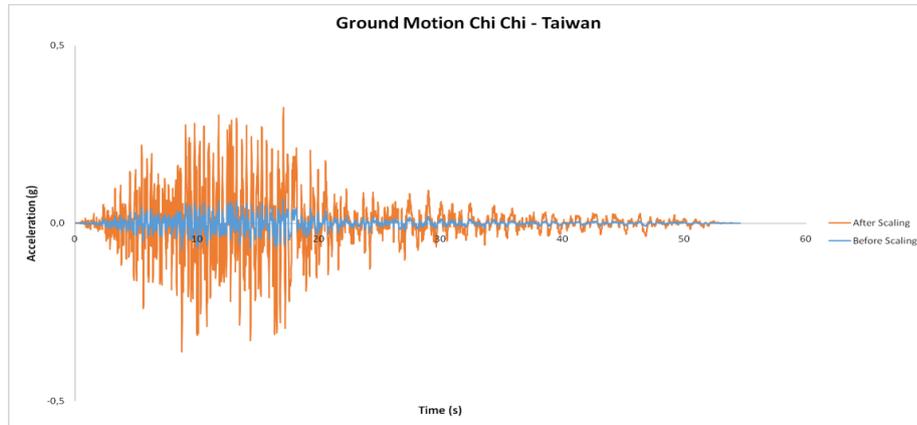
- Periode alami struktur dari program analisis struktur = 1,995
- *Scale Factor* = 4,81152

Berikut ini grafik dari penskalaan gempa Chi Chi ke respons spektrum Medan.



Gambar 3.18: Grafik penskalaan gempa Chi Chi ke spektrum Medan.

Setelah penskalaan dari ground motion gempa Chi Chi ke spektrum Medan, dihasilkan grafik akselerogram gempa Chi Chi berikut ini.

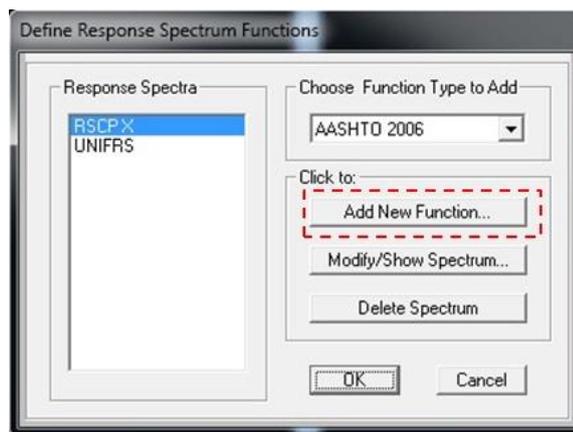


Gambar 3.19: Grafik akselerogram gempa Chi Chi - Taiwan.

3.9 Mendefinisikan *Spectrum Respons* pada *Software Analisis*

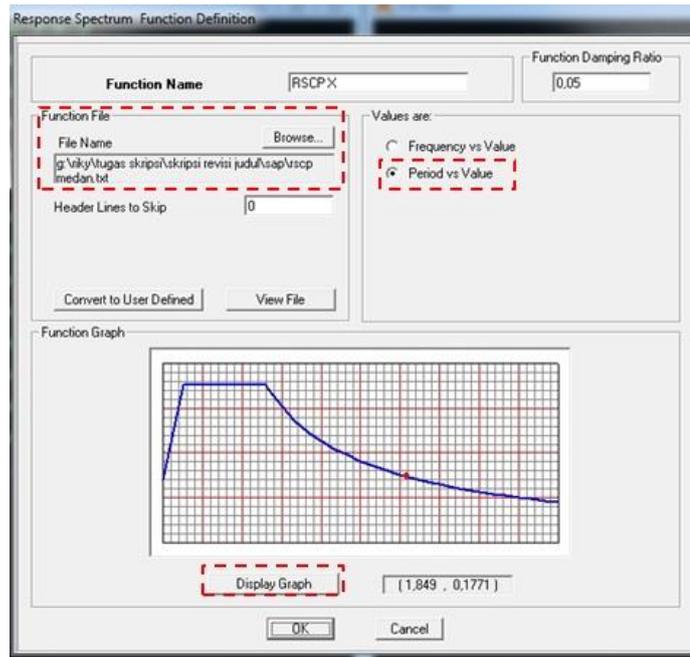
Berikut ini akan dijelaskan langkah-langkah dalam mendefinisikan spectrum respons di dalam program analisis struktur.

- Pilih *define > functions > response spectrum*, pada tab *define response spectrum function*, *click to > add new function*



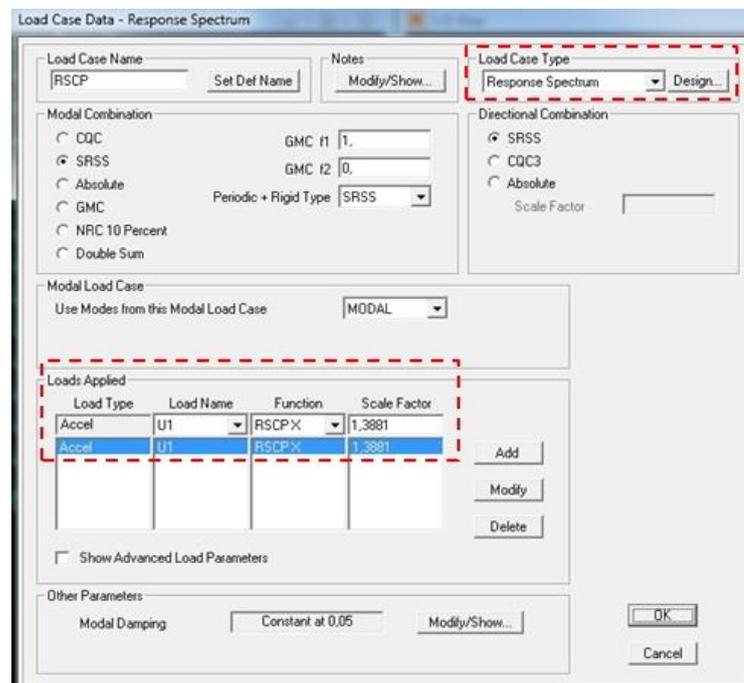
Gambar 3.20: Membuat respons spektrum baru.

- Pada tab *function file*, *browse* file data respons spektrum Medan dan pada tab *value are* pilih *period vs value*. Untuk melihat tampilan grafik dari respons spektrum Medan pilih *display graph*.



Gambar 3.21: Input respons spektrum Medan.

- Input fungsi respons spektrum kedalam *analysis case*. Pilih *define > load case > add new load case*, pada *load case type* pilih *response spectrum*, pada *load type* pilih *accel*, pada *function* pilih respons spektrum yang sudah di buat dan tentukan *scale factor*. Klik *add*.

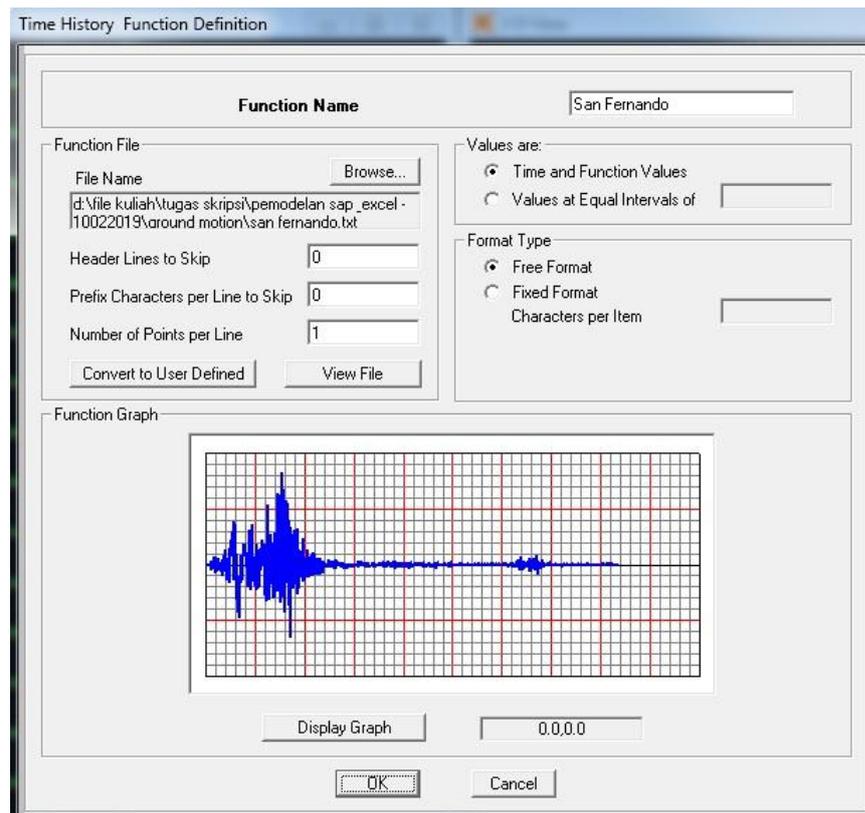


Gambar 3.22: Input *analysis case response spectrume*.

3.10 Mendefinisikan *Time History Analysis* pada *Software Analisis*

Berikut ini akan dijelaskan langkah-langkah dalam mendefinisikan *time history* analysis di dalam program analisis struktur.

- Pilih *define > functions > time history*, pada *type* pilih *from file* pilih *add new function* pilih *browse* pilih file data gempa San Fernando, Kobe dan Chi Chi.

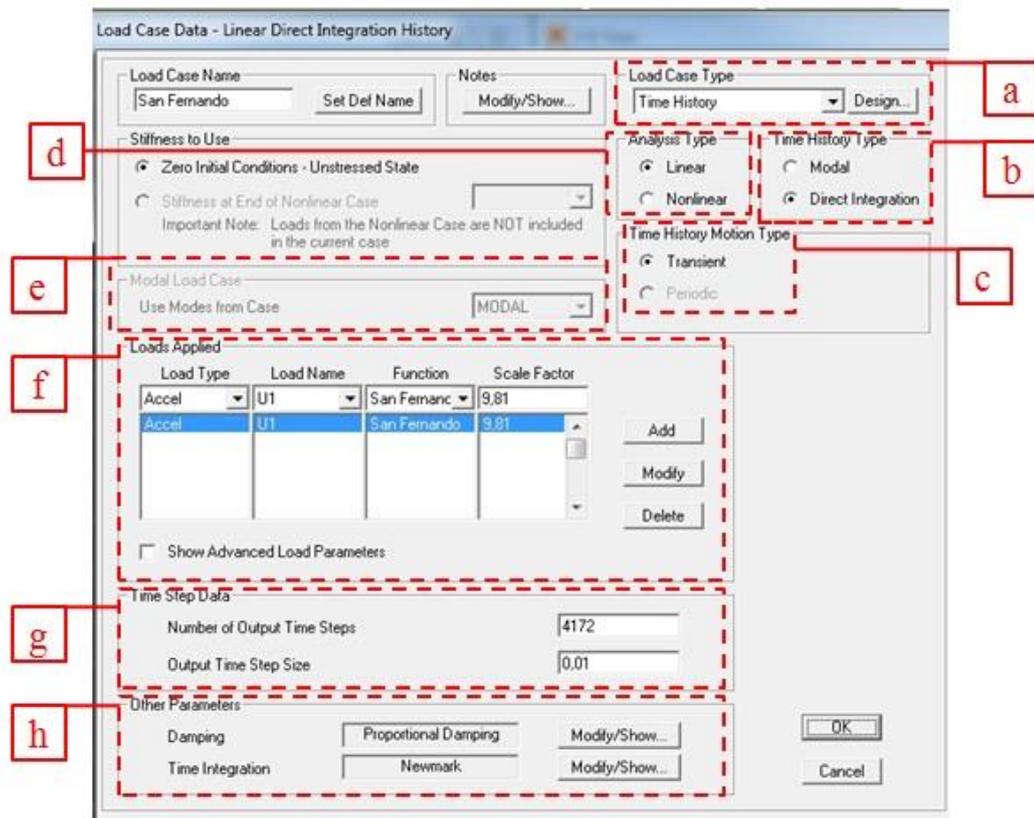


Gambar 3.23: Input gempa *time history*.

Sama seperti analisis beban yang lainnya, analisis *time history* harus ditegaskan dalam perintah *load case*. Klik perintah *define menu > load case* untuk menampilkan kotak dialog *define load case*, kemudian klik *add new load case* untuk menambah *case* baru, maka akan muncul kotak dialog *define load case – linear modal history* yang ditunjukkan pada Gambar 3.24.

- a. *Load case type*: ditentukan *time history* untuk analisis dinamik *time history*
- b. *Time history tipe*: terdapat dua metode analisis *time history*, yaitu *modal (modal analysis)* dan *direct integration (integrasi langsung)*. Pada penelitian ini digunakan *modal*

- c. *Time history motion type*: dipilih tipe transient, merupakan case yang umum, dimana struktur diawali kondisi diam dan memperlakukan beban spesifik hanya selama periode waktu yang telah ditetapkan untuk analisis



Gambar 3.24: Kotak dialog *Define load case – linear modal history*.

- d. *Analysis type*: terdapat dua macam tipe analisis, yaitu linear dan nonlinear. Pada penelitian ini digunakan tipe linear.
- e. *Modal load case*: analisis *time history* metode modal analisis didasarkan pada *modal superposition*. Dipilih nama dari pola beban modal (*modal load case*), dimana mode digunakan sebagai dasar dalam analisis *time history*.
- f. *Load Applied*: CSI (2008) menyebutkan bahwa perintah *loads applied* menggunakan beban dari satu atau lebih *load patterns* atau beban akselerasi yang telah ada (*built-in*) yang masing-masing diskalakan oleh fungsi waktu yang sama ataupun berbeda.
- *Load type*: memilih apakah beban yang digunakan merupakan pola pembebanan (*load patterns*) atau beban akselerasi yang telah ada (*built-in*)

acceleration load). Untuk beban gempa dipilih *Acceleration*.

- *Load name*: memilih nama pola pembebanan (*load patterns*) atau arah percepatan tanah (*ground acceleration*), tergantung dari jenis pembebanan. Pada penelitian ini digunakan beban akselerasi arah U1 (translasi arah sumbu lokal 1 atau sumbu global X)
 - *Function*: memilih nama fungsi *time history* yang sebelumnya telah didefinisikan yang menentukan besarnya beban sebagai fungsi waktu
 - *Scale factor*: memasukan sebuah faktor skala yang mengalikan beban sebelum dimasukkan kepenggunaan beban lainnya. Untuk beban akselerasi, faktor skala memiliki satuan dari akselerasi, dan akan konsisten dengan satuan yang sedang digunakan.
- g. *Time step data*: memuat data tentang data langkah waktu, yang terdiri dari *Number of output time step* yang merupakan jumlah *output* (hasil) dari langkah waktu (*time step*) dan *output time step size* merupakan interval setiap langkah waktu
- h. *Other parameter*: untuk *linear modal history*, *other parameter* merupakan *modal damping* (redaman ragam), untuk memodifikasi nilainya di klik perintah *modufy/show* sehingga muncul kotak dialog *modal damping*. Pada penelitian ini digunakan redaman seragam untuk semua mode (*constant damping for modes*) sebesar 5%.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Tinjauan Umum

Dalam bab ini akan dipaparkan contoh perhitungan pada struktur 15 lantai dimana struktur yang dianalisis menggunakan sistem peredam energi (damper) akibat gaya gempa, yaitu *Fluid Viscous Damper*. Analisis dilakukan secara dua dimensi, pengerjaan analisis struktur dengan menggunakan program analisis struktur. Pemodelan struktur dikerjakan dengan beberapa pola penempatan damper yang berbeda dan masing masing dihitung perilaku strukturnya.

4.2 Perhitungan Berat Sendiri Perlantai

Pada *software* berat sendiri perlantai dapat dihitung secara otomatis. Adapun hasil berat sendiri per lantai struktur bangunan tanpa damper yang dihitung otomatis oleh *software* dapat dilihat dari Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Hasil berat sendiri bangunan perlantai struktur Non Damper.

<i>Group</i>	<i>SelfMass</i>	<i>SelfWeight</i>	<i>TotalMassX</i>	<i>TotalMassY</i>	<i>TotalMassZ</i>
<i>ALL</i>	114.681,36	1.124.640,00	114.681,36	114.681,36	114.681,36
LANTAI 1	10.220,00	100.224,00	10.220,00	10.220,00	10.220,00
LANTAI 2	10.220,00	100.224,00	10.220,00	10.220,00	10.220,00
LANTAI 3	10.220,00	100.224,00	10.220,00	10.220,00	10.220,00
LANTAI 4	10.220,00	100.224,00	10.220,00	10.220,00	10.220,00
LANTAI 5	10.220,00	100.224,00	10.220,00	10.220,00	10.220,00
LANTAI 6	7.635,63	74.880,00	7.635,63	7.635,63	7.635,63
LANTAI 7	7.635,63	74.880,00	7.635,63	7.635,63	7.635,63
LANTAI 8	7.635,63	74.880,00	7.635,63	7.635,63	7.635,63
LANTAI 9	7.635,63	74.880,00	7.635,63	7.635,63	7.635,63
LANTAI 10	7.635,63	74.880,00	7.635,63	7.635,63	7.635,63
LANTAI 11	5.080,63	49.824,00	5.080,63	5.080,63	5.080,63
LANTAI 12	5.080,63	49.824,00	5.080,63	5.080,63	5.080,63
LANTAI 13	5.080,63	49.824,00	5.080,63	5.080,63	5.080,63
LANTAI 14	5.080,63	49.824,00	5.080,63	5.080,63	5.080,63
LANTAI 15	5.080,63	49.824,00	5.080,63	5.080,63	5.080,63

Adapun hasil berat sendiri per lantai struktur bangunan perletakan damper Pola 1 yang dihitung otomatis oleh *software* dapat dilihat dari Tabel 4.2.

Tabel 4.2: Hasil berat sendiri bangunan per lantai struktur Damper Pola 1.

<i>Group</i>	<i>SelfMass</i>	<i>SelfWeight</i>	<i>Damper Mass</i>	<i>Damper Weight</i>
	Kgf-s2/m	Kgf	kg	kN
<i>ALL</i>	115.385,30	1.128.640,00	704	4000
LANTAI 1	10.308,00	100.724,00	88	500
LANTAI 2	10.220,00	100.224,00	-	-
LANTAI 3	10.308,00	100.724,00	88	500
LANTAI 4	10.220,00	100.224,00	-	-
LANTAI 5	10.308,00	100.724,00	88	500
LANTAI 6	7.635,63	74.880,00	-	-
LANTAI 7	7.723,63	75.380,00	88	500
LANTAI 8	7.635,63	74.880,00	-	-
LANTAI 9	7.723,63	75.380,00	88	500
LANTAI 10	7.635,63	74.880,00	-	-
LANTAI 11	5.168,63	50.324,00	88	500
LANTAI 12	5.080,63	49.824,00	-	-
LANTAI 13	5.168,63	50.324,00	88	500
LANTAI 14	5.080,63	49.824,00	-	-
LANTAI 15	5.168,63	50.324,00	88	500

Adapun hasil berat sendiri per lantai struktur bangunan perletakan damper Pola 2 yang dihitung otomatis oleh *software* dapat dilihat dari Tabel 4.3.

Tabel 4.3: Hasil berat sendiri bangunan per lantai struktur Damper Pola 2.

<i>Group</i>	<i>SelfMass</i>	<i>SelfWeight</i>	<i>Damper Mass</i>	<i>Damper Weight</i>
	Kgf-s2/m	Kgf	kg	kN
<i>ALL</i>	115.385,30	1.128.640,00	704	4000
LANTAI 1	10.308,00	100.724,00	88	500
LANTAI 2	10.220,00	100.224,00	-	-
LANTAI 3	10.308,00	100.724,00	88	500
LANTAI 4	10.220,00	100.224,00	-	-
LANTAI 5	10.308,00	100.724,00	88	500
LANTAI 6	7.635,63	74.880,00	-	-
LANTAI 7	7.723,63	75.380,00	88	500
LANTAI 8	7.635,63	74.880,00	-	-
LANTAI 9	7.723,63	75.380,00	88	500
LANTAI 10	7.635,63	74.880,00	-	-
LANTAI 11	5.168,63	50.324,00	88	500
LANTAI 12	5.080,63	49.824,00	-	-
LANTAI 13	5.168,63	50.324,00	88	500
LANTAI 14	5.080,63	49.824,00	-	-
LANTAI 15	5.168,63	50.324,00	88	500

Adapun hasil berat sendiri per lantai struktur bangunan perletakan damper Pola 3 yang dihitung otomatis oleh *software* dapat dilihat dari Tabel 4.4.

Tabel 4.4: Hasil berat sendiri bangunan per lantai struktur Damper Pola 3.

Group	SelfMass	SelfWeight	Damper Mass	Damper Weight
	Kgf-s2/m	Kgf	kg	kN
ALL	115.385,30	1.128.640,00	704	4000
LANTAI 1	10.308,00	100.724,00	88	500
LANTAI 2	10.220,00	100.224,00	-	-
LANTAI 3	10.308,00	100.724,00	88	500
LANTAI 4	10.220,00	100.224,00	-	-
LANTAI 5	10.308,00	100.724,00	88	500
LANTAI 6	7.635,63	74.880,00	-	-
LANTAI 7	7.723,63	75.380,00	88	500
LANTAI 8	7.635,63	74.880,00	-	-
LANTAI 9	7.723,63	75.380,00	88	500
LANTAI 10	7.635,63	74.880,00	-	-
LANTAI 11	5.168,63	50.324,00	88	500
LANTAI 12	5.080,63	49.824,00	-	-
LANTAI 13	5.168,63	50.324,00	88	500
LANTAI 14	5.080,63	49.824,00	-	-
LANTAI 15	5.168,63	50.324,00	88	500

4.3 Penentuan Berat Total per Lantai (Wt)

Berat total per lantai bisa didapat dengan menjumlahkan antara berat sendiri, berat mati dan berat hidup. Adapun perhitungan berat total per lantai pada setiap pola penempatan damper dapat dilihat pada Tabel 4.5, Tabel 4.6, Tabel 4.7 dan Tabel 4.8.

Tabel 4.5: Rekapitulasi berat total per lantai struktur Non Damper.

Lantai	Beban sendiri	Beban mati tambahan	Beban hidup	Total beban (Wt)
	kg	kg	kg	kg
1	100.224,00	4.221,00	900,00	105.345,00
2	100.224,00	4.221,00	900,00	105.345,00
3	100.224,00	4.221,00	900,00	105.345,00
4	100.224,00	4.221,00	900,00	105.345,00
5	100.224,00	4.221,00	900,00	105.345,00
6	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
7	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
8	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00

Tabel 4.5: *Lanjutan.*

Lantai	Beban sendiri	Beban mati tambahan	Beban hidup	Total beban (Wt)
	kg	kg	kg	kg
9	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
10	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
11	49.824,00	4.221,00	900,00	54.945,00
12	49.824,00	4.221,00	900,00	54.945,00
13	49.824,00	4.221,00	900,00	54.945,00
14	49.824,00	4.221,00	900,00	54.945,00
15	49.824,00	4.050,00	360,00	54.234,00
Total				1.200.744,00

Tabel 4.6: Rekapitulasi berat total per lantai struktur Damper Pola 1.

Lantai	Beban sendiri	Beban mati tambahan	Beban hidup	Total beban (Wt)
	kg	kg	kg	kg
1	100.724,00	4.221,00	900,00	105.845,00
2	100.224,00	4.221,00	900,00	105.345,00
3	100.724,00	4.221,00	900,00	105.845,00
4	100.224,00	4.221,00	900,00	105.345,00
5	100.724,00	4.221,00	900,00	105.845,00
6	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
7	75.380,00	4.221,00	900,00	80.501,00
8	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
9	75.380,00	4.221,00	900,00	80.501,00
10	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
11	50.324,00	4.221,00	900,00	55.445,00
12	49.824,00	4.221,00	900,00	54.945,00
13	50.324,00	4.221,00	900,00	55.445,00
14	49.824,00	4.221,00	900,00	54.945,00
15	50.324,00	4.050,00	360,00	54.734,00
Total				1.204.744,00

Tabel 4.7: Rekapitulasi berat total per lantai struktur Damper Pola 2.

Lantai	Beban sendiri	Beban mati tambahan	Beban hidup	Total beban (Wt)
	kg	kg	kg	kg
1	100.724,00	4.221,00	900,00	105.845,00
2	100.224,00	4.221,00	900,00	105.345,00
3	100.724,00	4.221,00	900,00	105.845,00
4	100.224,00	4.221,00	900,00	105.345,00
5	100.724,00	4.221,00	900,00	105.845,00

Tabel 4.7: Lanjutkan.

Lantai	Beban sendiri	Beban mati tambahan	Beban hidup	Total beban (Wt)
	kg	kg	kg	kg
5	100.724,00	4.221,00	900,00	105.845,00
6	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
7	75.380,00	4.221,00	900,00	80.501,00
8	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
9	75.380,00	4.221,00	900,00	80.501,00
10	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
11	50.324,00	4.221,00	900,00	55.445,00
12	49.824,00	4.221,00	900,00	54.945,00
13	50.324,00	4.221,00	900,00	55.445,00
14	49.824,00	4.221,00	900,00	54.945,00
15	50.324,00	4.050,00	360,00	54.734,00
Total				1.204.744,00

Tabel 4.8: Rekapitulasi berat total per lantai struktur Damper Pola 3.

Lantai	Beban sendiri	Beban mati tambahan	Beban hidup	Total beban (Wt)
	kg	kg	kg	kg
1	100.724,00	4.221,00	900,00	105.845,00
2	100.224,00	4.221,00	900,00	105.345,00
3	100.724,00	4.221,00	900,00	105.845,00
4	100.224,00	4.221,00	900,00	105.345,00
5	100.724,00	4.221,00	900,00	105.845,00
6	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
7	75.380,00	4.221,00	900,00	80.501,00
8	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
9	75.380,00	4.221,00	900,00	80.501,00
10	74.880,00	4.221,00	900,00	80.001,00
11	50.324,00	4.221,00	900,00	55.445,00
12	49.824,00	4.221,00	900,00	54.945,00
13	50.324,00	4.221,00	900,00	55.445,00
14	49.824,00	4.221,00	900,00	54.945,00
15	50.324,00	4.050,00	360,00	54.734,00
Total				1.204.744,00

Dari tabel diatas dapat dilihat bahwa ketika ditambahkan damper, pola 1, pola 2 dan pola 3 total beban bertambah 4.000 kg karena ditambahkan berat sendiri dari damper sebesar 250 kN yang dipasang sebanyak 16 buah damper pada struktur.

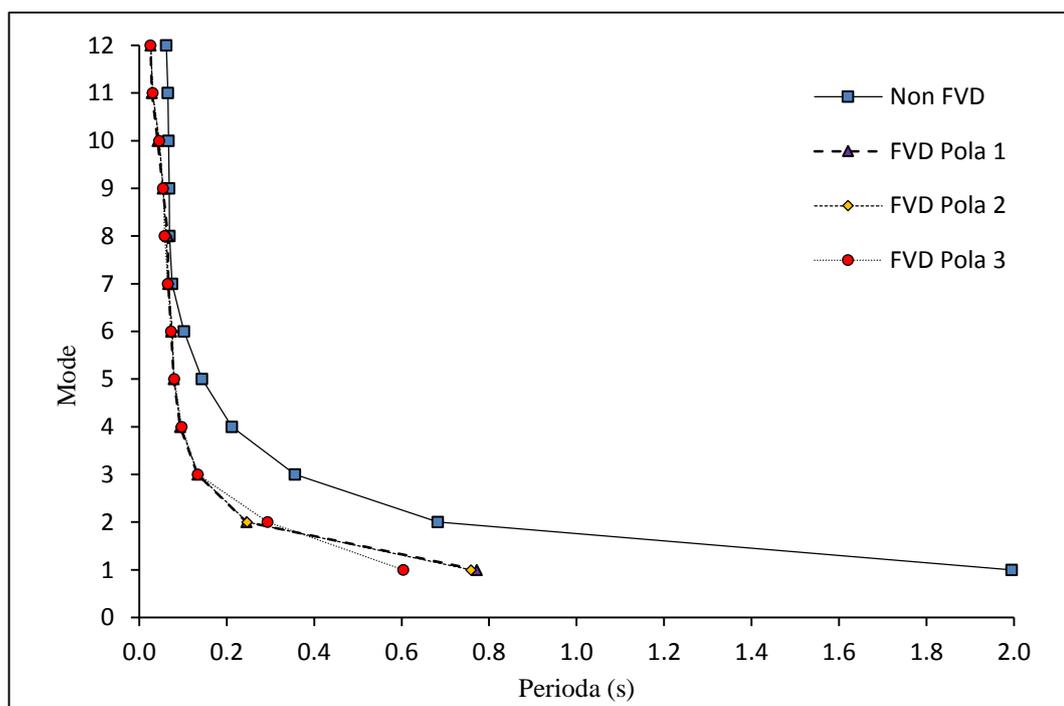
4.4 Periode Fundamental Struktur

Dari model struktur pada *software* diperoleh waktu getar alami fundamental struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9: Perbandingan Periode pada struktur.

Mode	Periode (sec)			
	Non FVD	FVD Pola 1	FVD Pola 2	FVD Pola 3
1	1,9950	0,7716	0,7586	0,6038
2	0,6824	0,2450	0,2467	0,2933
3	0,3562	0,1332	0,1348	0,1336
4	0,2117	0,0937	0,0946	0,0971
5	0,1437	0,0784	0,0789	0,0800
6	0,1024	0,0725	0,0756	0,0730
7	0,0750	0,0662	0,0661	0,0658
8	0,0691	0,0656	0,0619	0,0579
9	0,0681	0,0539	0,0546	0,0543
10	0,0668	0,0423	0,0452	0,0454
11	0,0657	0,0290	0,0301	0,0308
12	0,0617	0,0255	0,0266	0,0261

Periode dapat digambarkan kedalam bentuk grafik hubungan antara mode dengan periode pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1: Grafik periode fundamental struktur.

Dari Tabel 4.9 didapat nilai perioda Non FVD sebesar 1.995, FVD Pola 1 sebesar 0.7716, FVD Pola 2 sebesar 0.7586 dan FVD Pola 3 sebesar 0.6038. Dari gambar garfik diatas dapat dilihat bahwa perioda setelah diberi damper dengan beberapa pola lebih kecil dari perioda yang sebelum diberi damper. Sedangkan besarnya perioda FVD Pola 1 dan FVD Pola 2 tidak jauh berbeda.

4.5 Pengecekan *Base Shear* Struktur Beban Gempa

Gaya geser dasar bangunan (*base shear*) dapat mencerminkan besarnya beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan. Pasal 7.9.4.1 SNI 03-1726-2012 menjelaskan nilai gaya geser dasar atau *base shear* harus memenuhi kriteria $85\%(V_t < 0.85 V)$.

4.5.1 Kontrol *Base Shear* Gempa San Fernando

- Non FVD

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T_{\text{effektif}} = 1,9950$$

$$SD1 = 0,327$$

$$V = 119.891,72 \text{ kg}$$

Maka perhitungan kontrol *base shear* sebagai berikut:

$$C_1 = \frac{SD1}{T_{\text{eff}}} = \frac{0,327}{1,995} = 0,164$$

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I_e}{R} \times W_t = 24601,70 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,85V_1 \quad \text{SNI 03-1726-2012}$$

$$119.891,72 \text{ kg} \geq 20.911,44 \text{ kg} \quad \text{memenuhi syarat.}$$

- FVD Pola 1

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T_{\text{effektif}} = 0,7716$$

$$SD1 = 0,327$$

$$V = 504.045,32 \text{ kg}$$

Maka perhitungan kontrol *base shear* sebagai berikut:

$$C_1 = \frac{SD1}{T_{eff}} = \frac{0,327}{0,7716} = 0,424$$

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I_e}{R} \times Wt = 63.821,43 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,85V_1 \quad SNI 03-1726-2012$$

$$504.045,32 \text{ kg} \geq 54.248,21 \text{ kg} \quad \text{memenuhi syarat.}$$

- FVD Pola 2

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T_{\text{effektif}} = 0,7586$$

$$SD1 = 0,327$$

$$V = 460.863,82 \text{ kg}$$

Maka perhitungan kontrol *base shear* sebagai berikut:

$$C_1 = \frac{SD1}{T_{eff}} = \frac{0,327}{0,7586} = 0,431$$

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I_e}{R} \times Wt = 64.911,29 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,85V_1 \quad SNI 03-1726-2012$$

$$460.863,82 \text{ kg} \geq 55.174,60 \text{ kg} \quad \text{memenuhi syarat.}$$

- FVD Pola 3

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T_{\text{effektif}} = 0,6038$$

$$SD1 = 0,327$$

$$V = 365.747,24 \text{ kg}$$

Maka perhitungan kontrol *base shear* sebagai berikut:

$$C_1 = \frac{SD1}{T_{eff}} = \frac{0,327}{0,6038} = 0,542$$

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I_e}{R} \times Wt = 81.550,45 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,85V_1 \quad SNI 03-1726-2012$$

$$365.747,24 \text{ kg} \geq 69.317,88 \text{ kg} \quad \text{memenuhi syarat.}$$

Tabel 4.10: Pengecekan *base shear* gempa San Fernado.

Konfigurasi Struktur	Arah	Base Shear Dinamik V (kg)	Base Shear Statik V1 (kg)	0,85 * V ₁ (kg)	Cek V ₁ ≥ 0,85V
Non FVD	X	119.891,72	24.601,70	20.911,44	OK
FVD Pola 1	X	504.045,32	63.821,43	54.248,21	OK
FVD Pola 2	X	460.863,82	64.911,29	55.174,60	OK
FVD Pola 3	X	365.747,24	81.550,45	69.317,88	OK

Dari Tabel 4.10 dapat diketahui gaya geser dasar maksimum atau *base shear* maksimum dinamik dari beban gempa Kobe - Jepang pada setiap pola tidak ada yang lebih kecil atau sama dengan 85% *gaya geser* maksimum atau *base shear* maksimum statik sehingga sesuai dengan ketentuan. Pada tabel juga dapat dilihat gaya geser dasar pada perletakan struktur dengan FVD jauh lebih besar dari struktur yang tanpa dipasang FVD.

4.5.2 Kontrol *Base Shear* Gempa Kobe - Jepang

- Non FVD

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T_{\text{effektif}} = 1,9950$$

$$SD1 = 0,327$$

$$V = 133.742,76 \text{ kg}$$

Maka perhitungan kontrol *base shear* sebagai berikut:

$$C_1 = \frac{SD1}{T_{\text{eff}}} = \frac{0,327}{1,995} = 0,164$$

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I_e}{R} \times Wt = 24601,70 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,85V_1 \quad \text{SNI 03-1726-2012}$$

$$133.742,76 \text{ kg} \geq 20.911,44 \text{ kg} \quad \text{memenuhi syarat.}$$

- FVD Pola 1

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T_{\text{effektif}} = 0,7716$$

$$SD1 = 0,327$$

$$V = 311.139,34 \text{ kg}$$

Maka perhitungan kontrol *base shear* sebagai berikut:

$$C_1 = \frac{SD1}{T_{eff}} = \frac{0,327}{0,7716} = 0,424$$

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I_e}{R} \times Wt = 63.821,43 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,85V_1 \quad SNI 03-1726-2012$$

$$311.139,34 \text{ kg} \geq 54.248,21 \text{ kg} \quad \text{memenuhi syarat.}$$

- FVD Pola 2

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T_{\text{effektif}} = 0,7586$$

$$SD1 = 0,327$$

$$V = 297.895,94 \text{ kg}$$

Maka perhitungan kontrol *base shear* sebagai berikut:

$$C_1 = \frac{SD1}{T_{eff}} = \frac{0,327}{0,7586} = 0,431$$

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I_e}{R} \times Wt = 64.911,29 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,85V_1 \quad SNI 03-1726-2012$$

$$297.895,94 \text{ kg} \geq 55.174,60 \text{ kg} \quad \text{memenuhi syarat.}$$

- FVD Pola 3

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T_{\text{effektif}} = 0,6038$$

$$SD1 = 0,327$$

$$V = 327.327,30 \text{ kg}$$

Maka perhitungan kontrol *base shear* sebagai berikut:

$$C_1 = \frac{SD1}{T_{eff}} = \frac{0,327}{0,6038} = 0,542$$

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I_e}{R} \times Wt = 81.550,45 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,85V_1 \quad SNI 03-1726-2012$$

$$327.327,30 \text{ kg} \geq 69.317,88 \text{ kg} \quad \text{memenuhi syarat.}$$

Tabel 4.11: Pengecekan *base shear* gempa Kobe - Jepang.

Konfigurasi Struktur	Arah	Base Shear Dinamik V (kg)	Base Shear Statik V1 (kg)	0,85 * V1 (kg)	Cek $V \geq 0,85V$
Non FVD	X	133.742,76	24.601,70	20.911,44	OK
FVD Pola 1	X	311.139,34	63.821,43	54.248,21	OK
FVD Pola 2	X	297.895,94	64.911,29	55.174,60	OK
FVD Pola 3	X	327.327,30	81.550,45	69.317,88	OK

Dari Tabel 4.11 dapat diketahui bahwa gaya geser dasar maksimum atau *base shear* maksimum dinamik dari beban gempa Kobe - Jepang pada setiap pola tidak ada yang lebih kecil atau sama dengan 85% gaya geser maksimum atau *base shear* maksimum statik sehingga sesuai dengan ketentuan. Pada tabel juga dapat dilihat gaya geser dasar pada perletakan struktur dengan FVD jauh lebih besar dari struktur yang tanpa dipasang FVD.

4.5.3 Kontrol *Base Shear* Gempa Chi Chi - Taiwan

- Non FVD

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T_{\text{effektif}} = 1,9950$$

$$SD1 = 0,327$$

$$V = 199.823,70 \text{ kg}$$

Maka perhitungan kontrol *base shear* sebagai berikut:

$$C_1 = \frac{SD1}{T_{\text{eff}}} = \frac{0,327}{1,995} = 0,164$$

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I_e}{R} \times Wt = 24601,70 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,85V_1 \quad \text{SNI 03-1726-2012}$$

$$199.823,70 \text{ kg} \geq 20.911,44 \text{ kg} \quad \text{memenuhi syarat.}$$

- FVD Pola 1

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T_{\text{efektif}} = 0,7716$$

$$SD1 = 0,327$$

$$V = 585.381,76 \text{ kg}$$

Maka perhitungan kontrol *base shear* sebagai berikut:

$$C_1 = \frac{SD1}{T_{\text{eff}}} = \frac{0,327}{0,7716} = 0,424$$

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I_e}{R} \times Wt = 63.821,43 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,85V_1 \quad \text{SNI 03-1726-2012}$$

$$585.381,76 \text{ kg} \geq 54.248,21 \text{ kg} \quad \text{memenuhi syarat.}$$

- FVD Pola 2

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T_{\text{efektif}} = 0,7586$$

$$SD1 = 0,327$$

$$V = 541.332,16 \text{ kg}$$

Maka perhitungan kontrol *base shear* sebagai berikut:

$$C_1 = \frac{SD1}{T_{\text{eff}}} = \frac{0,327}{0,7586} = 0,431$$

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I_e}{R} \times Wt = 64.911,29 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,85V_1 \quad \text{SNI 03-1726-2012}$$

$$541.332,16 \geq 55.174,60 \text{ kg} \quad \text{memenuhi syarat.}$$

- FVD Pola 3

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T_{\text{efektif}} = 0,6038$$

$$SD1 = 0,327$$

$$V = 327.327,30 \text{ kg}$$

Maka perhitungan kontrol *base shear* sebagai berikut:

$$C_1 = \frac{SD1}{T_{\text{eff}}} = \frac{0,327}{0,6038} = 0,542$$

$$V_1 = \frac{C_1 \cdot I_e}{R} \times Wt = 1.030.291,62 \text{ kg}$$

$$V \geq 0,85V_1 \quad \text{SNI 03-1726-2012}$$

$$1.030.291,62 \text{ kg} \geq 69.317,88 \text{ kg} \quad \text{memenuhi syarat.}$$

Tabel 4.12: Pengecekan *base shear* gempa Chi Chi - Taiwan.

Konfigurasi Struktur	Arah	Base Shear Dinamik V (kg)	Base Shear Statik V1 (kg)	0,85 * V1 (kg)	Cek $V \geq 0,85V$
Non FVD	X	199.823,70	24.601,70	20.911,44	OK
FVD Pola 1	X	585.381,76	63.821,43	54.248,21	OK
FVD Pola 2	X	541.332,16	64.911,29	55.174,60	OK
FVD Pola 3	X	1.030.219,62	81.550,45	69.317,88	OK

Dari Tabel 4.12 dapat diketahui gaya geser dasar maksimum atau *base shear* maksimum dinamik dari beban gempa Chi Chi - Taiwan pada setiap pola tidak ada yang lebih kecil atau sama dengan 85% *gaya geser* maksimum atau *base shear* maksimum statik sehingga sesuai dengan ketentuan. Pada tabel juga dapat dilihat gaya geser dasar pada perletakan struktur dengan FVD jauh lebih besar dari struktur yang tanpa dipasang FVD.

4.6 Pengecekan Hasil Simpangan Struktur Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimate. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa di tingkat atasnya. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_i) dalam mm harus ditentukan dengan persamaan berikut.

$$\text{Story drift} = \frac{\delta_i \cdot C_d}{I_e} \quad (4.1)$$

Keterangan :

δ_i = Simpangan antar tingkat

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I_e = Faktor keutamaan gedung

4.6.1 Kontrol Hasil Simpangan Gempa San Fernando

Deformasi struktur pada gempa San Fernando yang didapat dari *story drift* bangunan tidak boleh melebihi deformasi izin struktur. Karena dalam laporan ini bangunan struktur memakai bangunan 2 dimensi. Jadi hanya meninjau arah x. Nilai simpangan dan pengecekan *story drift* terdapat pada Tabel 4.13 sampai dengan Tabel 4.16 pada pola penempatan damper yang berbeda.

Tabel 4.13: Kontrol hasil simpangan gempa San Fernando Non FVD.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan		Simpangan yang diperbesar Story drift $= (\delta_i * C_d) / I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) 0,020*hi cm	Cek (Sb. X) Story drift < Δa
		Arah X cm	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X cm			
0	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0	OK
400	1	0,4218	0,4218	2,3200	8,0	OK
400	2	1,5191	1,0973	6,0349	8,0	OK
400	3	3,0963	1,5773	8,6749	8,0	NOT OK
400	4	4,9985	1,9022	10,4620	8,0	NOT OK
400	5	7,1021	2,1036	11,5698	8,0	NOT OK
400	6	9,3792	2,2771	12,5241	8,0	NOT OK
400	7	11,7305	2,3513	12,9319	8,0	NOT OK
400	8	14,0578	2,3273	12,8002	8,0	NOT OK
400	9	16,2918	2,2340	12,2873	8,0	NOT OK
400	10	18,3825	2,0907	11,4986	8,0	NOT OK
400	11	20,3118	1,9293	10,6113	8,0	NOT OK
400	12	21,9255	1,6137	8,8756	8,0	NOT OK
400	13	23,1725	1,2469	6,8581	8,0	OK
400	14	24,0881	0,9157	5,0361	8,0	OK
400	15	24,7723	0,6842	3,7630	8,0	OK

Tabel 4.14: Kontrol hasil simpangan gempa San Fernando FVD Pola 1.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan		Simpangan yang diperbesar Story drift $= (\delta_i * C_d) / I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) 0,020*hi cm	Cek (Sb. X) Story drift < Δa
		Arah X cm	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X cm			
0	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0	OK
400	1	0,1314	0,1314	0,7229	8,0	OK
400	2	0,6148	0,4833	2,6584	8,0	OK
400	3	0,9096	0,2948	1,6215	8,0	OK
400	4	1,4472	0,5376	2,9567	8,0	OK
400	5	1,8038	0,3566	1,9616	8,0	OK

Tabel 4.14: Lanjutan.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X (cm)	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X (cm)	Simpangan yang diperbesar Story drift $=(\delta_i \cdot C_d)/I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) $0,020 \cdot h_i$ (cm)	Cek (Sb. X) Story drift $< \Delta a$
400	6	2,4275	0,6237	3,4302	8,0	OK
400	7	2,8226	0,3951	2,1729	8,0	OK
400	8	3,4201	0,5975	3,2863	8,0	OK
400	9	3,8289	0,4088	2,2484	8,0	OK
400	10	4,3587	0,5299	2,9143	8,0	OK
400	11	4,7712	0,4124	2,2684	8,0	OK
400	12	5,3101	0,5389	2,9638	8,0	OK
400	13	5,7367	0,4266	2,3462	8,0	OK
400	14	6,2434	0,5067	2,7870	8,0	OK
400	15	6,6920	0,4486	2,4672	8,0	OK

Tabel 4.15: Kontrol hasil simpangan gempa San Fernando FVD Pola 2.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X (cm)	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X (cm)	Simpangan yang diperbesar Story drift $=(\delta_i \cdot C_d)/I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) $0,020 \cdot h_i$ (cm)	Cek (Sb. X) Story drift $< \Delta a$
0	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0	OK
400	1	0,1587	0,1587	0,8729	8,0	OK
400	2	0,5826	0,4239	2,3316	8,0	OK
400	3	0,9077	0,3251	1,7881	8,0	OK
400	4	1,3627	0,4549	2,5021	8,0	OK
400	5	1,7397	0,3770	2,0737	8,0	OK
400	6	2,2667	0,5270	2,8986	8,0	OK
400	7	2,6622	0,3954	2,1749	8,0	OK
400	8	3,1619	0,4998	2,7488	8,0	OK
400	9	3,5501	0,3881	2,1347	8,0	OK
400	10	3,9948	0,4447	2,4458	8,0	OK
400	11	4,3784	0,3836	2,1099	8,0	OK
400	12	4,8572	0,4788	2,6333	8,0	OK
400	13	5,2743	0,4172	2,2944	8,0	OK
400	14	5,7495	0,4751	2,6131	8,0	OK
400	15	6,1545	0,4051	2,2279	8,0	OK

Tabel 4.16: Kontrol hasil simpangan gempa San Fernando FVD Pola 3.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X cm	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X cm	Simpangan yang diperbesar Story drift $= (\delta_i * C_d) / I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) $0,020 * h_i$ cm	Cek (Sb. X) Story drift $< \Delta a$
0	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0	OK
400	1	0,0819	0,0819	0,4502	8,0	OK
400	2	0,3964	0,3146	1,7301	8,0	OK
400	3	0,5695	0,1730	0,9517	8,0	OK
400	4	0,9141	0,3446	1,8955	8,0	OK
400	5	1,1108	0,1967	1,0819	8,0	OK
400	6	1,5203	0,4094	2,2519	8,0	OK
400	7	1,6898	0,1695	0,9324	8,0	OK
400	8	2,0476	0,3578	1,9681	8,0	OK
400	9	2,1537	0,1061	0,5836	8,0	OK
400	10	2,4067	0,2530	1,3913	8,0	OK
400	11	2,5251	0,1184	0,6512	8,0	OK
400	12	2,8064	0,2813	1,5472	8,0	OK
400	13	2,9287	0,1223	0,6726	8,0	OK
400	14	3,1345	0,2058	1,1317	8,0	OK
400	15	3,3254	0,1909	1,0501	8,0	OK

Dari hasil hitungan kontrol simpangan gempa San Fernando pada struktur gedung non FVD yang ditampilkan pada Tabel 4.13 menunjukkan bahwa simpangan gedung tersebut ada beberapa lantai yang tidak memenuhi batas yang diisyaratkan. Sedangkan simpangan pada struktur gedung yang menggunakan FVD dengan beberapa pola menunjukkan bahwa simpangan gedung tersebut telah memenuhi batas yang diisyaratkan. Dari hasil keempat tabel tersebut dapat disimpulkan bahwa ketiga pola penempatan FVD menghasilkan simpangan yang lebih kecil dibandingkan dengan struktur tanpa FVD. Dan diantara ketiga pola, pola 3 menghasilkan simpangan yang paling kecil.

4.6.2 Kontrol Hasil Simpangan Gempa Kobe

Deformasi struktur pada gempa Kobe yang didapat dari *story drift* bangunan tidak boleh melebihi deformasi izin struktur. Karena dalam laporan ini bangunan struktur memakai bangunan 2 dimensi. Jadi hanya meninjau arah x.

Nilai simpangan dan pengecekan *story drift* terdapat pada Tabel 4.17 sampai dengan Tabel 4.20 pada pola penempatan damper yang berbeda.

Tabel 4.17: Kontrol hasil simpangan gempa Kobe Non FVD.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X cm	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X cm	Simpangan yang diperbesar Story drift $= (\delta_i * C_d) / I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) $0,020 * h_i$ cm	Cek (Sb. X) Story drift $< \Delta a$
0	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0	OK
400	1	0,4785	0,4785	2,6319	8,0	OK
400	2	1,6995	1,2210	6,7154	8,0	OK
400	3	3,4237	1,7242	9,4830	8,0	NOT OK
400	4	5,4742	2,0505	11,2779	8,0	NOT OK
400	5	7,7169	2,2427	12,3347	8,0	NOT OK
400	6	10,1138	2,3969	13,1830	8,0	NOT OK
400	7	12,5511	2,4373	13,4050	8,0	NOT OK
400	8	14,9327	2,3817	13,0991	8,0	NOT OK
400	9	17,2023	2,2696	12,4830	8,0	NOT OK
400	10	19,3365	2,1342	11,7381	8,0	NOT OK
400	11	21,3492	2,0127	11,0697	8,0	NOT OK
400	12	23,1052	1,7560	9,6578	8,0	NOT OK
400	13	24,5322	1,4270	7,8486	8,0	OK
400	14	25,6249	1,0927	6,0099	8,0	OK
400	15	26,4326	0,8076	4,4420	8,0	OK

Tabel 4.18: Kontrol hasil simpangan gempa Kobe FVD Pola 1.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X cm	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X cm	Simpangan yang diperbesar Story drift $= (\delta_i * C_d) / I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) $0,020 * h_i$ cm	Cek (Sb. X) Story drift $< \Delta a$
0	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0	OK
400	1	0,0550	0,0550	0,3024	8,0	OK
400	2	0,2560	0,2010	1,1055	8,0	OK
400	3	0,3891	0,1331	0,7320	8,0	OK
400	4	0,6301	0,2411	1,3258	8,0	OK
400	5	0,8026	0,1725	0,9489	8,0	OK
400	6	1,1051	0,3025	1,6635	8,0	OK
400	7	1,3121	0,2070	1,1387	8,0	OK
400	8	1,6360	0,3239	1,7812	8,0	OK
400	9	1,8651	0,2291	1,2598	8,0	OK
400	10	2,1901	0,3251	1,7880	8,0	OK

Tabel 4.18: Lanjutan.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X (cm)	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X (cm)	Simpangan yang diperbesar Story drift $=(\delta_i \cdot C_d)/I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) 0,020*hi (cm)	Cek (Sb. X) Story drift < Δa
400	11	2,4329	0,2428	1,3352	8,0	OK
400	12	2,7974	0,3645	2,0046	8,0	OK
400	13	3,0445	0,2472	1,3594	8,0	OK
400	14	3,3311	0,2865	1,5759	8,0	OK
400	15	3,5726	0,2415	1,3283	8,0	OK

Tabel 4.19: Kontrol hasil simpangan gempa Kobe FVD Pola 2.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X (cm)	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X (cm)	Simpangan yang diperbesar Story drift $=(\delta_i \cdot C_d)/I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) 0,020*hi (cm)	Cek (Sb. X) Story drift < Δa
0	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0	OK
400	1	0,0659	0,0659	0,3626	8,0	OK
400	2	0,2475	0,1816	0,9986	8,0	OK
400	3	0,3994	0,1519	0,8354	8,0	OK
400	4	0,6226	0,2232	1,2275	8,0	OK
400	5	0,8197	0,1971	1,0842	8,0	OK
400	6	1,1071	0,2874	1,5809	8,0	OK
400	7	1,3354	0,2283	1,2557	8,0	OK
400	8	1,6429	0,3075	1,6912	8,0	OK
400	9	1,8871	0,2441	1,3428	8,0	OK
400	10	2,1871	0,3000	1,6499	8,0	OK
400	11	2,4381	0,2510	1,3807	8,0	OK
400	12	2,7632	0,3251	1,7879	8,0	OK
400	13	3,0060	0,2428	1,3354	8,0	OK
400	14	3,2603	0,2543	1,3986	8,0	OK
400	15	3,4809	0,2206	1,2133	8,0	OK

Tabel 4.20: Kontrol hasil simpangan gempa Kobe FVD Pola 3.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X (cm)	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X (cm)	Simpangan yang diperbesar Story drift $=(\delta_i \cdot C_d)/I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) 0,020*hi (cm)	Cek (Sb. X) Story drift < Δa
0	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0	OK
400	1	0,0697	0,0697	0,3831	8,0	OK
400	2	0,3389	0,2692	1,4806	8,0	OK

Tabel 4.20: *Lanjutan.*

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X cm	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X cm	Simpangan yang diperbesar Story drift $= (\delta_i * C_d) / I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) $0,020 * h_i$ cm	Cek (Sb. X) Story drift $< \Delta a$
400	3	0,4851	0,1462	0,8043	8,0	OK
400	4	0,7765	0,2914	1,6028	8,0	OK
400	5	0,9409	0,1644	0,9039	8,0	OK
400	6	1,2876	0,3467	1,9071	8,0	OK
400	7	1,4269	0,1393	0,7664	8,0	OK
400	8	1,7571	0,3301	1,8158	8,0	OK
400	9	1,8798	0,1227	0,6748	8,0	OK
400	10	2,1612	0,2815	1,5480	8,0	OK
400	11	2,3056	0,1444	0,7942	8,0	OK
400	12	2,6394	0,3338	1,8358	8,0	OK
400	13	2,7878	0,1484	0,8163	8,0	OK
400	14	3,0085	0,2207	1,2138	8,0	OK
400	15	3,1443	0,1358	0,7470	8,0	OK

Dari hasil hitungan kontrol simpangan gempa Kobe pada struktur gedung non FVD yang ditampilkan pada Tabel 4.17 menunjukkan bahwa simpangan gedung tersebut ada beberapa lantai yang tidak memenuhi batas yang diisyaratkan. Sedangkan simpangan pada struktur gedung yang menggunakan FVD dengan beberapa pola menunjukkan bahwa simpangan gedung tersebut telah memenuhi batas yang diisyaratkan. Dari hasil keempat tabel tersebut dapat disimpulkan bahwa ketiga pola penempatan FVD menghasilkan simpangan yang lebih kecil dibandingkan dengan struktur tanpa FVD. Dan diantara ketiga pola, pola 3 menghasilkan simpangan yang paling kecil.

4.6.3 Kontrol Hasil Simpangan Gempa Chi Chi

Deformasi struktur pada gempa Chi Chi yang didapat dari *story drift* bangunan tidak boleh melebihi deformasi izin struktur. Karena dalam laporan ini bangunan struktur memakai bangunan 2 dimensi. Jadi hanya meninjau arah x. Nilai simpangan dan pengecekan *story drift* terdapat pada Tabel 4.21 sampai dengan Tabel 4.24 pada pola penempatan damper yang berbeda.

Tabel 4.21: Kontrol hasil simpangan gempa Chi Chi Non FVD.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X cm	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X cm	Simpangan yang diperbesar Story drift $=(\delta_i \cdot C_d)/I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) $0,020 \cdot h_i$ cm	Cek (Sb. X) Story drift $< \Delta a$
0	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0	OK
400	1	0,6098	0,6098	3,3540	8,0	OK
400	2	2,1185	1,5087	8,2977	8,0	NOT OK
400	3	4,1532	2,0347	11,1910	8,0	NOT OK
400	4	6,4299	2,2766	12,5216	8,0	NOT OK
400	5	8,7258	2,2960	12,6279	8,0	NOT OK
400	6	10,8712	2,1453	11,7993	8,0	NOT OK
400	7	12,7273	1,8561	10,2088	8,0	NOT OK
400	8	14,3591	1,6318	8,9747	8,0	NOT OK
400	9	15,9730	1,6139	8,8767	8,0	NOT OK
400	10	17,7527	1,7797	9,7885	8,0	NOT OK
400	11	19,7106	1,9579	10,7684	8,0	NOT OK
400	12	21,5381	1,8275	10,0510	8,0	NOT OK
400	13	23,2275	1,6894	9,2918	8,0	NOT OK
400	14	24,7831	1,5556	8,5555	8,0	NOT OK
400	15	26,0531	1,2700	6,9850	8,0	OK

Tabel 4.22: Kontrol hasil simpangan gempa Chi Chi FVD Pola 1.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X cm	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X cm	Simpangan yang diperbesar Story drift $=(\delta_i \cdot C_d)/I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) $0,020 \cdot h_i$ cm	Cek (Sb. X) Story drift $< \Delta a$
0	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0	OK
400	1	0,1358	0,1358	0,7469	8,0	OK
400	2	0,6362	0,5004	2,7520	8,0	OK
400	3	0,9724	0,3362	1,8492	8,0	OK
400	4	1,5904	0,6181	3,3993	8,0	OK
400	5	2,0257	0,4353	2,3942	8,0	OK
400	6	2,7964	0,7707	4,2388	8,0	OK
400	7	3,3048	0,5084	2,7963	8,0	OK
400	8	4,0982	0,7934	4,3636	8,0	OK
400	9	4,6442	0,5459	3,0026	8,0	OK
400	10	5,3880	0,7438	4,0910	8,0	OK
400	11	5,9466	0,5586	3,0725	8,0	OK
400	12	6,7180	0,7713	4,2424	8,0	OK
400	13	7,2776	0,5596	3,0779	8,0	OK
400	14	7,8852	0,6076	3,3418	8,0	OK
400	15	8,4281	0,5429	2,9859	8,0	OK

Tabel 4.23: Kontrol hasil simpangan gempa Chi Chi FVD Pola 2.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X (cm)	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X (cm)	Simpangan yang diperbesar Story drift = $(\delta_i * C_d) / I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) 0,020*hi (cm)	Cek (Sb. X) Story drift < Δa
0	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0	OK
400	1	0,1584	0,1584	0,8711	8,0	OK
400	2	0,5993	0,4409	2,4249	8,0	OK
400	3	0,9682	0,3689	2,0289	8,0	OK
400	4	1,5174	0,5492	3,0207	8,0	OK
400	5	2,0009	0,4835	2,6592	8,0	OK
400	6	2,7124	0,7116	3,9136	8,0	OK
400	7	3,2632	0,5508	3,0293	8,0	OK
400	8	4,0128	0,7496	4,1228	8,0	OK
400	9	4,5975	0,5847	3,2158	8,0	OK
400	10	5,3335	0,7360	4,0481	8,0	OK
400	11	5,9516	0,6180	3,3993	8,0	OK
400	12	6,7997	0,8482	4,6648	8,0	OK
400	13	7,4478	0,6481	3,5644	8,0	OK
400	14	8,1482	0,7004	3,8522	8,0	OK
400	15	8,7369	0,5887	3,2380	8,0	OK

Tabel 4.24: Kontrol hasil simpangan gempa Chi Chi FVD Pola 3.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Perpindahan Arah X (cm)	Perpindahan antar tingkat (δ_i) Arah X (cm)	Simpangan yang diperbesar Story drift = $(\delta_i * C_d) / I_e$ Arah X (cm)	Syarat (Δa) 0,020*hi (cm)	Cek (Sb. X) Story drift < Δa
0	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0	OK
400	1	0,1778	0,1778	0,9777	8,0	OK
400	2	0,8638	0,6860	3,7730	8,0	OK
400	3	1,2450	0,3813	2,0971	8,0	OK
400	4	2,0071	0,7620	4,1911	8,0	OK
400	5	2,4413	0,4342	2,3882	8,0	OK
400	6	3,3525	0,9112	5,0117	8,0	OK
400	7	3,7258	0,3733	2,0529	8,0	OK
400	8	4,5430	0,8173	4,4950	8,0	OK
400	9	4,8787	0,3356	1,8460	8,0	OK
400	10	5,6434	0,7648	4,2062	8,0	OK
400	11	6,0530	0,4096	2,2527	8,0	OK
400	12	6,9966	0,9436	5,1896	8,0	OK
400	13	7,4203	0,4237	2,3306	8,0	OK
400	14	8,0542	0,6338	3,4861	8,0	OK
400	15	8,4397	0,3856	2,1205	8,0	OK

4.7 Perbandingan Hasil *Joint Displacement* pada Pola Penempatan FVD Berbagai Beban Gempa

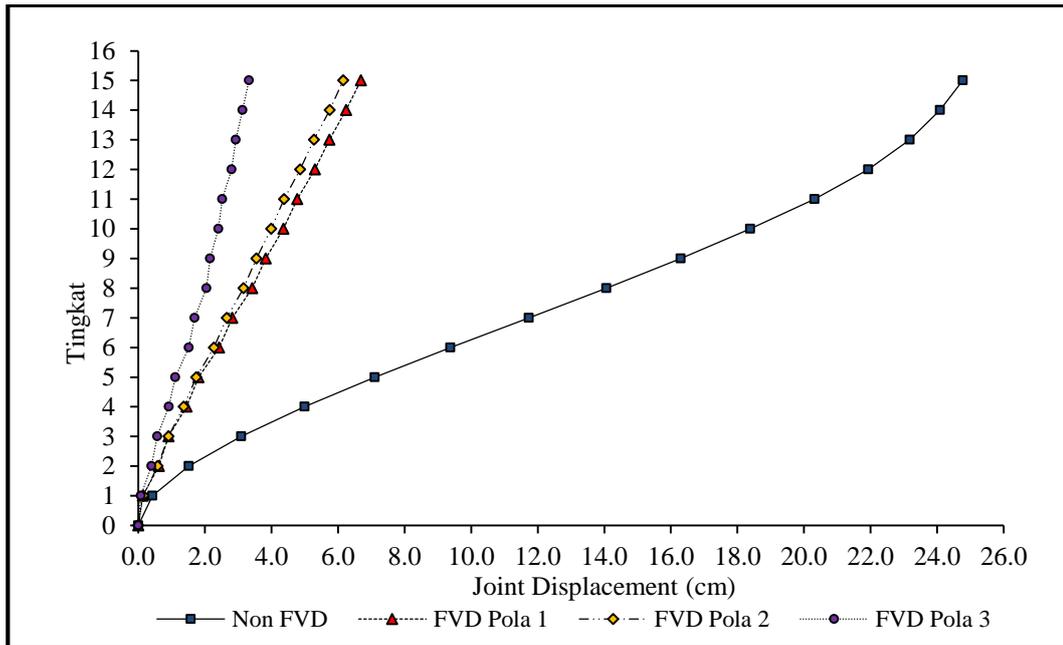
Nilai *joint displacement* diperoleh dari perhitungan menggunakan program analisis struktur yang dioutputkan ke dalam bentuk tabel. Berikut hasil dari *joint displacement* pada struktur dengan berbagai beban gempa pada setiap pola penempatan FVD yang berbeda.

4.7.1 Perbandingan Hasil *Joint Displacement* pada Struktur Gempa San Fernando

Nilai *joint displacement* yang didapat dari perhitungan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25: Perbandingan *joint displacement* pada struktur gempa San Fernando.

Lantai	Elevasi (m)	Joint Displacement Non FVD (cm)	Joint Displacement FVD Pola 1 (cm)	Joint Displacement FVD Pola 2 (cm)	Joint Displacement FVD Pola 3 (cm)
15	60	24,7723	6,6920	6,1545	3,3254
14	56	24,0881	6,2434	5,7495	3,1345
13	52	23,1725	5,7367	5,2743	2,9287
12	48	21,9255	5,3101	4,8572	2,8064
11	44	20,3118	4,7712	4,3784	2,5251
10	40	18,3825	4,3587	3,9948	2,4067
9	36	16,2918	3,8289	3,5501	2,1537
8	32	14,0578	3,4201	3,1619	2,0476
7	28	11,7305	2,8226	2,6622	1,6898
6	24	9,3792	2,4275	2,2667	1,5203
5	20	7,1021	1,8038	1,7397	1,1108
4	16	4,9985	1,4472	1,3627	0,9141
3	12	3,0963	0,9096	0,9077	0,5695
2	8	1,5191	0,6148	0,5826	0,3964
1	4	0,4218	0,1314	0,1587	0,0819
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000



Gambar 4.2: Grafik perbandingan *joint displacement* gempa San Fernando.

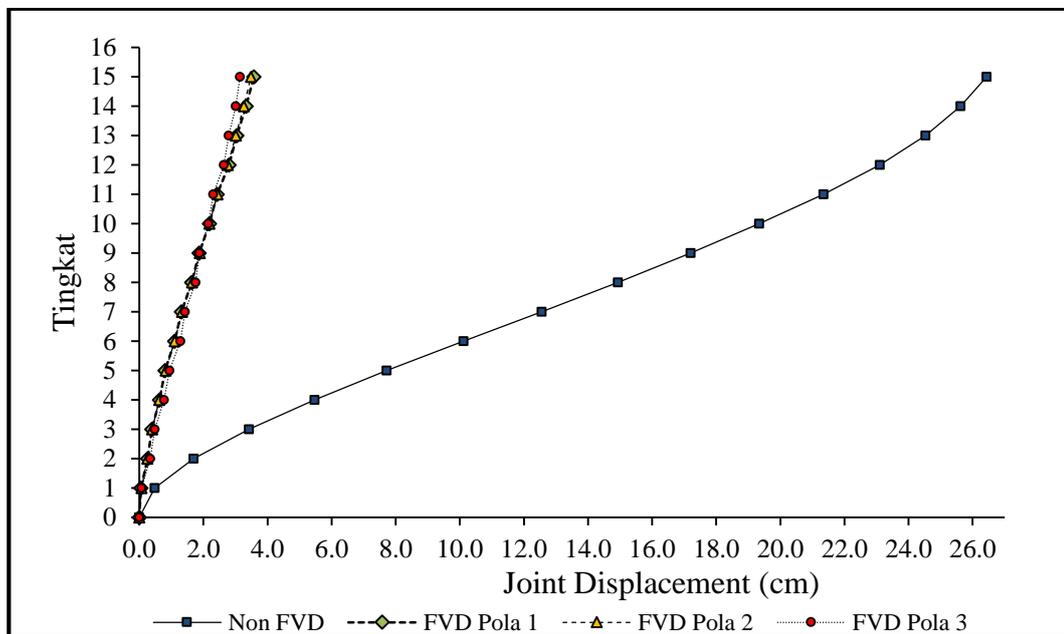
Dapat dilihat dari tabel dan grafik diatas, pada bangunan yang tidak menggunakan alat peredam, model Non FVD, *joint displacement* maksimum mencapai hingga 24 cm sedangkan pada alat peredam ditambahkan, model FVD Pola 1, FVD Pola 2 dan FVD Pola 3, *joint displacement* lantai maksimum yang dicapai menjadi berkurang hingga kurang dari 18 cm sampai 20 cm atau sebesar 87%. Pada model Non FVD, *joint displacement* paling besar terjadi pada lantai 15 sebesar 24,7723 cm sedangkan pada model FVD Pola 1 dan FVD Pola 2 perbedaannya tidak terlalu signifikan sebesar 6,6920 cm dan 6,1545 cm sedangkan hasil dari FVD Pola 3 *joint displacement* yang paling kecil sebesar 3,3254 cm. Jika *joint displacement* dari ketiga bangunan yang menggunakan alat peredam dibandingkan, dapat dilihat bahwa model FVD Pola 3 mengalami *joint displacement* yang paling kecil disusul oleh model FVD Pola 2 kemudian FVD Pola 1.

4.7.2 Perbandingan Hasil *Joint Displacement* pada Struktur Gempa Kobe

Nilai *joint displacement* yang didapat dari perhitungan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.26.

Tabel 4.26: Perbandingan *joint displacement* pada struktur gempa Kobe.

Lantai	Elevasi (m)	Joint Displacement			
		Non FVD (cm)	FVD Pola 1 (cm)	FVD Pola 2 (cm)	FVD Pola 3 (cm)
15	60	26,4326	3,5726	3,4809	3,1443
14	56	25,6249	3,3311	3,2603	3,0085
13	52	24,5322	3,0445	3,0060	2,7878
12	48	23,1052	2,7974	2,7632	2,6394
11	44	21,3492	2,4329	2,4381	2,3056
10	40	19,3365	2,1901	2,1871	2,1612
9	36	17,2023	1,8651	1,8871	1,8798
8	32	14,9327	1,6360	1,6429	1,7571
7	28	12,5511	1,3121	1,3354	1,4269
6	24	10,1138	1,1051	1,1071	1,2876
5	20	7,7169	0,8026	0,8197	0,9409
4	16	5,4742	0,6301	0,6226	0,7765
3	12	3,4237	0,3891	0,3994	0,4851
2	8	1,6995	0,2560	0,2475	0,3389
1	4	0,4785	0,0550	0,0659	0,0697
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000



Gambar 4.3: Grafik perbandingan *joint displacement* gempa Kobe - Jepang.

Dapat dilihat dari tabel dan grafik diatas, pada bangunan yang tidak menggunakan alat peredam, model Non FVD, *joint displacement* maksimum

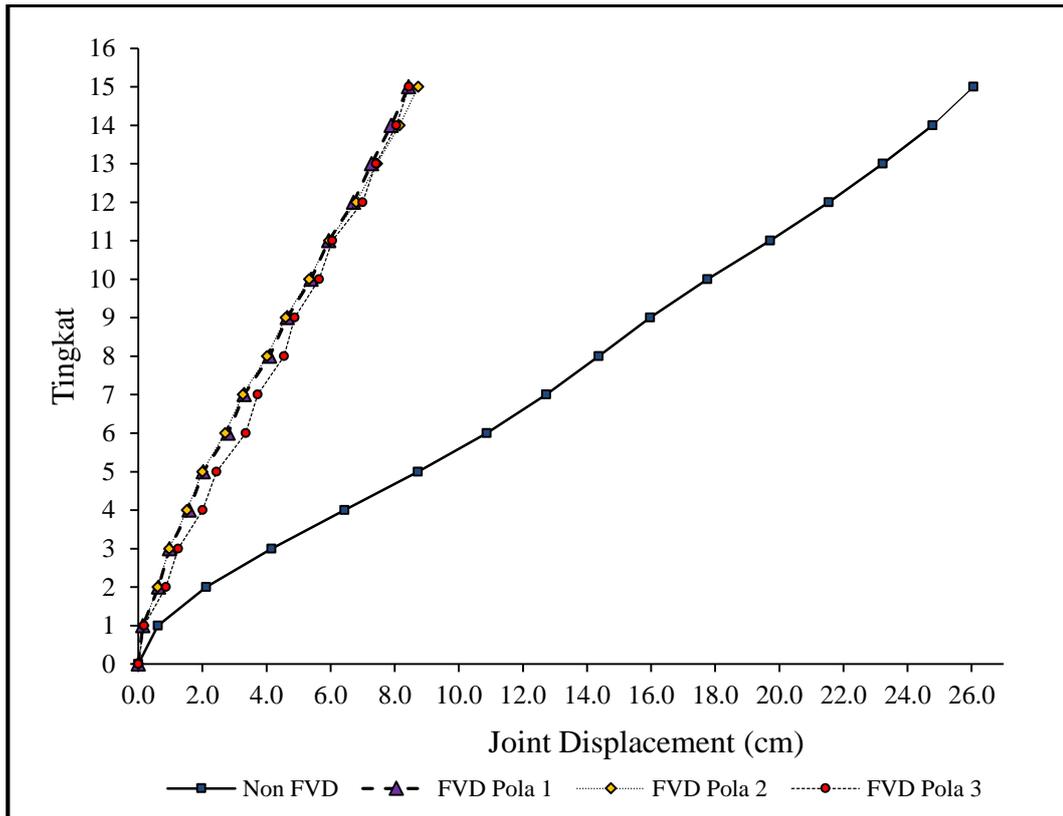
mencapai hingga 26 cm sedangkan pada alat peredam ditambahkan, model FVD Pola 1, FVD Pola 2 dan FVD Pola 3, *joint displacement* lantai maksimum yang dicapai menjadi berkurang hingga kurang dari 23 cm atau sebesar 80%. Pada model Non FVD, *joint displacement* paling besar terjadi pada lantai 15 sebesar 26,4326 cm sedangkan pada model FVD Pola 1 dan FVD Pola 2 perbedaannya tidak terlalu signifikan sebesar 3,5726 cm dan 3,4089 cm sedangkan hasil dari FVD Pola 3 *joint displacement* yang paling kecil sebesar 3,1443 cm. Jika *joint displacement* dari ketiga bangunan yang menggunakan alat peredam dibandingkan, dapat dilihat bahwa model FVD Pola 3 mengalami *joint displacement* yang paling kecil disusul oleh model FVD Pola 2 kemudian FVD Pola 1.

4.7.3 Perbandingan Hasil *Joint Displacement* pada Struktur Gempa Chi Chi

Nilai *joint displacement* yang didapat dari perhitungan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.27.

Tabel 4.27: Perbandingan *joint displacement* pada struktur gempa Chi Chi.

Lantai	Elevasi (m)	Joint Displacement Non FVD (cm)	Joint Displacement FVD Pola 1 (cm)	Joint Displacement FVD Pola 2 (cm)	Joint Displacement FVD Pola 3 (cm)
15	60	26,0531	8,4281	8,7369	8,4397
14	56	24,7831	7,8852	8,1482	8,0542
13	52	23,2275	7,2776	7,4478	7,4203
12	48	21,5381	6,7180	6,7997	6,9966
11	44	19,7106	5,9466	5,9516	6,0530
10	40	17,7527	5,3880	5,3335	5,6434
9	36	15,9730	4,6442	4,5975	4,8787
8	32	14,3591	4,0982	4,0128	4,5430
7	28	12,7273	3,3048	3,2632	3,7258
6	24	10,8712	2,7964	2,7124	3,3525
5	20	8,7258	2,0257	2,0009	2,4413
4	16	6,4299	1,5904	1,5174	2,0071
3	12	4,1532	0,9724	0,9682	1,2450
2	8	2,1185	0,6362	0,5993	0,8638
1	4	0,6098	0,1358	0,1584	0,1778
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000



Gambar 4.4: Grafik perbandingan *joint displacement* gempa Chi Chi.

Dapat dilihat dari tabel dan grafik diatas, pada bangunan yang tidak menggunakan alat peredam, model Non FVD, *joint displacement* maksimum mencapai hingga 26 cm sedangkan pada alat peredam ditambahkan, model FVD Pola 1, FVD Pola 2 dan FVD Pola 3, *joint displacement* lantai maksimum yang dicapai menjadi berkurang hingga kurang dari 17 cm atau sebesar 65%. Pada model Non FVD, *joint displacement* paling besar terjadi pada lantai 15 sebesar 26,0531 cm sedangkan pada model FVD Pola 1 dan FVD Pola 3 perbedaannya tidak terlalu signifikan sebesar 8,4281 cm dan 8,4397 cm sedangkan hasil dari FVD Pola 2 *joint displacement* sebesar 8,7369 cm. Jika *joint displacement* dari ketiga bangunan yang menggunakan alat peredam dibandingkan, dapat dilihat bahwa model FVD Pola 1 mengalami *joint displacement* yang paling kecil disusul oleh model FVD Pola 3 kemudian FVD Pola 2.

4.8 Perbandingan Hasil *Joint Displacement* pada Beberapa Pola FVD dengan Beban Gempa yang Berbeda

Berikut ini akan disajikan tabel dan grafik hasil dari *joint displacement* pada struktur penempatan pola FVD dibandingkan dengan beberapa beban gempa San Fernando, gempa Kobe dan gempa Chi Chi.

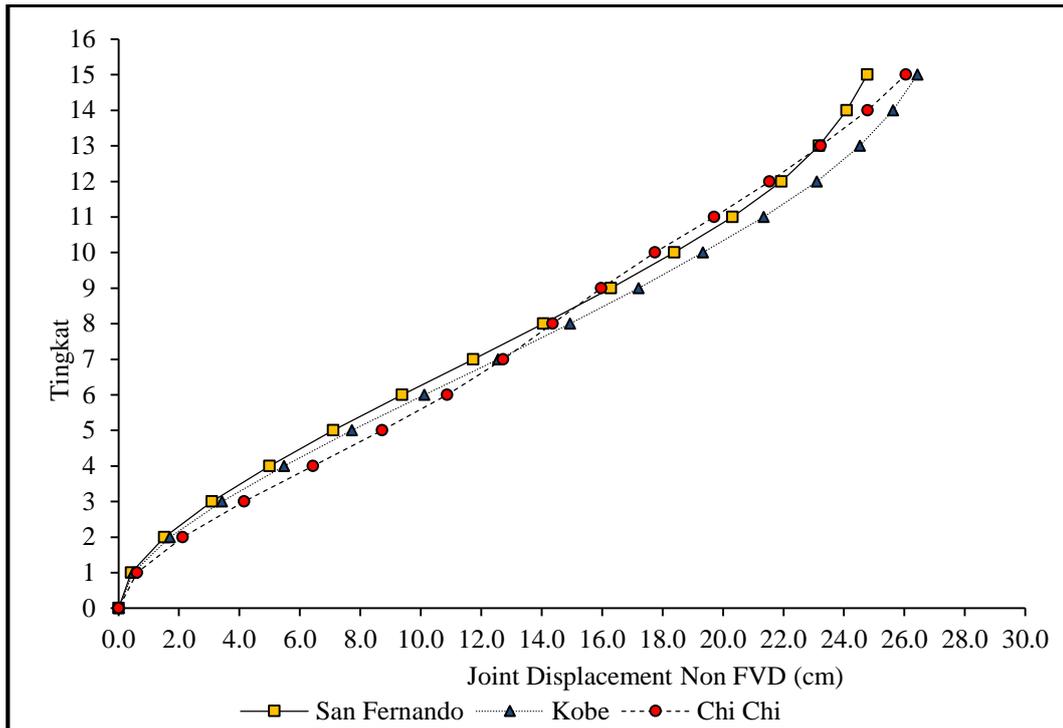
Perbandingan hasil dari *joint displacement* struktur Non FVD pada beban gempa yang berbedadapat dilihat pada Tabel 4.28 berikut ini.

Tabel 4.28: Perbandingan *joint displacement* struktur Non FVD beban gempa.

Lantai	Elevasi (m)	Joint Displacement San Fernando (cm)	Joint Displacement Kobe (cm)	Joint Displacement Chi Chi (cm)
15	60	24,7723	26,4326	26,0531
14	56	24,0881	25,6249	24,7831
13	52	23,1725	24,5322	23,2275
12	48	21,9255	23,1052	21,5381
11	44	20,3118	21,3492	19,7106
10	40	18,3825	19,3365	17,7527
9	36	16,2918	17,2023	15,9730
8	32	14,0578	14,9327	14,3591
7	28	11,7305	12,5511	12,7273
6	24	9,3792	10,1138	10,8712
5	20	7,1021	7,7169	8,7258
4	16	4,9985	5,4742	6,4299
3	12	3,0963	3,4237	4,1532
2	8	1,5191	1,6995	2,1185
1	4	0,4218	0,4785	0,6098
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000

Pada Tabel 4.28 diatas dapat dilihat bahwa hasil dari perbandingan *joint displacement* struktur Non FVD pada beban gempa San Fernando, Kobe dan Chi Chi menghasilkan *joint displacement* terbesar berada pada tingkat paling atas yaitu Lantai 15 dengan nilai *joint displacement* gempa San Fernando sebesar 24,7723 cm, nilai *joint displacement* gempa Kobe sebesar 24,7723 cm, dan nilai *joint displacement* gempa Chi Chi sebesar 24,7723 cm.

Hasil dari perbandingan tabel *joint displacement* struktur Non FVD pada beban gempa San Fernando, Kobe dan Chi Chi diatas dapat dilihat pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5: Grafik perbandingan *joint displacement* Non FVD pada gempa.

Perbandingan hasil dari *joint displacement* struktur FVD Pola 1 pada beban gempa yang berbeda dapat dilihat pada Tabel 4.29 berikut ini.

Tabel 4.29: Perbandingan *joint displacement* struktur FVD Pola 1 beban gempa.

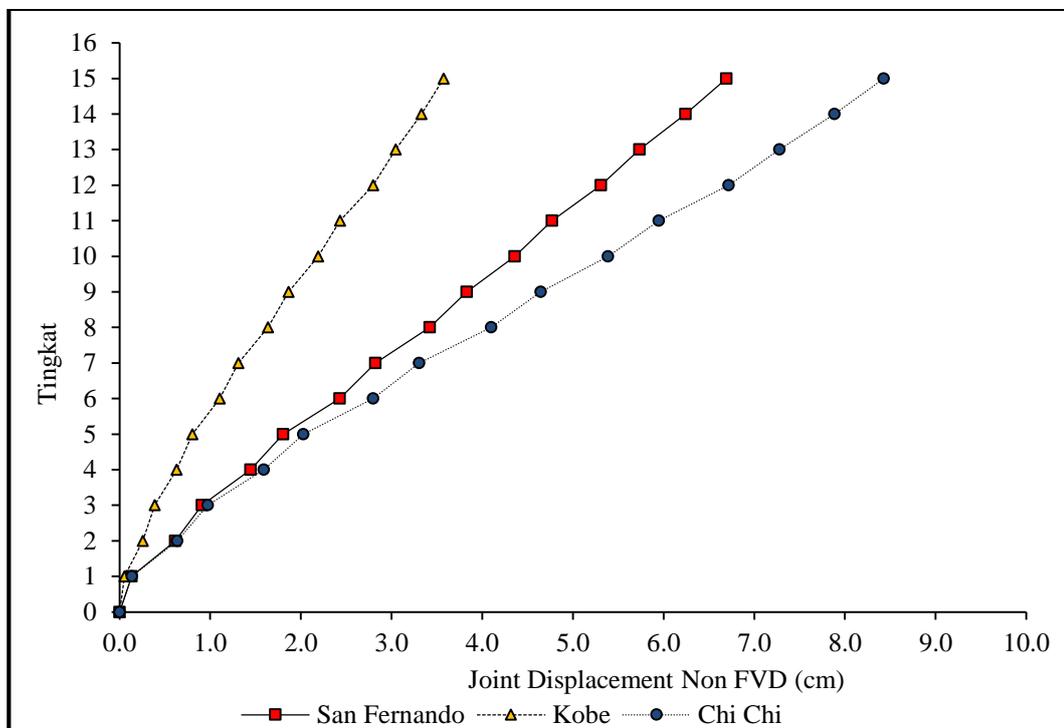
Lantai	Elevasi (m)	Joint Displacement San Fernando (cm)	Joint Displacement Kobe (cm)	Joint Displacement Chi Chi (cm)
15	60	6,6920	3,5726	8,4281
14	56	6,2434	3,3311	7,8852
13	52	5,7367	3,0445	7,2776
12	48	5,3101	2,7974	6,7180
11	44	4,7712	2,4329	5,9466
10	40	4,3587	2,1901	5,3880
9	36	3,8289	1,8651	4,6442
8	32	3,4201	1,6360	4,0982
7	28	2,8226	1,3121	3,3048
6	24	2,4275	1,1051	2,7964
5	20	1,8038	0,8026	2,0257
4	16	1,4472	0,6301	1,5904
3	12	0,9096	0,3891	0,9724

Tabel 4.29: Lanjutan.

Lantai	Elevasi (m)	Joint Displacement San Fernando (cm)	Joint Displacement Kobe (cm)	Joint Displacement Chi Chi (cm)
2	8	0,6148	0,2560	0,6362
1	4	0,1314	0,0550	0,1358
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000

Pada Tabel 4.29 diatas dapat dilihat bahwa hasil dari perbandingan *joint displacement* struktur FVD Pola 1 pada beban gempa San Fernando, Kobe dan Chi Chi menghasilkan *joint displacement* terbesar berada pada tingkat paling atas yaitu Lantai 15 dengan nilai *joint displacement* gempa San Fernando sebesar 6,6920 cm, nilai *joint displacement* gempa Kobe sebesar 3,5726 cm, dan nilai *joint displacement* gempa Chi Chi sebesar 8,4281 cm.

Hasil dari perbandingan tabel *joint displacement* struktur FVD Pola 1 pada beban gempa San Fernando, Kobe dan Chi Chi diatas dapat dilihat pada Gambar 4.6.



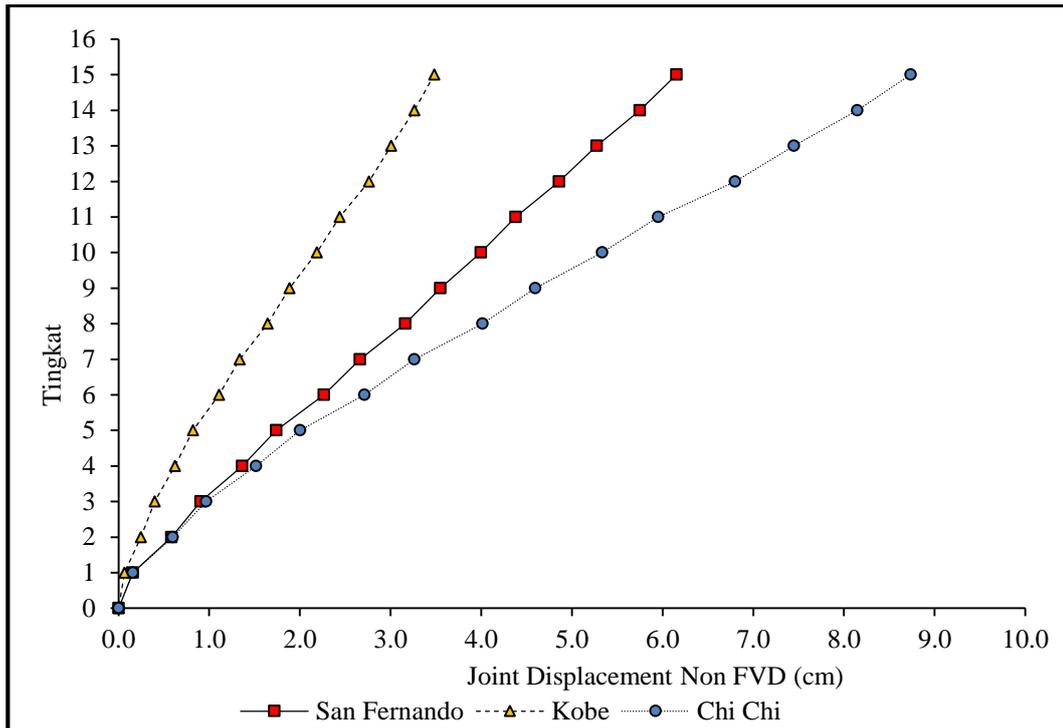
Gambar 4.6: Grafik perbandingan *joint displacement* FVD Pola 1 pada gempa.

Perbandingan hasil dari *joint displacement* struktur FVD Pola 2 pada beban gempa San Fernando, gempa Kobe dan gempa Chi Chi dapat dilihat pada Tabel 4.30.

Tabel 4.30: Perbandingan *joint displacement* struktur FVD Pola 2 beban gempa.

Lantai	Elevasi (m)	Joint Displacement San Fernando (cm)	Joint Displacement Kobe (cm)	Joint Displacement Chi Chi (cm)
15	60	6,1545	3,4809	8,7369
14	56	5,7495	3,2603	8,1482
13	52	5,2743	3,0060	7,4478
12	48	4,8572	2,7632	6,7997
11	44	4,3784	2,4381	5,9516
10	40	3,9948	2,1871	5,3335
9	36	3,5501	1,8871	4,5975
8	32	3,1619	1,6429	4,0128
7	28	2,6622	1,3354	3,2632
6	24	2,2667	1,1071	2,7124
5	20	1,7397	0,8197	2,0009
4	16	1,3627	0,6226	1,5174
3	12	0,9077	0,3994	0,9682
2	8	0,5826	0,2475	0,5993
1	4	0,1587	0,0659	0,1584
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000

Pada Tabel 4.30 diatas dapat dilihat bahwa hasil dari perbandingan *joint displacement* struktur FVD Pola 2 pada beban gempa San Fernando, Kobe dan Chi Chi menghasilkan *joint displacement* terbesar berada pada tingkat paling atas yaitu Lantai 15 dengan nilai *joint displacement* gempa San Fernando sebesar 6,154 cm, nilai *joint displacement* gempa Kobe sebesar 3,4809 cm, dan nilai *joint displacement* gempa Chi Chi sebesar 8,7369 cm. Dari hasil tabel tersebut menunjukkan *joint displacement* struktur FVD Pola 2 pada gempa Kobe lebih kecil dari gempa San Fernando dan gempa Chi Chi. Hasil dari perbandingan tabel *joint displacement* struktur FVD Pola 2 pada beban gempa San Fernando, gempa Kobe dan gempa Chi Chi diatas dapat dilihat pada Gambar 4.7.



Gambar 4.7: Grafik perbandingan *joint displacement* FVD Pola 2 pada gempa.

Perbandingan hasil dari *joint displacement* struktur FVD Pola 3 pada beban gempa yang berbeda dapat dilihat pada Tabel 4.31.

Tabel 4.31: Perbandingan *joint displacement* struktur FVD Pola 3 beban gempa.

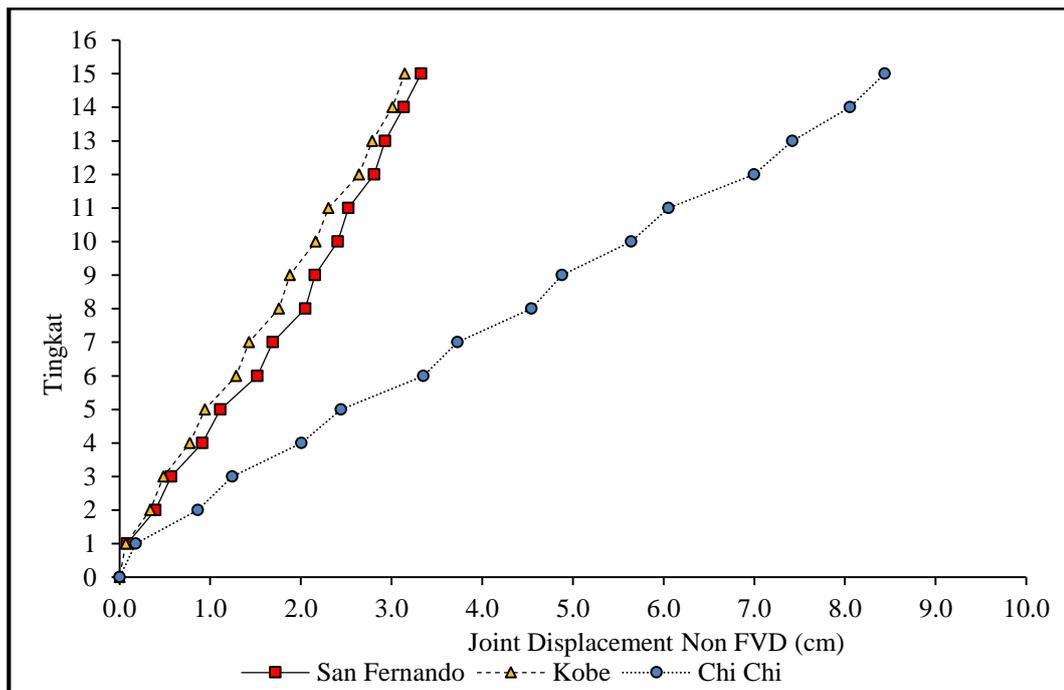
Lantai	Elevasi (m)	Joint Displacement San Fernando (cm)	Joint Displacement Kobe (cm)	Joint Displacement Chi Chi (cm)
15	60	3,3254	3,1443	8,4397
14	56	3,1345	3,0085	8,0542
13	52	2,9287	2,7878	7,4203
12	48	2,8064	2,6394	6,9966
11	44	2,5251	2,3056	6,0530
10	40	2,4067	2,1612	5,6434
9	36	2,1537	1,8798	4,8787
8	32	2,0476	1,7571	4,5430
7	28	1,6898	1,4269	3,7258
6	24	1,5203	1,2876	3,3525

Tabel 4.31: *Lanjutan.*

Lantai	Elevasi (m)	Joint Displacement San Fernando (cm)	Joint Displacement Kobe (cm)	Joint Displacement Chi Chi (cm)
5	20	1,1108	0,9409	2,4413
4	16	0,9141	0,7765	2,0071
3	12	0,5695	0,4851	1,2450
2	8	0,3964	0,3389	0,8638
1	4	0,0819	0,0697	0,1778
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000

Pada Tabel 4.31 diatas dapat dilihat bahwa hasil dari perbandingan *joint displacement* struktur FVD Pola 3 pada beban gempa San Fernando, Kobe dan Chi Chi menghasilkan *joint displacement* terbesar berada pada tingkat paling atas yaitu Lantai 15 dengan nilai *joint displacement* gempa San Fernando sebesar 3,3254 cm, nilai *joint displacement* gempa Kobe sebesar 3,1443 cm, dan nilai *joint displacement* gempa Chi Chi sebesar 8,4397 cm.

Hasil dari perbandingan tabel *joint displacement* struktur FVD Pola 3 pada beban gempa San Fernando, Kobe dan Chi Chi diatas dapat dilihat pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8: Grafik perbandingan *joint displacement* FVD Pola 3 pada gempa.

4.9 Perbandingan Hasil *Interstory Drift* pada Beberapa Pola FVD dengan Beban Gempa yang Berbeda

Interstory drift didapatkan dari selisih *displacement* antar lantai untuk SNI 1726-2002, sedangkan SNI 1726-2012 pada pasal 11.1.4 menetapkan selisih simpangan antar lantai dikalikan dengan Cd/R , dimana Cd adalah faktor pembesaran defleksi dan R adalah koefisien modifikasi respons. Dari Tabel 9 SNI 1726-2012 untuk rangka beton bertulang pemikul momen khusus didapatkan nilai Cd sebesar 5,5 dan R sebesar 8.

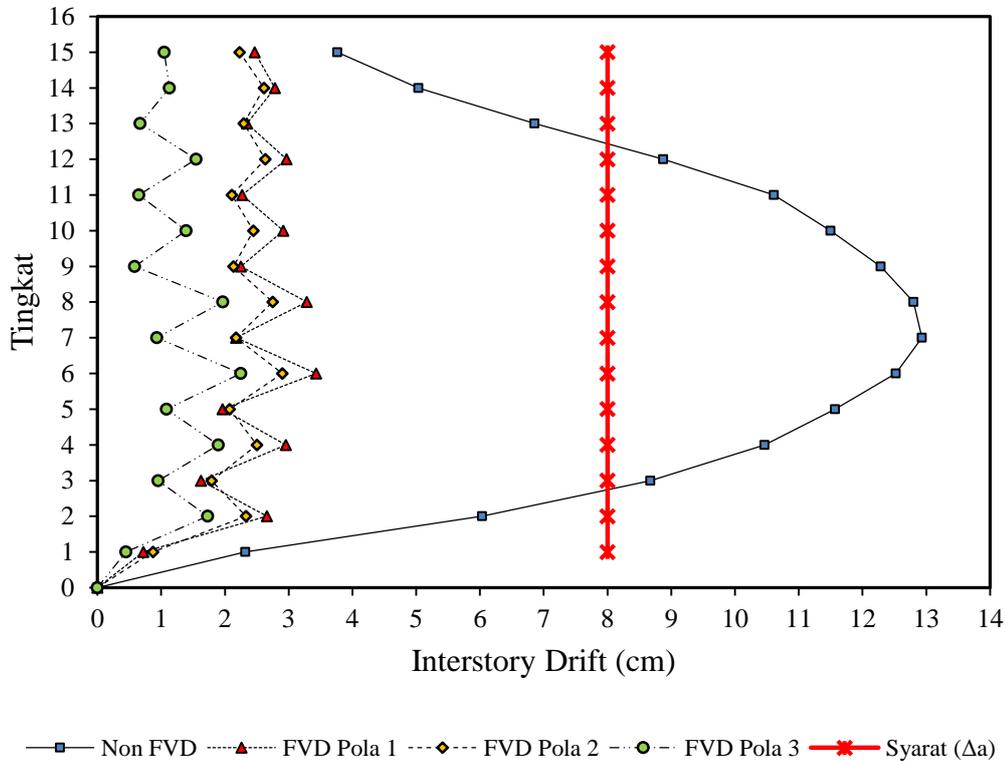
4.9.1 Perbandingan Hasil *Interstory Drift* pada Struktur Gempa San Fernando

Hasil dari *interstory drift* pada struktur dengan pola penempatan FVD yang berbeda pada gempa San Fernando dapat dilihat pada Tabel 4.32.

Tabel 4.32: Perbandingan *interstory drift* pada struktur gempa San Fernando.

Lantai	Elevasi (m)	Interstory Drift Non FVD (cm)	Interstory Drift FVD Pola 1 (cm)	Interstory Drift FVD Pola 2 (cm)	Interstory Drift FVD Pola 3 (cm)	Syarat (Δa) $0,020 \cdot h_i$ (cm)
15	60	3,7630	2,4672	2,2279	1,0501	8,0
14	56	5,0361	2,7870	2,6131	1,1317	8,0
13	52	6,8581	2,3462	2,2944	0,6726	8,0
12	48	8,8756	2,9638	2,6333	1,5472	8,0
11	44	10,6113	2,2684	2,1099	0,6512	8,0
10	40	11,4986	2,9143	2,4458	1,3913	8,0
9	36	12,2873	2,2484	2,1347	0,5836	8,0
8	32	12,8002	3,2863	2,7488	1,9681	8,0
7	28	12,9319	2,1729	2,1749	0,9324	8,0
6	24	12,5241	3,4302	2,8986	2,2519	8,0
5	20	11,5698	1,9616	2,0737	1,0819	8,0
4	16	10,4620	2,9567	2,5021	1,8955	8,0
3	12	8,6749	1,6215	1,7881	0,9517	8,0
2	8	6,0349	2,6584	2,3316	1,7301	8,0
1	4	2,3200	0,7229	0,8729	0,4502	8,0
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0

Untuk memperjelas gambaran perbandingan nilai *interstory drift* pada setiap pola penempatan FVD pada beban gempa San Fernando dapat ditampilkan dalam bentuk grafik pada Gambar 4.9.



Gambar 4.9: Grafik perbandingan *interstory drift* Gempa San Fernando.

Interstory drift pada beban gempa San Fernando dengan peraturan SNI 1726-2012 pada pola penempatan FVD yang ditunjukkan pada Tabel 4.32 dan grafik pada Gambar 4.9 terlihat pada pola non FVD nilai *interstory drift* pada lantai tertentu melewati batas izin sedangkan ketika struktur yang diberikan perletakan FVD menunjukkan nilai *interstory drift* yang mengalami penurunan yang cukup signifikan dan aman dalam batas izin yang diisyaratkan.

Dari ketiga pola penempatan FVD dapat terlihat pada struktur dengan pola penempatan FVD Pola 3 menunjukkan nilai *interstory drift* yang paling kecil, diikuti pada FVD Pola 2 dan FVD Pola 1. Dari hasil grafik yang ditampilkan dapat disimpulkan bahwa dengan penambahan FVD pada struktur, *interstory drift* mengalami penurunan yang signifikan dari struktur tanpa FVD. Dapat dilihat grafik dari struktur yang menggunakan FVD yang tidak beraturan tidak seperti

grafik yang Non FVD dikarenakan oleh pengaruh kekakuan struktur (perbedaan dimensi kolom dan balok perlima tingkat) dan penempatan damper yang berbeda.

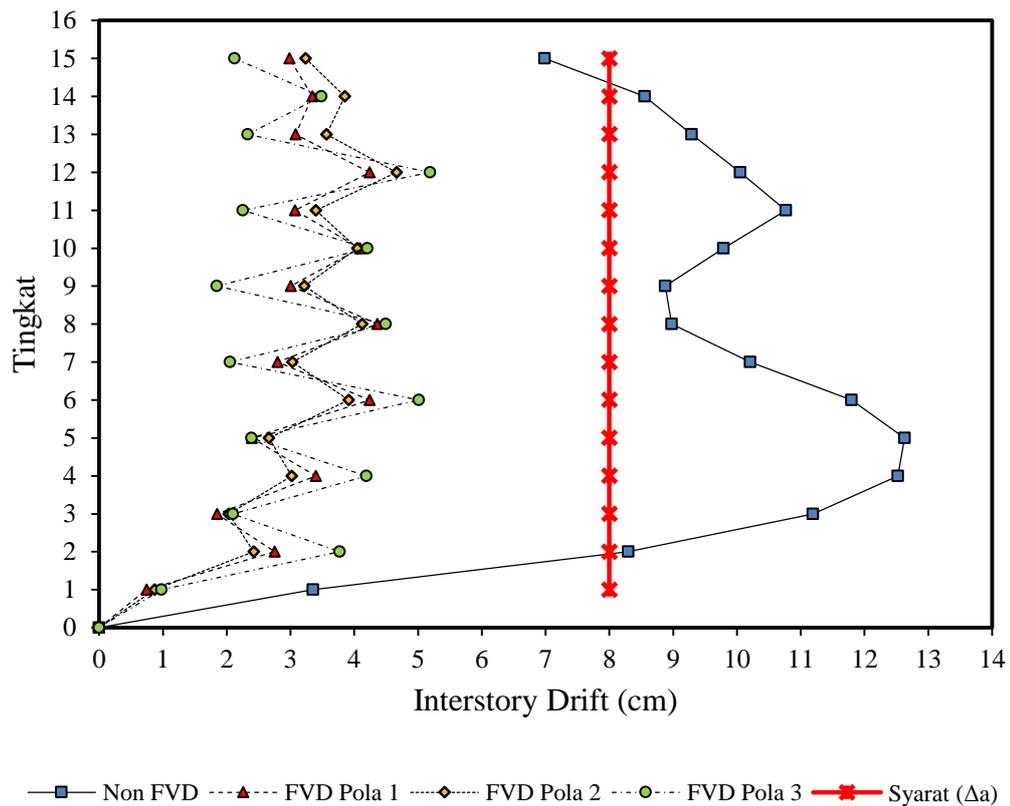
4.9.2 Perbandingan Hasil *Interstory Drift* pada Struktur Gempa Chi Chi

Hasil dari *interstory drift* pada struktur dengan pola penempatan FVD yang berbeda pada gempa Chi Chi dapat dilihat pada Tabel 4.33.

Tabel 4.33: Perbandingan *interstory drift* pada struktur gempa Chi Chi.

Lantai	Elevasi (m)	Interstory Drift Non FVD (cm)	Interstory Drift FVD Pola 1 (cm)	Interstory Drift FVD Pola 2 (cm)	Interstory Drift FVD Pola 3 (cm)	Syarat (Δa) 0,020*hi (cm)
15	60	6,9850	2,9859	3,2380	2,1205	8,0
14	56	8,5555	3,3418	3,8522	3,4861	8,0
13	52	9,2918	3,0779	3,5644	2,3306	8,0
12	48	10,0510	4,2424	4,6648	5,1896	8,0
11	44	10,7684	3,0725	3,3993	2,2527	8,0
10	40	9,7885	4,0910	4,0481	4,2062	8,0
9	36	8,8767	3,0026	3,2158	1,8460	8,0
8	32	8,9747	4,3636	4,1228	4,4950	8,0
7	28	10,2088	2,7963	3,0293	2,0529	8,0
6	24	11,7993	4,2388	3,9136	5,0117	8,0
5	20	12,6279	2,3942	2,6592	2,3882	8,0
4	16	12,5216	3,3993	3,0207	4,1911	8,0
3	12	11,1910	1,8492	2,0289	2,0971	8,0
2	8	8,2977	2,7520	2,4249	3,7730	8,0
1	4	3,3540	0,7469	0,8711	0,9777	8,0
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0

Untuk memperjelas gambaran perbandingan nilai *interstory drift* pada setiap pola penempatan FVD pada beban gempa Chi Chi - Taiwan dapat ditampilkan dalam bentuk grafik pada Gambar 4.10.



Gambar 4.10: Grafik perbandingan *interstory drift* Gempa Chi Chi.

Interstory drift pada beban gempa Chi Chi - Taiwan dengan peraturan SNI 1726-2012 pada pola penempatan FVD yang ditunjukkan pada Tabel 4.33 dan grafik pada Gambar 4.10 terlihat pada pola non FVD nilai *interstory drift* pada lantai tertentu melewati batas izin sedangkan ketika struktur yang diberikan perletakan FVD menunjukkan nilai *interstory drift* yang mengalami penurunan yang cukup signifikan dan aman dalam batas izin yang diisyaratkan.

Dari ketiga pola penempatan FVD dapat terlihat pada struktur dengan pola penempatan FVD Pola 3 menunjukkan nilai *interstory drift* yang paling kecil, sedangkan pada FVD Pola 2 dan FVD Pola 1 nilai *interstory drift* hampir sama dan tidak terlalu jauh perbedaannya. Dari hasil grafik yang ditampilkan dapat disimpulkan bahwa dengan penambahan FVD pada struktur, *interstory drift* mengalami penurunan yang signifikan dari struktur tanpa FVD. Dapat dilihat grafik dari struktur yang menggunakan FVD yang tidak beraturan tidak seperti grafik yang Non FVD dikarenakan oleh pengaruh kekakuan struktur (perbedaan dimensi kolom dan balok perlima tingkat) dan penempatan damper yang berbeda.

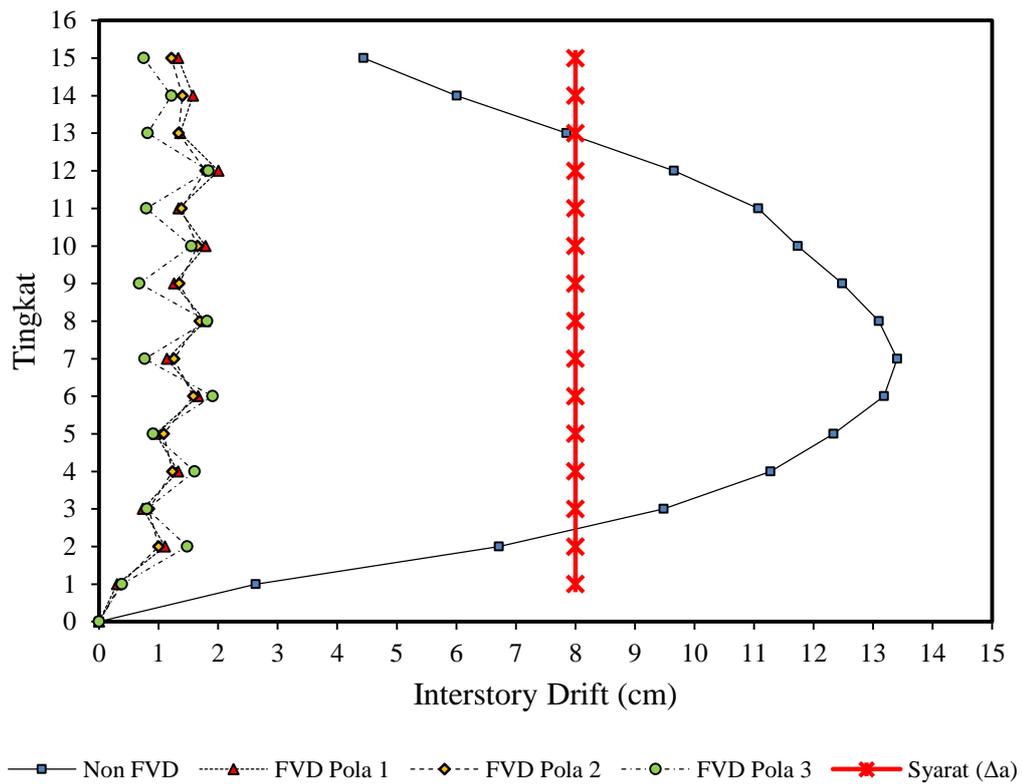
4.9.3 Perbandingan Hasil *Interstory Drift* pada Struktur Gempa Kobe

Perbandingan hasil dari *interstory drift* pada struktur dengan pola penempatan FVD yang berbeda yaitu Pola Non FVD, FVD Pola 1, FVD Pola 2 dan FVD Pola 3 pada beban gempa Kobe - Jepang dapat dilihat pada Tabel 4.34.

Tabel 4.34: Perbandingan *interstory drift* pada struktur gempa Kobe.

Lantai	Elevasi (m)	Interstory Drift Non FVD (cm)	Interstory Drift FVD Pola 1 (cm)	Interstory Drift FVD Pola 2 (cm)	Interstory Drift FVD Pola 3 (cm)	Syarat (Δa) 0,020*hi (cm)
15	60	4,4420	1,3283	1,2133	0,7470	8,0
14	56	6,0099	1,5759	1,3986	1,2138	8,0
13	52	7,8486	1,3594	1,3354	0,8163	8,0
12	48	9,6578	2,0046	1,7879	1,8358	8,0
11	44	11,0697	1,3352	1,3807	0,7942	8,0
10	40	11,7381	1,7880	1,6499	1,5480	8,0
9	36	12,4830	1,2598	1,3428	0,6748	8,0
8	32	13,0991	1,7812	1,6912	1,8158	8,0
7	28	13,4050	1,1387	1,2557	0,7664	8,0
6	24	13,1830	1,6635	1,5809	1,9071	8,0
5	20	12,3347	0,9489	1,0842	0,9039	8,0
4	16	11,2779	1,3258	1,2275	1,6028	8,0
3	12	9,4830	0,7320	0,8354	0,8043	8,0
2	8	6,7154	1,1055	0,9986	1,4806	8,0
1	4	2,6319	0,3024	0,3626	0,3831	8,0
Base	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0

Untuk memperjelas gambaran perbandingan nilai *interstory drift* pada setiap pola penempatan FVD yaitu Pola Non FVD, FVD Pola 1, FVD Pola 2 dan FVD Pola 3 pada beban gempa Kobe - Jepang dapat ditampilkan dalam bentuk grafik pada Gambar 4.11.



Gambar 4.11: Grafik perbandingan *interstory drift* Kobe - Taiwan.

Interstory drift pada beban gempa Kobe – Jepang dengan peraturan SNI 1726-2012 pada pola penempatan FVD yang ditunjukkan pada Tabel 4.34 dan grafik pada Gambar 4.11 terlihat pada pola non FVD nilai *interstory drift* pada lantai tertentu melewati batas izin sedangkan ketika struktur yang diberikan perletakan FVD menunjukkan nilai *interstory drift* yang mengalami penurunan yang cukup signifikan dan aman dalam batas izin yang diisyaratkan.

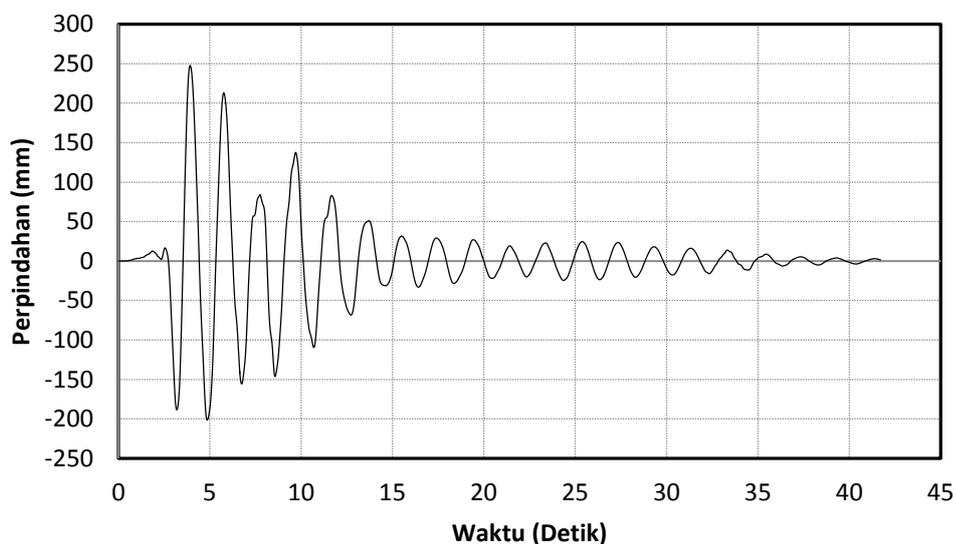
Dari ketiga pola penempatan FVD dapat terlihat pada struktur dengan pola penempatan FVD Pola 3 menunjukkan nilai *interstory drift* yang paling kecil, sedangkan pada FVD Pola 2 dan FVD Pola 1 nilai *interstory drift* hampir sama dan tidak terlalu jauh perbedaannya. Dari hasil grafik yang ditampilkan dapat disimpulkan bahwa dengan penambahan FVD pada struktur, *interstory drift* mengalami penurunan yang signifikan dari struktur tanpa FVD. Dapat dilihat grafik dari struktur yang menggunakan FVD yang tidak beraturan tidak seperti grafik yang Non FVD dikarenakan oleh pengaruh kekakuan struktur (perbedaan dimensi kolom dan balok perlima tingkat) dan penempatan damper yang berbeda.

4.10 Respons Perpindahan (*Displacement*) terhadap Waktu

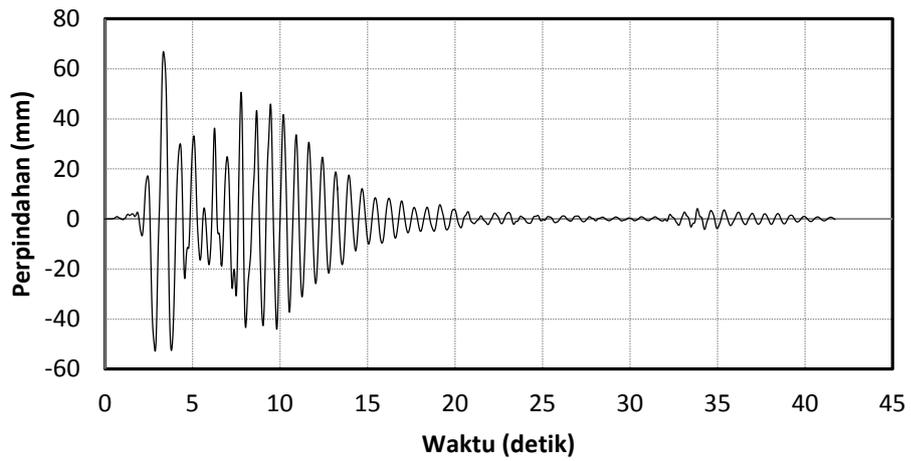
Respons gedung yang ditinjau adalah hasil dari program analisis struktur berupa riwayat perpindahan (*displacement*) terhadap waktu pengaruh dari beberapa beban gempa. Riwayat perpindahan akan dibandingkan dengan waktu terjadinya gempa dengan *time history analysis* yaitu beban gempa San Fernando, gempa Kobe dan gempa Chi Chi. Struktur yang ditinjau adalah struktur pada lantai atap karena memiliki nilai riwayat perpindahan yang paling besar dengan beberapa model perletakan damper yang kemudian ditampilkan dalam bentuk kurva dan hasilnya akan dibandingkan.

4.10.1 Perbandingan Respons Perpindahan (*Displacement*) terhadap Waktu pada Pola Penempatan FVD dengan Beban Gempa San Fernando

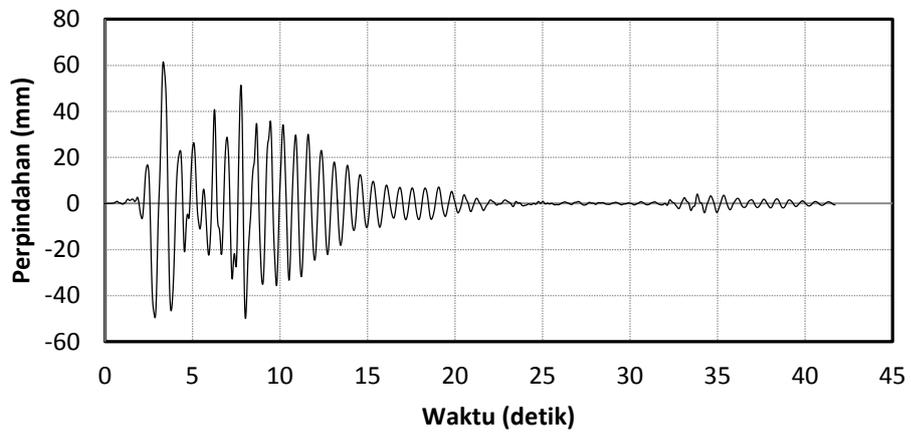
Berdasarkan data dari program analisis struktur, hasil analisis berupa riwayat perpindahan atap untuk tiap model perletakan FVD yang dianalisis dapat diperoleh. Riwayat perpindahan terhadap waktu pada beban gempa San Fernando untuk keempat model perletakan FVD pada struktur bangunan yang telah dianalisis akan disajikan pada Gambar 4.12 hingga Gambar 4.15.



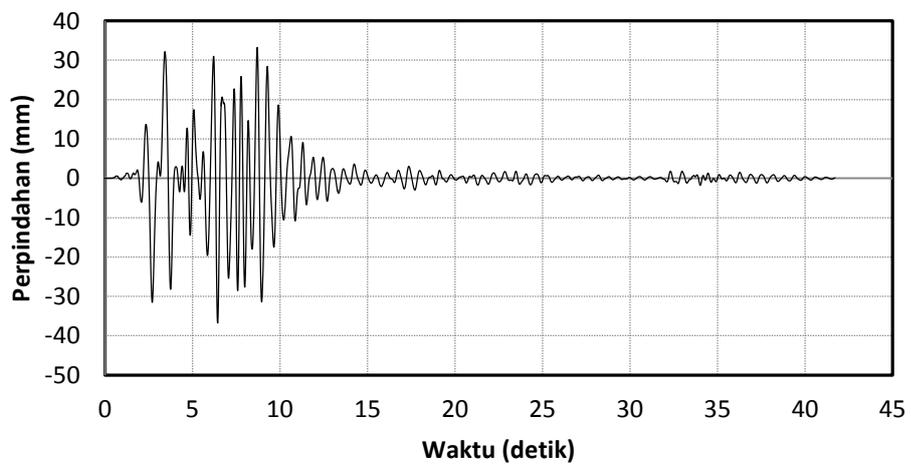
Gambar 4.12: Kurva respons perpindahan terhadap waktu struktur Non FVD.



Gambar 4.13: Kurva respons perpindahan terhadap waktu struktur FVD Pola 1.

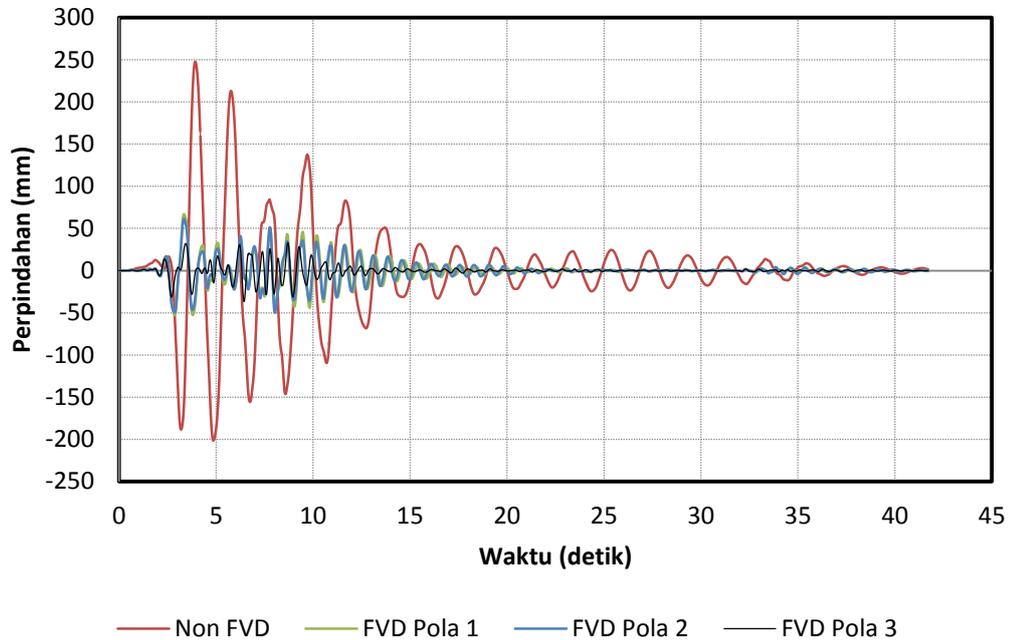


Gambar 4.14: Kurva respons perpindahan terhadap waktu struktur FVD Pola 2.



Gambar 4.15: Kurva respons perpindahan terhadap waktu struktur FVD Pola 3.

Dari hasil kurva keempat model perletakan FVD tersebut akan dibandingkan yang dapat dilihat pada Gambar 4.15.



Gambar 4.16: Kurva perbandingan respons perpindahan terhadap waktu.

Perpindahan maksimum terhadap waktu untuk keempat model bangunan dirangkum dalam Tabel 4.35.

Tabel 4.35: Respons perpindahan maksimum terhadap waktu.

Model	Perpindahan maksimum (mm)	Waktu pada saat perpindahan maksimum terjadi (detik)
Non FVD	247,72299	3,92
FVD Pola 1	66,91967	3,34
FVD Pola 2	61,54536	3,33
FVD Pola 3	33,24550	8,7

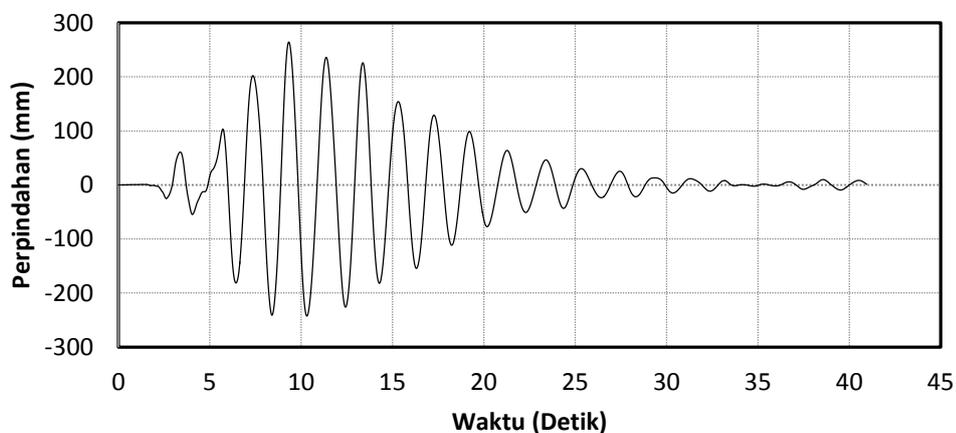
Dari Tabel 4.35 dapat dilihat bahwa tata perletakan alat peredam memberikan pengaruh yang cukup signifikan kepada riwayat respons perpindahan dengan tanpa alat peredam. Perlu diingat bahwa parameter dan dimensi serta jumlah FVD yang digunakan pada setiap bangunan adalah sama hanya perletakan

yang berbeda. Pada struktur Non FVD perpindahan maksimum terjadi pada waktu 3,92 detik dengan nilai perpindahan sebesar 247,72299 mm. Pada struktur dengan penempatan FVD pola 1 dan pola 2 terjadi pada waktu yang tidak terlalu berbeda yaitu 3,34 detik dan 3,33 detik dengan nilai perpindahan sebesar 66,91967 mm dan 61,54536 mm. Sedangkan pada FVD pola 3 memiliki nilai perpindahan yang paling kecil dari keempat model perletakan sebesar 33,24550 mm pada waktu 8,7 detik.

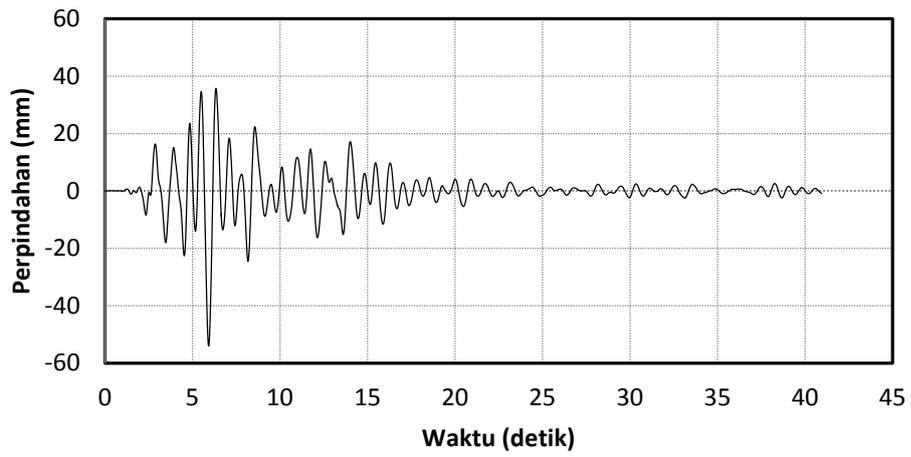
Hasil analisis menunjukkan bahwa respons perpindahan dapat diperkecil dengan sangat signifikan dengan menambahkan alat peredam pada struktur bangunan. Jika kita lihat lebih detail lagi, nilai penurunan yang lebih besar yaitu pada struktur dengan penempatan FVD pola 3 dimana terjadi penurunan hingga 87% dibandingkan dengan FVD pola 1 dan pola 2 sebesar 73% - 75%. Seiring dengan menurunnya respons perpindahan, gaya dalam yang terjadi di dalam komponen struktur juga akan berkurang.

4.10.2 Perbandingan Respons Perpindahan (*Displacement*) terhadap Waktu pada Pola Penempatan FVD dengan Beban Gempa Kobe

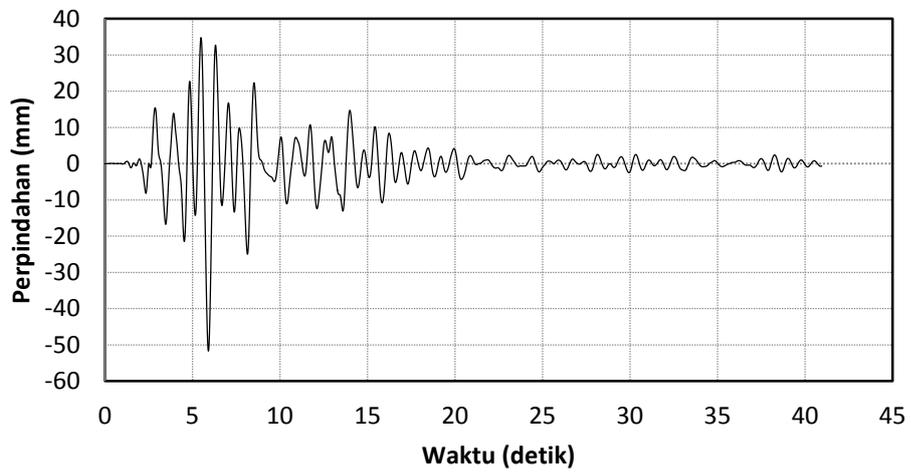
Berdasarkan data dari program analisis struktur, hasil analisis berupa riwayat perpindahan atap untuk tiap model perletakan FVD yang dianalisis dapat diperoleh. Riwayat perpindahan terhadap waktu pada beban gempa Kobe untuk keempat model perletakan FVD pada struktur bangunan yang telah dianalisis akan disajikan pada Gambar 4.17 hingga Gambar 4.20.



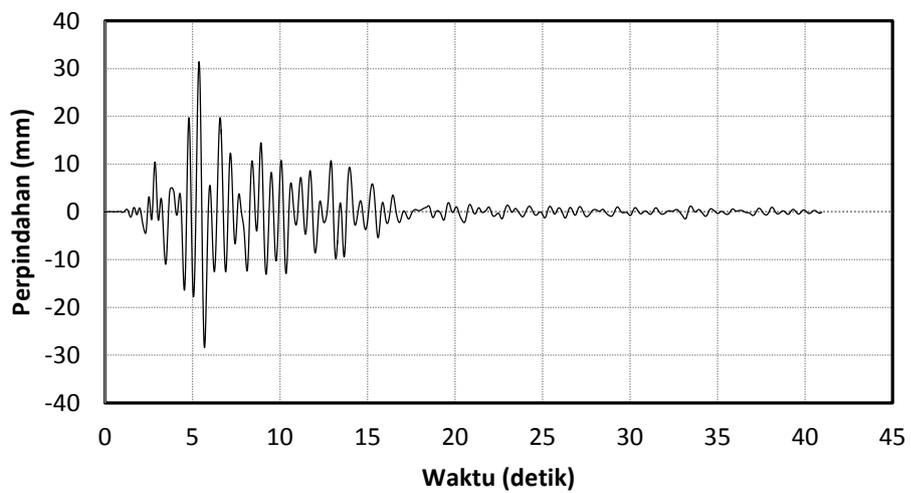
Gambar 4.17: Kurva respons perpindahan terhadap waktu struktur Non FVD.



Gambar 4.18: Kurva respons perpindahan terhadap waktu struktur FVD Pola 1.

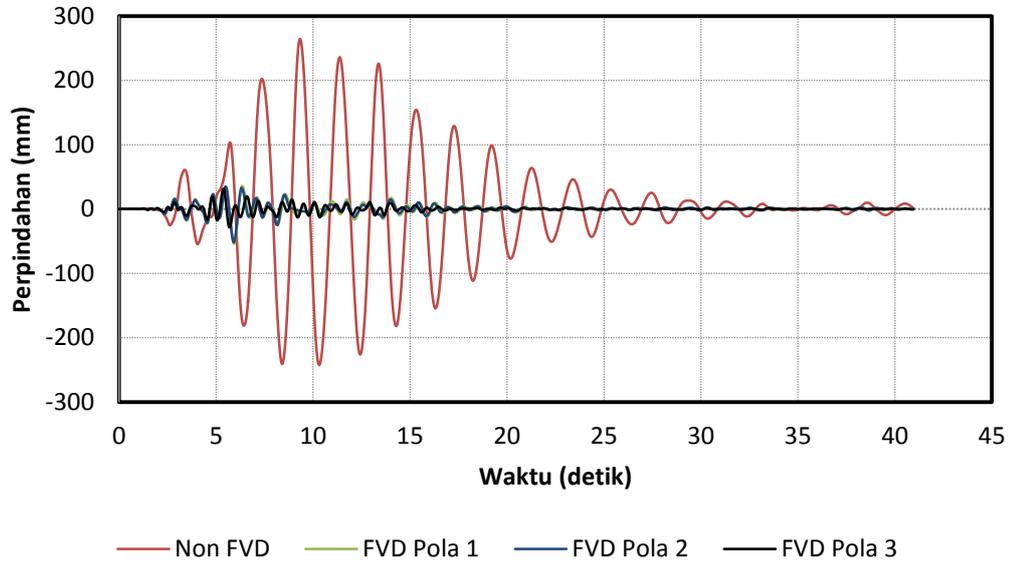


Gambar 4.19: Kurva respons perpindahan terhadap waktu struktur FVD Pola 2.



Gambar 4.20: Kurva respons perpindahan terhadap waktu struktur FVD Pola 3.

Dari hasil kurva keempat model perletakan FVD tersebut akan dibandingkan yang dapat dilihat pada Gambar 4.21.



Gambar 4.21: Kurva perbandingan respons perpindahan terhadap waktu.

Perpindahan maksimum terhadap waktu untuk keempat model bangunan dirangkum dalam Tabel 4.36.

Tabel 4.36: Respons perpindahan maksimum terhadap waktu.

Model	Perpindahan maksimum (mm)	Waktu pada saat perpindahan maksimum terjadi (detik)
Non FVD	264,32557	9,33
FVD Pola 1	35,72581	6,34
FVD Pola 2	34,80884	5,49
FVD Pola 3	31,44256	5,38

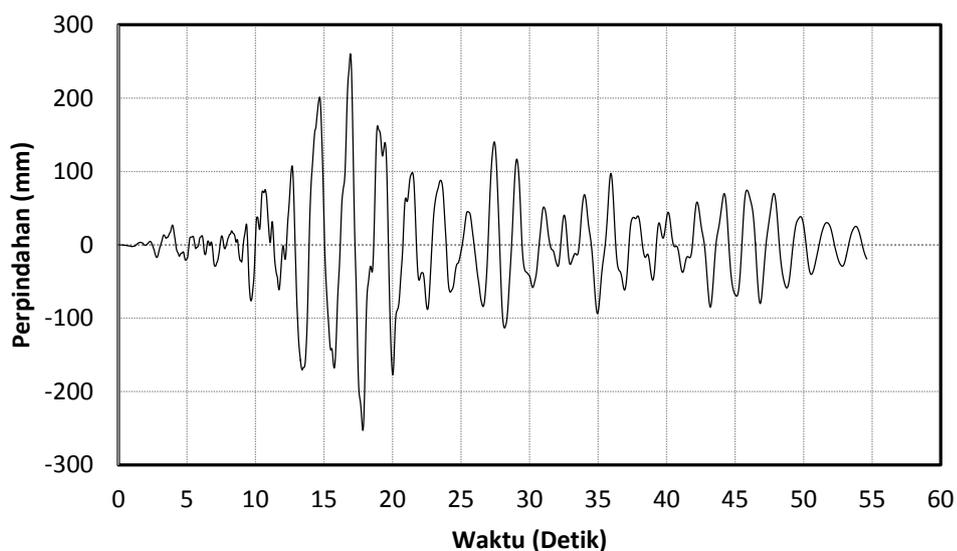
Dari Tabel 4.36 dapat dilihat bahwa tata perletakan alat peredam memberikan pengaruh yang cukup signifikan kepada riwayat respons perpindahan dengan tanpa alat peredam. Pada stuktur Non FVD perpindahan maksimum terjadi pada waktu 9,33 detik dengan nilai perpindahan sebesar 264,32557 mm. Pada struktur dengan penempatan FVD pola 1 dan pola 2 terjadi pada waktu 6,34

detik dan 5,49 detik dengan nilai perpindahan sebesar 35,72581 mm dan 34,80884 mm. Sedangkan pada FVD pola 3 memiliki nilai perpindahan yang paling kecil dari keempat model perletakan sebesar 31,44256 mm pada waktu 5,38 detik.

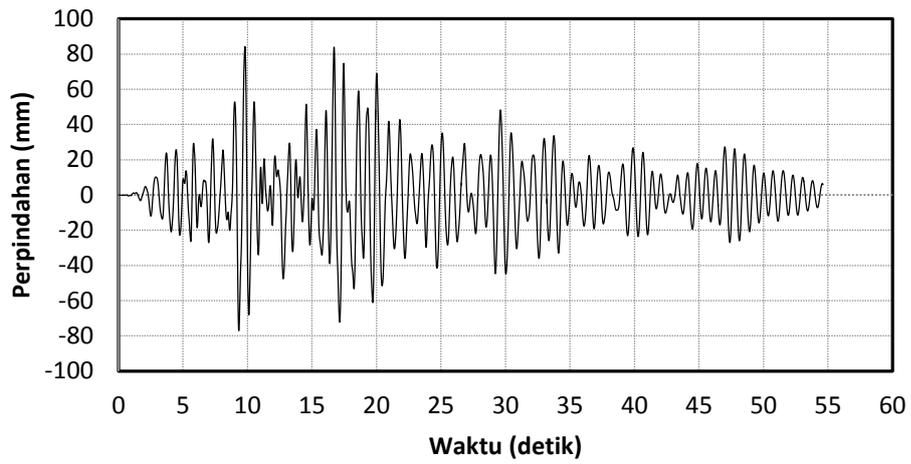
Hasil analisis menunjukkan bahwa respons perpindahan dapat diperkecil dengan sangat signifikan dengan menambahkan alat peredam pada struktur bangunan. Jika kita lihat lebih detail lagi, nilai penurunan yang lebih besar yaitu pada struktur dengan penempatan FVD pola 3 dimana terjadi penurunan hingga 88% dibandingkan dengan FVD pola 1 dan pola 2 sebesar 87%. Seiring dengan menurunnya respons perpindahan, gaya dalam yang terjadi di dalam komponen struktur juga akan berkurang.

4.10.3 Perbandingan Respons Perpindahan (*Displacement*) terhadap Waktu pada Pola Penempatan FVD dengan Beban Gempa Chi Chi

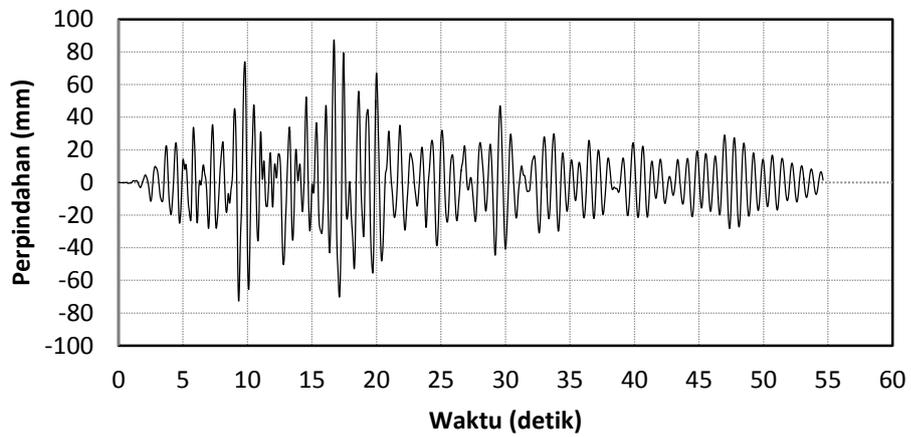
Berdasarkan data dari program analisis struktur, hasil analisis berupa riwayat perpindahan atap untuk tiap model perletakan FVD yang dianalisis dapat diperoleh. Riwayat perpindahan terhadap waktu pada beban gempa Chi Chi untuk keempat model perletakan FVD pada struktur bangunan yang telah dianalisis akan disajikan pada Gambar 4.22 hingga Gambar 4.25.



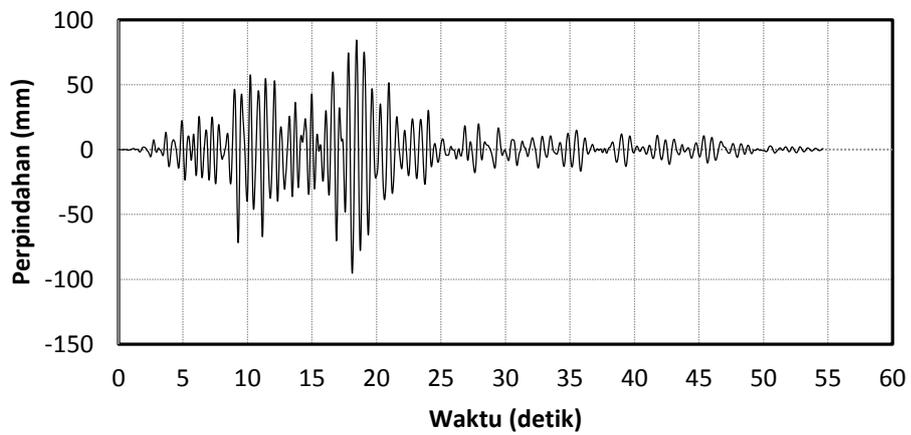
Gambar 4.22: Kurva respons perpindahan terhadap waktu struktur Non FVD.



Gambar 4.23: Kurva respons perpindahan terhadap waktu struktur FVD Pola 1.

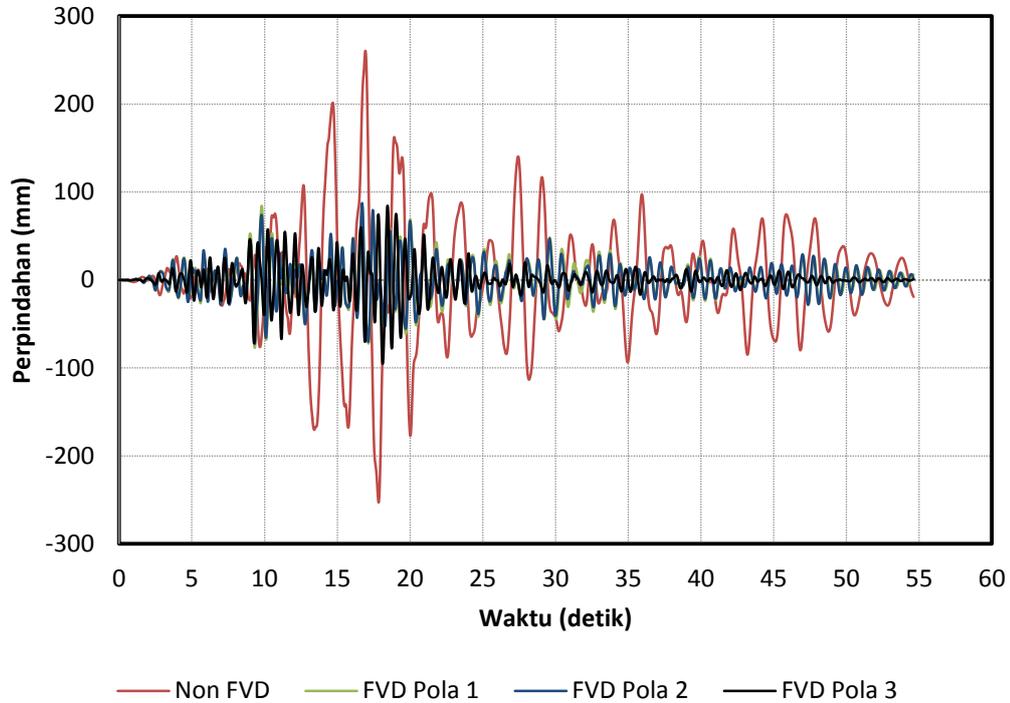


Gambar 4.24: Kurva respons perpindahan terhadap waktu struktur FVD Pola 2.



Gambar 4.25: Kurva respons perpindahan terhadap waktu struktur FVD Pola 3.

Dari hasil kurva keempat model perletakan FVD tersebut akan dibandingkan yang dapat dilihat pada Gambar 4.26.



Gambar 4.26: Kurva perbandingan respons perpindahan terhadap waktu.

Perpindahan maksimum terhadap waktu untuk keempat model bangunan dirangkum dalam Tabel 4.37.

Tabel 4.37: Respons perpindahan maksimum terhadap waktu.

Model	Perpindahan maksimum (mm)	Waktu pada saat perpindahan maksimum terjadi (detik)
Non FVD	260,53058	16,93
FVD Pola 1	84,28061	9,8
FVD Pola 2	87,36916	16,71
FVD Pola 3	84,39247	18,45

Dari Tabel 4.37 dapat dilihat bahwa tata perletakan alat peredam memberikan pengaruh yang cukup signifikan kepada riwayat respons perpindahan

dengan tanpa alat peredam. Pada struktur Non FVD perpindahan maksimum terjadi pada waktu 16,93 detik dengan nilai perpindahan sebesar 260,53058 mm. Pada struktur dengan penempatan FVD pola 1 dan pola 3 dengan nilai perpindahan tidak terlalu jauh sebesar 84,28061 mm dan 84,39247 mm dengan waktu perpindahan terjadi yaitu 9,8 detik dan 18,45 detik. Sedangkan FVD pola 2 memiliki perpindahan sebesar 87,36916 mm pada waktu 16,71 detik.

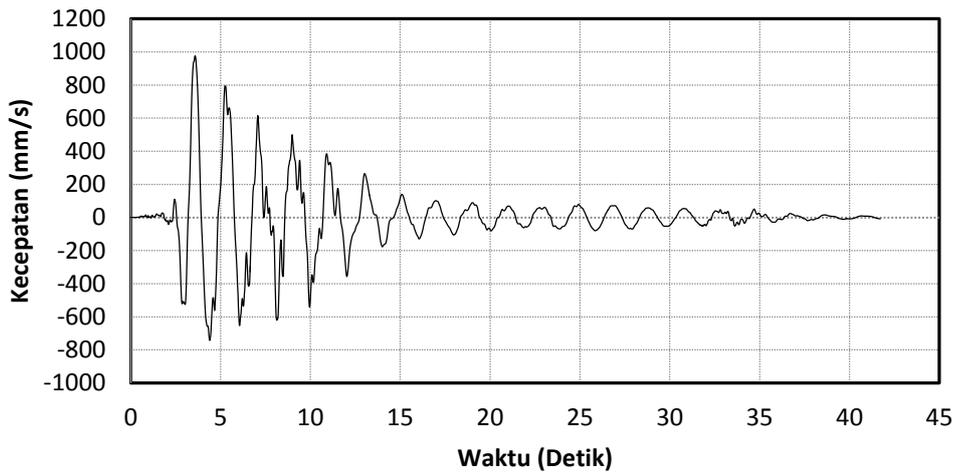
Hasil analisis menunjukkan bahwa respons perpindahan dapat diperkecil dengan sangat signifikan dengan menambahkan alat peredam pada struktur bangunan. Jika kita lihat lebih detail lagi, nilai penurunan yang lebih besar yaitu pada struktur dengan penempatan FVD pola 1 dan pola 3 dimana terjadi penurunan hingga 68% dibandingkan dengan FVD pola 2 sebesar 67%. Seiring dengan menurunnya respons perpindahan, gaya dalam yang terjadi di dalam komponen struktur juga akan berkurang.

4.11 Respons Kecepatan (*Velocity*) terhadap Waktu

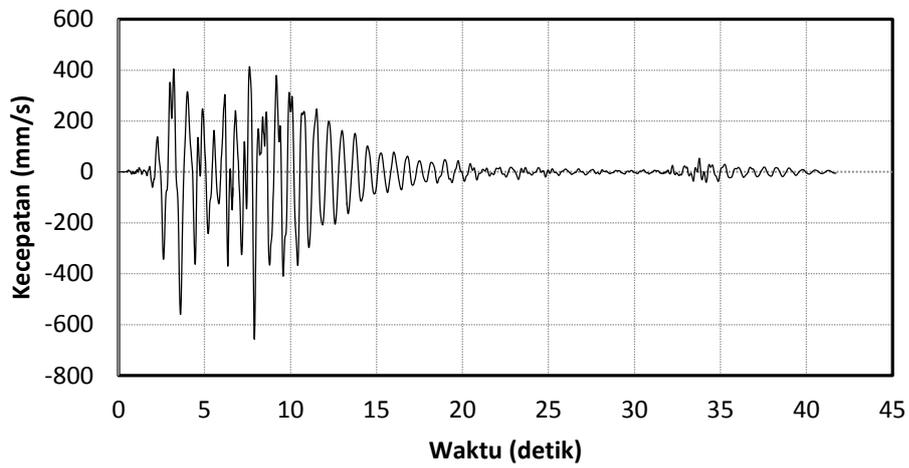
Respons gedung yang ditinjau adalah hasil dari program analisis struktur berupa riwayat kecepatan (*velocity*) terhadap waktu pengaruh dari beberapa beban gempa. Riwayat kecepatan akan dibandingkan dengan waktu terjadinya gempa dengan *time history analysis* yaitu beban gempa San Fernando, beban gempa Kobe dan beban gempa Chi Chi. Struktur yang ditinjau adalah struktur pada lantai atap atau lantai 15 karena memiliki nilai riwayat kecepatan yang paling besar dengan membandingkan beberapa model perletakan damper yang kemudian ditampilkan dalam bentuk kurva dan hasilnya akan dibandingkan.

4.11.1 Perbandingan Respons Kecepatan (*Velocity*) terhadap Waktu pada Pola Penempatan FVD dengan Beban Gempa San Fernando

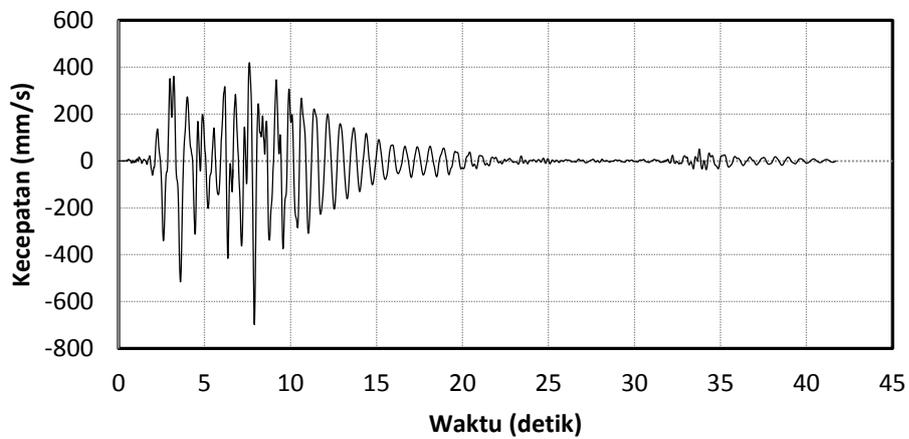
Berdasarkan data dari program struktur, hasil analisis berupa riwayat kecepatan (*velocity*) atap untuk tiap model perletakan FVD yang dianalisis dapat diperoleh. Riwayat kecepatan (*velocity*) terhadap waktu pada beban gempa San Fernando untuk keempat model perletakan FVD pada struktur bangunan yang telah dianalisis akan disajikan pada Gambar 4.27 hingga Gambar 4.30.



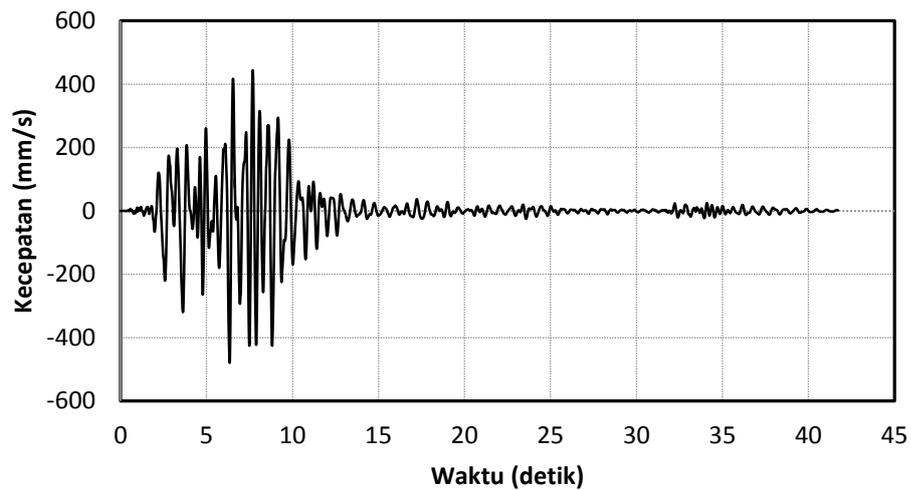
Gambar 4.27: Kurva respons kecepatan terhadap waktu struktur Non FVD.



Gambar 4.28: Kurva respons kecepatan terhadap waktu struktur FVD Pola 1.

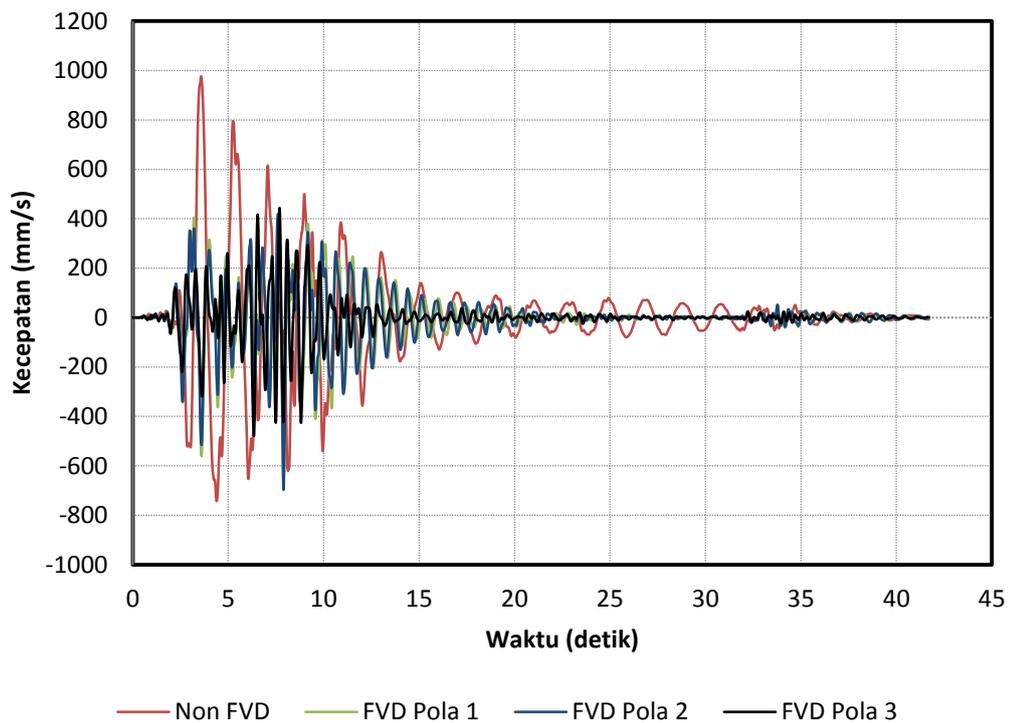


Gambar 4.29: Kurva respons kecepatan terhadap waktu struktur FVD Pola 2.



Gambar 4.30: Kurva respons kecepatan terhadap waktu struktur FVD Pola 3.

Dari hasil kurva keempat model perletakan FVD tersebut akan dibandingkan yang dapat dilihat pada Gambar 4.31.



Gambar 4.31: Kurva perbandingan respons kecepatan terhadap waktu.

Kecepatan maksimum terhadap waktu untuk keempat model bangunan dirangkum dalam Tabel 4.38.

Tabel 4.38: Respons kecepatan maksimum terhadap waktu.

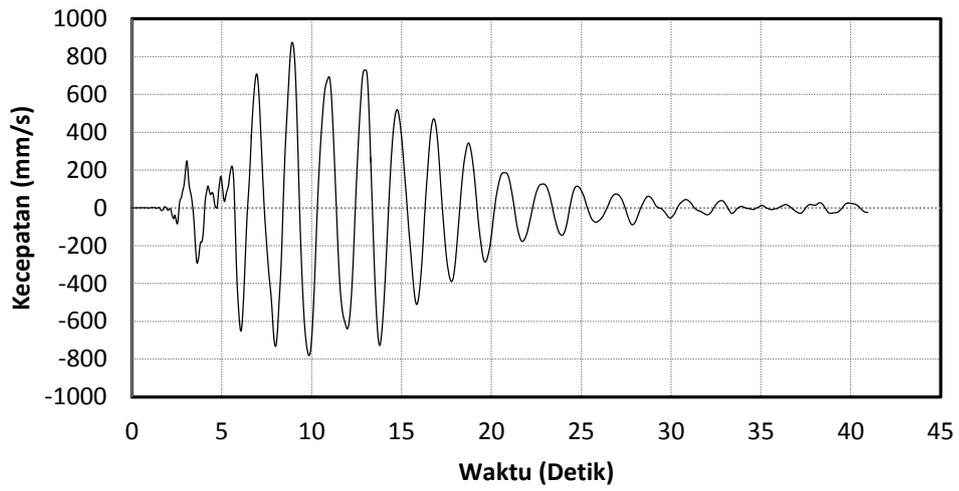
Model	Kecepatan maksimum (mm/s)	Waktu pada saat kecepatan maksimum terjadi (detik)
Non FVD	976,38888	3,58
FVD Pola 1	413,85611	7,62
FVD Pola 2	419,23504	7,61
FVD Pola 3	444,14790	7,69

Terdapat reduksi yang cukup signifikan dari nilai maksimum kecepatan dari struktur yang diberikan perletakan damper. Penurunan nilai maksimum kecepatan struktur yang menggunakan damper membuktikan bahwa pengaplikasian FVD berjalan dengan baik. Pada Tabel 4.38 menunjukkan nilai kecepatan maksimum pada model Non FVD sebesar 976,38888 mm/s pada waktu 3,58 detik sedangkan untuk model FVD pola 1 kecepatan maksimum sebesar 413,85611 mm/s pada waktu 7,62 detik, model FVD pola 2 sebesar 419,23504 mm/s pada waktu 7,61 detik dan model FVD pola 3 sebesar 444,14790 mm/s pada waktu 7,69 detik.

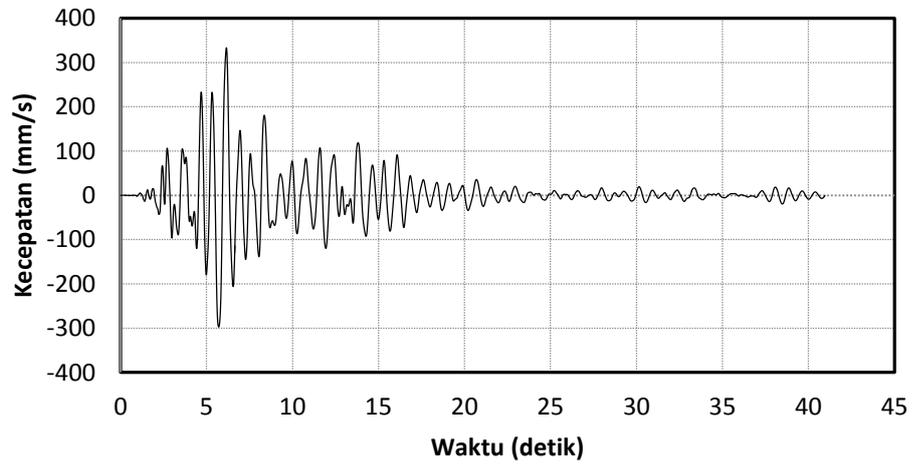
Hasil analisis menunjukkan bahwa respons kecepatan dapat diperkecil dengan sangat signifikan dengan menambahkan alat peredam pada struktur bangunan. Jika kita lihat lebih detail lagi, nilai penurunan yang lebih besar yaitu pada struktur dengan penempatan FVD pola 1 dan pola 2 dimana terjadi penurunan hingga 58% dan 57% dibandingkan dengan FVD pola 3 sebesar 55%.

4.11.2 Perbandingan Respons Kecepatan (*Velocity*) terhadap Waktu pada Pola Penempatan FVD dengan Beban Gempa Kobe

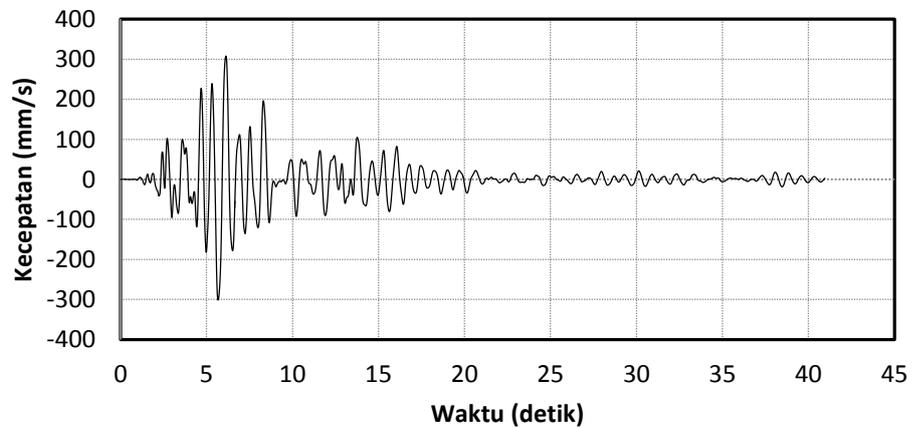
Berdasarkan data dari program analisis struktur, hasil analisis berupa riwayat kecepatan atap untuk tiap model perletakan FVD yang dianalisis dapat diperoleh. Riwayat kecepatan terhadap waktu pada beban gempa Kobe untuk keempat model perletakan FVD pada struktur bangunan yang telah dianalisis akan disajikan pada Gambar 4.32 hingga Gambar 4.35.



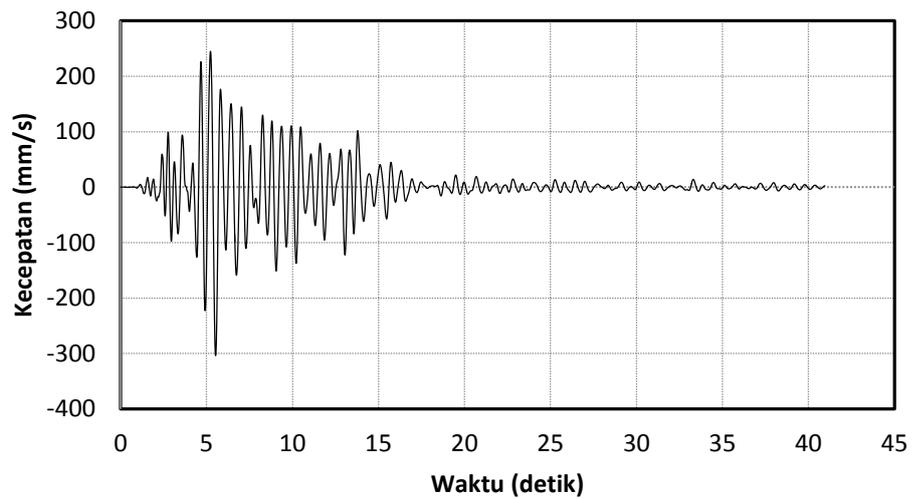
Gambar 4.32: Kurva respons kecepatan terhadap waktu struktur Non FVD.



Gambar 4.33: Kurva respons kecepatan terhadap waktu struktur FVD Pola 1.

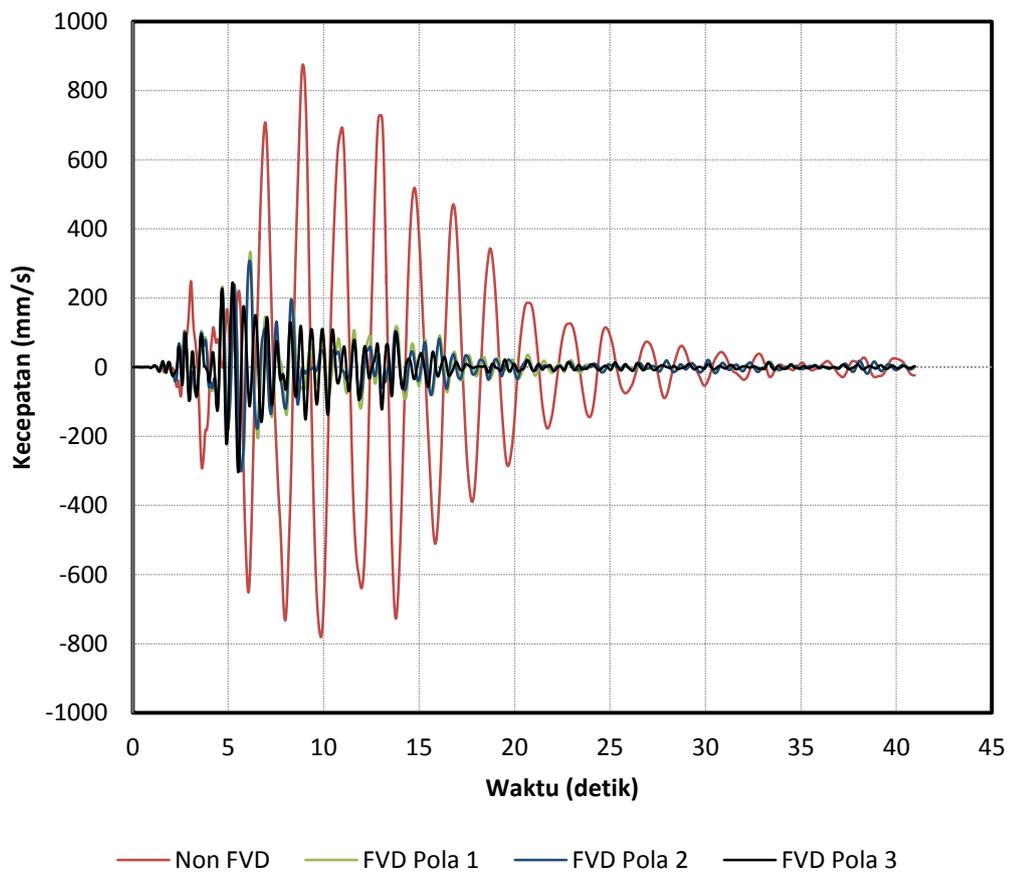


Gambar 4.34: Kurva respons kecepatan terhadap waktu struktur FVD Pola 2.



Gambar 4.35: Kurva respons kecepatan terhadap waktu struktur FVD Pola 3.

Dari hasil kurva keempat model perletakan FVD tersebut akan dibandingkan yang dapat dilihat pada Gambar 4.36.



Gambar 4.36: Kurva perbandingan respons kecepatan terhadap waktu.

Kecepatan maksimum terhadap waktu untuk keempat model bangunan dirangkum dalam Tabel 4.39.

Tabel 4.39: Respons kecepatan maksimum terhadap waktu.

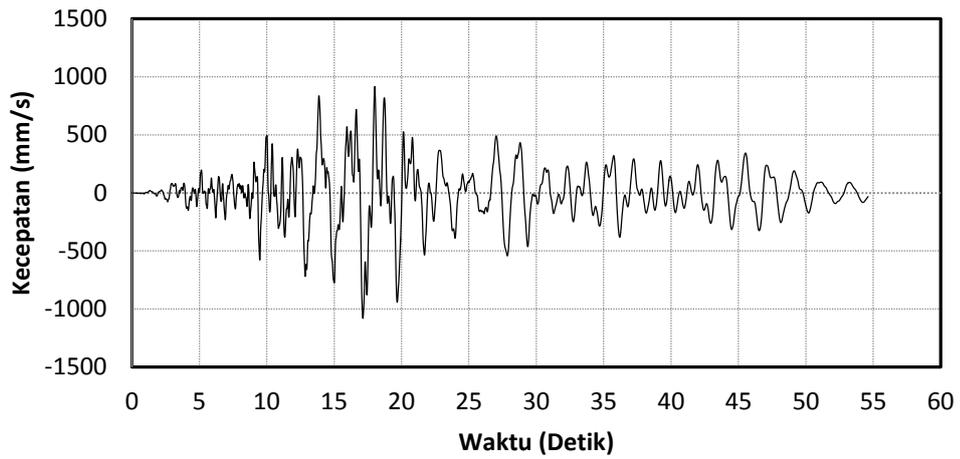
Model	Kecepatan maksimum (mm/s)	Waktu pada saat kecepatan maksimum terjadi (detik)
Non FVD	875,69126	8,92
FVD Pola 1	333,29654	6,16
FVD Pola 2	307,97305	6,13
FVD Pola 3	244,99202	5,23

Terdapat reduksi yang cukup signifikan dari nilai maksimum kecepatan dari struktur yang diberikan perletakan damper. Pada Tabel 4.39 menunjukkan nilai kecepatan maksimum pada model Non FVD sebesar 875,69126 mm/s pada waktu 8,92 detik sedangkan untuk model FVD pola 1 kecepatan maksimum sebesar 333,29654 mm/s pada waktu 6,16 detik, model FVD pola 2 sebesar 307,97305 mm/s pada waktu 6,13 detik dan model FVD pola 3 sebesar 244,99202 pada waktu 5,23 detik.

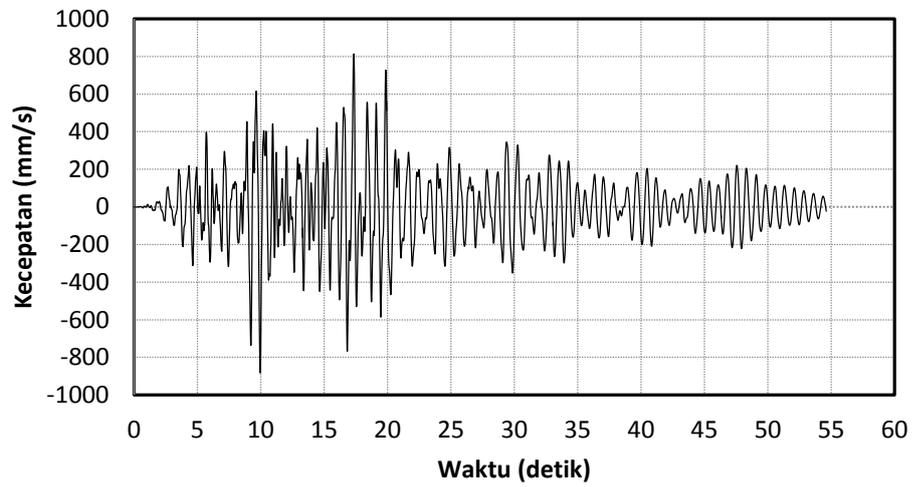
Hasil analisis menunjukkan bahwa respons kecepatan dapat diperkecil dengan sangat signifikan dengan menambahkan alat peredam pada struktur bangunan. Jika kita lihat lebih detail lagi, nilai penurunan yang lebih besar yaitu pada struktur dengan penempatan FVD pola 3 dimana terjadi penurunan hingga 72% dibandingkan dengan FVD pola 1 dan pola 2 sebesar 62% dan 65%.

4.11.3 Perbandingan Respons Kecepatan (*Velocity*) terhadap Waktu pada Pola Penempatan FVD dengan Beban Gempa Chi Chi

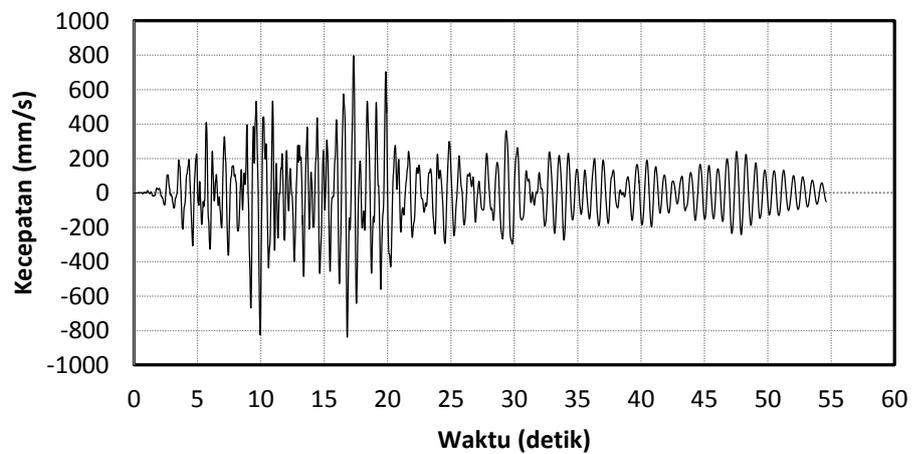
Berdasarkan data dari program analisis struktur, hasil analisis berupa riwayat kecepatan atap untuk tiap model perletakan FVD yang dianalisis dapat diperoleh. Riwayat kecepatan terhadap waktu pada beban gempa Chi Chi untuk keempat model perletakan FVD pada struktur bangunan yang telah dianalisis akan disajikan pada Gambar 4.37 hingga Gambar 4.40.



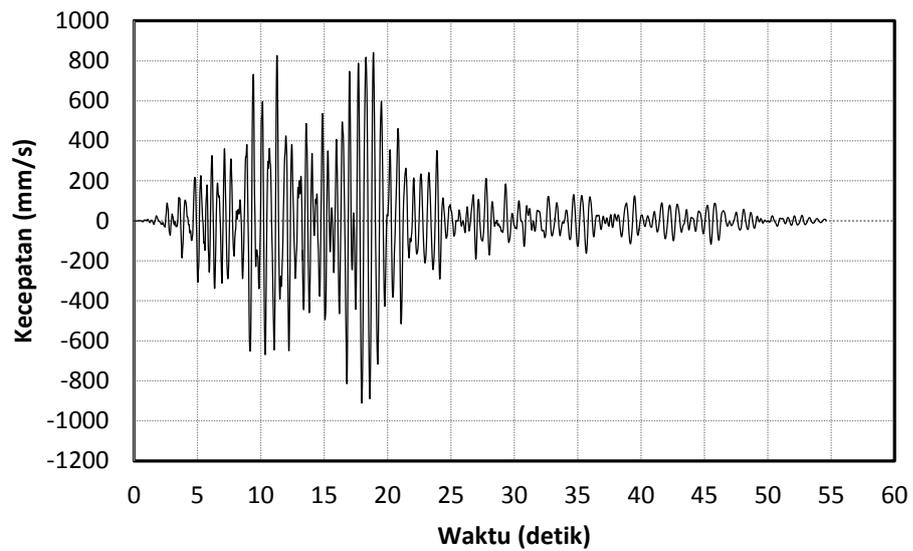
Gambar 4.37: Kurva respons kecepatan terhadap waktu struktur Non FVD.



Gambar 4.38: Kurva respons kecepatan terhadap waktu struktur FVD Pola 1.

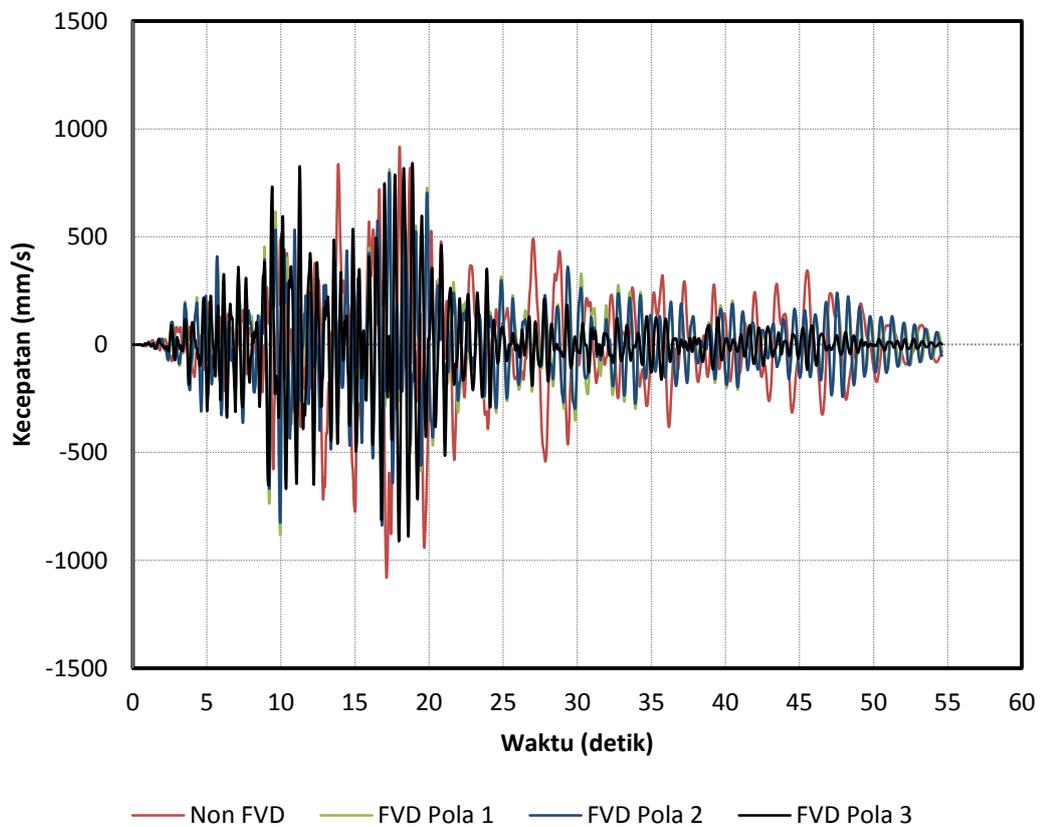


Gambar 4.39: Kurva respons kecepatan terhadap waktu struktur FVD Pola 2.



Gambar 4.40: Kurva respons kecepatan terhadap waktu struktur FVD Pola 3.

Dari hasil kurva keempat model perletakan FVD tersebut akan dibandingkan yang dapat dilihat pada Gambar 4.41.



Gambar 4.41: Kurva perbandingan respons kecepatan terhadap waktu.

Kecepatan maksimum terhadap waktu untuk keempat model bangunan dirangkum dalam Tabel 4.40.

Tabel 4.40: Respons kecepatan maksimum terhadap waktu.

Model	Kecepatan maksimum (mm/s)	Waktu pada saat kecepatan maksimum terjadi (detik)
Non FVD	916,69549	18,01
FVD Pola 1	813,30322	17,33
FVD Pola 2	796,94321	17,32
FVD Pola 3	841,70017	18,88

Terdapat reduksi yang cukup signifikan dari nilai maksimum kecepatan dari struktur yang diberikan perletakan damper. Penurunan nilai maksimum kecepatan struktur yang menggunakan damper membuktikan bahwa pengaplikasian FVD berjalan dengan baik. Pada Tabel 4.40 menunjukkan nilai kecepatan maksimum pada model Non FVD sebesar 916,69549 mm/s pada waktu 18,01 detik sedangkan untuk model FVD pola 1 kecepatan maksimum sebesar 813,30322 mm/s pada waktu 17,33 detik, model FVD pola 2 sebesar 796,94321 mm/s pada waktu 17,32 detik dan model FVD pola 3 sebesar 841,70017 mm/s pada waktu 18,88 detik.

Hasil analisis menunjukkan bahwa respons kecepatan dapat diperkecil dengan sangat signifikan dengan menambahkan alat peredam pada struktur bangunan. Jika kita lihat lebih detail lagi, nilai penurunan yang lebih besar yaitu pada struktur dengan penempatan FVD pola 2 dimana terjadi penurunan hingga 13% dibandingkan dengan FVD pola 1 dan pola 3 sebesar 11% dan 8%.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Tugas akhir ini membahas mengenai pengaruh penempatan alat peredam pasif *Fluid Viscous Damper* terhadap respons struktur gedung 15 lantai bangunan dua dimensi dengan metode analisa riwayat waktu. Respons struktur berupa *joint displacement*, *interstory drift*, respons perpindahan (*displacement*) terhadap waktu dan respons kecepatan (*velocity*) terhadap waktu antara ketiga jenis tata letak alat peredam dibandingkan terhadap riwayat waktu gempa San Fernando, Kobe dan Chi Chi yang telah diskalakan ke spektrum Medan dan kemudian beberapa dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut.

1. Dari hasil analisis dan perhitungan dapat disimpulkan model perletakan FVD Pola 3 lebih efektif dibandingkan dengan model perletakan FVD Pola 2 dan FVD Pola 1 terhadap beberapa respons struktur.

Dari hasil analisis dan perhitungan menunjukkan bahwa dengan penambahan alat peredam *Fluid Viscous Damper* sangat berpengaruh dalam mereduksi respons struktur yang terjadi.

2. Perbandingan terhadap aspek *joint displacement* dan *interstory drift* yaitu:
 - a. Dari hasil analisis dan perhitungan didapat nilai *joint displacement* maksimum pada struktur dengan beban gempa San Fernando yaitu:
 - Model perletakan Non FVD sebesar 24,7723 cm.
 - Model perletakan FVD Pola 1 sebesar 6,6920 cm.
 - Model perletakan FVD Pola 2 sebesar 6,1545 cm.
 - Model perletakan FVD Pola 3 sebesar 3,3254 cm.
 - b. Dari hasil analisis dan perhitungan didapat nilai *joint displacement* maksimum pada struktur dengan beban gempa Kobe yaitu:
 - Model perletakan Non FVD sebesar 26,4326 cm.
 - Model perletakan FVD Pola 1 sebesar 3,5726 cm.
 - Model perletakan FVD Pola 2 sebesar 3,4809 cm.
 - Model perletakan FVD Pola 3 sebesar 3,1443 cm.

- c. Dari hasil analisis dan perhitungan didapat nilai *joint displacement* maksimum pada struktur dengan beban gempa Chi Chi yaitu:
- Model perletakan Non FVD sebesar 26,0531 cm.
 - Model perletakan FVD Pola 1 sebesar 8,4281 cm.
 - Model perletakan FVD Pola 2 sebesar 8,7369 cm.
 - Model perletakan FVD Pola 3 sebesar 8,4397 cm.
- d. Dari hasil analisis dan perhitungan didapat nilai *interstory drift* maksimum pada struktur dengan beban gempa San Fernando yaitu:
- Model perletakan Non FVD sebesar 12,9319 cm pada lantai 7 dimana syarat yang diizinkan sebesar 8,0 cm sehingga struktur tidak aman.
 - Model perletakan FVD Pola 1 sebesar 3,4302 cm pada lantai 6 dimana syarat yang diizinkan sebesar 8,0 cm sehingga struktur aman.
 - Model perletakan FVD Pola 2 sebesar 2,8986 cm pada lantai 6 dimana syarat yang diizinkan sebesar 8,0 cm sehingga struktur aman.
 - Model perletakan FVD Pola 3 sebesar 2,2519 cm pada lantai 6 dimana syarat yang diizinkan sebesar 8,0 cm sehingga struktur aman.
- e. Dari hasil analisis dan perhitungan didapat nilai *interstory drift* maksimum pada struktur dengan beban gempa Kobe yaitu:
- Model perletakan Non FVD sebesar 13,4050 cm pada lantai 7 dimana syarat yang diizinkan sebesar 8,0 cm sehingga struktur tidak aman.
 - Model perletakan FVD Pola 1 sebesar 2,0046 cm pada lantai 12 dimana syarat yang diizinkan sebesar 8,0 cm sehingga struktur aman.
 - Model perletakan FVD Pola 2 sebesar 1,7879 cm pada lantai 12 dimana syarat yang diizinkan sebesar 8,0 cm sehingga struktur aman.
 - Model perletakan FVD Pola 3 sebesar 1,9071 cm pada lantai 6 dimana syarat yang diizinkan sebesar 8,0 cm sehingga struktur aman.
- f. Dari hasil analisis dan perhitungan didapat nilai *interstory drift* maksimum pada struktur dengan beban gempa Chi Chi yaitu:
- Model perletakan Non FVD sebesar 12,6279 cm pada lantai 5 dimana syarat yang diizinkan sebesar 8,0 cm sehingga struktur tidak aman.
 - Model perletakan FVD Pola 1 sebesar 4,3636 cm pada lantai 8 dimana syarat yang diizinkan sebesar 8,0 cm sehingga struktur aman.

- Model perletakan FVD Pola 2 sebesar 4,6648 cm pada lantai 12 dimana syarat yang diizinkan sebesar 8,0 cm sehingga struktur aman.
 - Model perletakan FVD Pola 3 sebesar 5,1896 cm pada lantai 12 dimana syarat yang diizinkan sebesar 8,0 cm sehingga struktur aman.
3. Perbandingan terhadap aspek nilai respons perpindahan (*displacement*) terhadap waktu yaitu:
- a. Dari hasil analisis dan perhitungan didapat nilai respons perpindahan (*displacement*) maksimum terhadap waktu pada struktur dengan beban gempa San Fernando yaitu:
- Pada model perletakan Non FVD perpindahan maksimum terjadi pada waktu 3,92 detik sebesar 247,72299 mm.
 - Pada model perletakan FVD Pola 1 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 3,34 detik sebesar 66,91967 mm.
 - Pada model perletakan FVD Pola 2 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 3,33 detik sebesar 61,54536 mm.
 - Pada model perletakan FVD Pola 3 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 8,7 detik sebesar 33,2455 mm.
- b. Dari hasil analisis dan perhitungan didapat nilai respons perpindahan (*displacement*) maksimum terhadap waktu pada struktur dengan beban gempa Kobe yaitu:
- Pada model perletakan Non FVD perpindahan maksimum terjadi pada waktu 9,33 detik sebesar 264,32557 mm.
 - Pada model perletakan FVD Pola 1 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 6,34 detik sebesar 35,72581 mm.
 - Pada model perletakan FVD Pola 2 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 5,49 detik sebesar 34,80884 mm.
 - Pada model perletakan FVD Pola 3 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 5,38 detik sebesar 31,44256 mm.
- c. Dari hasil analisis dan perhitungan didapat nilai respons perpindahan (*displacement*) maksimum terhadap waktu pada struktur dengan beban gempa Chi Chi yaitu:
- Pada model perletakan Non FVD perpindahan maksimum terjadi pada waktu 16,93 detik sebesar 260,53058 mm.

- Pada model perletakan FVD Pola 1 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 9,8 detik sebesar 84,28061 mm.
 - Pada model perletakan FVD Pola 2 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 16,71 detik sebesar 87,36916 mm.
 - Pada model perletakan FVD Pola 3 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 18,45 detik sebesar 84,39247 mm.
4. Perbandingan terhadap aspek nilai respons kecepatan (*velocity*) terhadap waktu yaitu:
- a. Dari hasil analisis dan perhitungan didapat nilai respons kecepatan (*velocity*) maksimum terhadap waktu pada struktur dengan beban gempa San Fernando yaitu:
- Pada model perletakan Non FVD perpindahan maksimum terjadi pada waktu 3,58 detik sebesar 976,38888 mm/s.
 - Pada model perletakan FVD Pola 1 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 7,62 detik sebesar 413,85611 mm/s.
 - Pada model perletakan FVD Pola 2 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 7,61 detik sebesar 419,23504 mm/s
 - Pada model perletakan FVD Pola 3 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 7,69 detik sebesar 444,14790 mm/s.
- b. Dari hasil analisis dan perhitungan didapat nilai respons kecepatan (*velocity*) maksimum terhadap waktu pada struktur dengan beban gempa Kobe yaitu:
- Pada model perletakan Non FVD perpindahan maksimum terjadi pada waktu 8,92 detik sebesar 875,69126 mm/s.
 - Pada model perletakan FVD Pola 1 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 6,16 detik sebesar 333,29654 mm/s.
 - Pada model perletakan FVD Pola 2 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 6,13 detik sebesar 307,97305 mm/s
 - Pada model perletakan FVD Pola 3 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 5,23 detik sebesar 244,99202 mm/s.
- c. Dari hasil analisis dan perhitungan didapat nilai respons kecepatan (*velocity*) maksimum terhadap waktu pada struktur dengan beban gempa Chi Chi yaitu:

- Pada model perletakan Non FVD perpindahan maksimum terjadi pada waktu 18,01 detik sebesar 916,69549 mm/s.
- Pada model perletakan FVD Pola 1 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 17,33 detik sebesar 813,30322 mm/s.
- Pada model perletakan FVD Pola 2 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 17,32 detik sebesar 796,94321 mm/s
- Pada model perletakan FVD Pola 3 perpindahan maksimum terjadi pada waktu 18,88 detik sebesar 841,70017 mm/s.

5.2 Saran

Beberapa saran untuk memberikan dorongan penelitian yang lebih jauh dimasa yang akan datang yaitu:

1. Analisa dapat dilakukan kembali untuk bangunan dengan jumlah lantai yang berbeda-beda dan bentuk bangunan yang lebih bervariasi.
2. Alat peredam damper yang digunakan dapat diganti dengan alat peredam *viskos non linear*.
3. Agar dapat dibuat perencanaan detail dari struktur dengan menggunakan alat *Fluid Viscous Damper* dan detail dari alat *Fluid Viscous Damper*.
4. Dalam perhitungan metode analisa riwayat waktu dapat menambah lebih banyak perbandingan dari akselerogram gempa yang lebih kompleks.

DAFTAR PUSTAKA

- ASCE 7-10. (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineering.
- ATC-40. (1996) *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume I*. California: Seismic Safety Commission State of California.
- Badan Standarisasi Nasional. (2002) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI-1726-2002)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. (2012) *Tata Cara Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI-1726-2012)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. (2013) *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI-2847-2013)*. Jakarta: BSN.
- Budiono, dkk. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa*. Bandung: ITB.
- Chen, W.F., Lui, E.M. (2006) *Earthquake Engineering for Structural Design*. Boca Raton: CRC Press.
- Chopra, Anil K. (1995) *Dynamics of Structure: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey: pp432-433.
- Clough, R.W., Penzien, J. (2003) *Dynamics of Structures*. USA: Computers & Structures, Inc.
- Constantinou, Michael. (1994) *Application of Fluid Viscous Dampers to Earthquake Resistant Design*. New York: National Center for Earthquake Engineering Research.
- Constantinou, Michael. (1998) *Passive Energy Dissipation System for Structural Design and Retrofit*. New York: National Center for Earthquake Engineering Research.
- Departemen Pekerjaan Umum. (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung (PPPURG 1987)*. Jakarta: Yayasan Badan Pekerjaan Umum.
- Dowdell, David John Albert. (2005) *Design of Viscous and Friction Damper Systems for the Optimal Control of the Seismic Response of Structures*. Universitas of British Columbia.
- FEMA 356. (2000) *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings – A Prestandard, Prepared by the American Society of Civil Engineering for the Federal Emergency Management Agency*. Washington DC: FEMA Publication No.356.
- Handcock, dkk. (2006) *An Improved Method of Matching Response Spectra of Recorded Earthquake Ground Motion Using Wavelets*. Pages 67-89.
- McCormac, Jack. (2001) *Desain Beton Bertulang-Edisi Kelima-Jilid 1*. Jakarta: Erlangga.

- Nazifa, Naurah. (2015) *Analisis Pengaruh Pola Penempatan Fluid Viscous Damper Terhadap Respons Struktur Gedung Akibat Gaya Gempa*. Departemen Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara.
- Paulay, T. (1992) *Seismic Design in Reinforced Concrete and Masonry Building*. New York: John Wiley and Song Inc.
- Pawirodikromo, Widodo. (2012) *Seismologi Teknik Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pusaka Pelajar.
- P. Douglas, Taylor. *History, Design and Applications of Fluid Viscous Dampers in Structural Engineering*. New York: Taylor Devices, Inc.
- P. Douglas, Taylor. *Fluid Viscous Dampers Used For Seismic Energy Dissipation in Structure*. New York: Taylor Devices, Inc.
- Puskim. *Peta Gempa*. www.puskim.co.id. Diambil Februari 2019.
- Qamaruddin, Shaik. (2017) *Seismic Response Study of Multi-Storied Reinforced Concrete Building With Fluid Viscous Damper*. India: Chaitanya Bharathi Institute of Technology.
- Raharjo, Naggara D. *Efektivitas Teknologi Damper dalam Mereduksi Respons Dinamik Akibat Beban Seismik*.
- Sari, Dian Ayu Lingling. (2013) *Evaluasi Kinerja Struktur pada Gedung Bertingkat dengan Analisa Riwayat Waktu Menggunakan Software ETABS V 9.5 (Studi Kasus: Gedung Solo Center Point)*. Surakarta: e-Jurnal Matriks Teknik Sipil.
- Schodek, Daniel L. (1995) *Struktur Edisi Kedua*. Jakarta: Erlangga.
- Tular, R.B. (1984) *Perencanaan Bangunan Tahan Gempa*. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- UBC. (1997) *Uniform Building Code*. USA: International Council Code.
- Wibowo, Aris Suhartanto. (2011) *Analisa Kinerja Struktur pada Bangunan Bertingkat Tidak Beraturan dengan Analisa Dinamik Menggunakan Metode Analisa Riwayat Waktu*. Fakultas Teknik Universitas Sebelas Maret.
- Widodo. (2001) *Respons Dinamik Struktur Elastik*. Yogyakarta: UII Press.

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Riki Sutansyah
Nama Panggilan : Riki
Tempat, Tanggal Lahir : Bagan Dalam, 27 Juli 1994
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Jalan Kapten M. Jamil Lubis Kompleks TVRI
No.24 Kelurahan Medan Estate
Kecamatan Percut Sei Tuan
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Khairil CH
Ibu : Yusniar
No. Telp/Hp : 0812-6728-7540
Email : rikysutansyah12@gmail.com

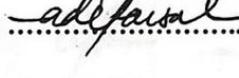
RIWAYAT PENDIDIKAN

- | | |
|--|------------------|
| 1. SD Negeri 010167 Bagan Dalam | Tahun Lulus 2007 |
| 2. SMP Negeri 1 Tanjung Tiram | Tahun Lulus 2010 |
| 3. SMK Negeri 1 Percut Sei Tuan | Tahun Lulus 2013 |
| 4. Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara | 2014 - Selesai |

LAMPIRAN

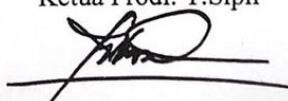
**DAFTAR HADIR SEMINAR
TUGAS AKHIR TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK – UMSU
TAHUN AKADEMIK 2018 – 2019**

Peserta Seminar
 Nama : Riki Sutansyah
 NPM : 1407210073
 Judul Tugas Akhir : Analisa Pengaruh Penempatan Fluid Viscous Dampar -
 Terhadap Respons Struktur Gedung 15 Lantai Dengan
 Metode Time History Analysis.

DAFTAR HADIR			TANDA TANGAN
Pembimbing – I	: Dr.Fahrizal.Z.S.T.M.Sc	:	
Pembimbing – II	: Tondi Amirsyah.P.S.T.M.T	:	
Pemanding – I	: Dr.Ade Faisal.S.T.M.Sc	:	
Pemanding – II	: Dr.Josef Hadi Pramana	:	:
No	NPM	Nama Mahasiswa	Tanda Tangan
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			

Medan, 06 Dzulhijjah 1440 H
07 Agustus 2019 M

Ketua Prodi. T.Sipil



DR.Fakhrizal Zulkarnain.S.T.M.Sc

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

NAMA : Riki Sutansyah
NPM : 1407210073
Judul T.Akhir : Analisa Pengaruh Penempatan Fluid Viscous Damper Terhadap Respons Struktur gedung 15 lantai Dengan metode Time History Analysis.

Dosen Pembimbing – I : Dr.Fahrizal Zulkarnain.S.T.M.Sc
Dosen Pembimbing – II : Tondi Amirsyah P.S,T.M.T
Dosen Pembanding - I : Dr.Ade Faisal.S.T.M.Sc
Dosen Pembanding - II : Dr.Jasef Hadi Pramana.

KEPUTUSAN

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

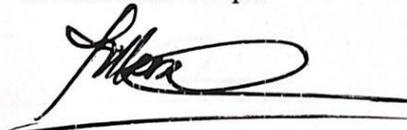
Revisi tulisan dari dr. Mendeley dlm
Revisi Dlm Ristana dan dlm

3. Harus mengikuti seminar kembali
Perbaikan :

Ade Ade dlm
Ade Ade 21/19

Medan 06 Dzulhijjah 1440H
07 Agustus 2019 M

Diketahui :
Ketua Prodi. T.Sipil


DR.Fakhrizal Zulkarnain.S.T.M.Sc

Dosen Pembanding- I


Dr.Fahrizal Zulkarnain.S.T.M.Sc

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

NAMA : Riki Sutansyah
NPM : 1407210073
Judul T.Akhir : Analisa Pengaruh Penempatan Fluid Viscous Damper Terhadap Respons Struktur gedung 15 lantai Dengan metode Time History Analysis.

Dosen Pembimbing – I : Dr.Fahrizal Zulkarnain.S.T.M.Sc
Dosen Pembimbing – II : Tondi Amirsyah P.S,T.M.T
Dosen Pembanding - I : Dr.Ade Faisal.S.T.M.Sc
Dosen Pembanding - II : Dr.Jasef Hadi Pramana.

KEPUTUSAN

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

①. Perbaiki Abstrak ④. Gambar yang akan diperbaiki
②. Bab I → perbaiki larur llyg ⑤. Terangkan hasil grafik antara fyg dan
③. teori dgn Daftar pustaka ⑥. beresimpulan seakan dgn tujuan
tidak menyambung

3. Harus mengikuti seminar kembali
- Perbaikan :
-
-
-
-

Medan 06 Dzulhijjah 1440H
07 Agustus 2019 M

Diketahui :
Ketua Prodi. T.Sipil



DR.Fakhrizal Zulkarnain.S.T.M.Sc

Dosen Pembanding- II

Tondi Amirsyah.P.S.T.M.T

Ala Sipil
Tondi Amirsyah
19/8-2019



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 : RIKI SUTANSYAH
NPM : 1407210073
Judul : ANALISA PENGARUH PENEMPATAN FLUID VISCOUS DAMPER
TERHADAP RESPONS STRUKTUR GEDUNG 15 LANTAI DENGAN
METODE TIME HISTORY ANALYSIS

No	Tanggal	Keterangan	Paraf
		- perbaiki bab 1	
		- perbaiki metodologi	08/01/19
		- perbaiki model SRPM	
		- perbaiki bab 2	22/01/19
		- perbaiki model SRPM	
		- perbaiki kesimpulan, santi panduan	13/02/19
		- cek hasil model SRPM	
		- buat model SRPM + damper	23/02/19
		- perbaiki model SRPM + damper	
		- perbaiki bab 2	15/03/19
		- perbaiki model SRPM + damper	
		- perbaiki bab 3	05/04/19
		- cek hasil model SRPM + damper	
		- buat laporan basis	02/05/19
		- perbaiki bab 4 & 5 !	20/06/19
			DOSEN PEMBIMBING I
		- all utk seminar	
		- lanjutkan ke pembimbing 2	31/07/19

(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 : RIKI SUTANSYAH
NPM : 1407210073
Judul : ANALISA PENGARUH PENEMPATAN FLUID VISCOUS DAMPER
TERHADAP RESPONS STRUKTUR GEDUNG TINGGI DENGAN
METODE ANALISA RIWAYAT WAKTU

No	Tanggal	Keterangan	Paraf
1	17 Juli 2019	<u>Bab I</u> - Perbaiki typo error - Tambahkan referensi - Rumus masalah diperjelas	
2	9 Juli 2019	<u>Bab II</u> masih belum jelas awal tulisan di paragraf tersebut untuk metode dan pembahasannya dahulu.	
3	8 Juli 2019	<u>Bab III</u> - Perbaiki Flow chart - Perbaiki: sesuai dg komentar - beri penjelasan sebelum gambar dan tabel	

DOSEN PEMBIMBING II

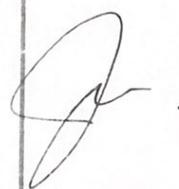
(Dr. Josef Hadipramana)



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 : RIKI SUTANSYAH
NPM : 1407210073
Judul : ANALISA PENGARUH PENEMPATAN FLUID VISCOUS DAMPER
TERHADAP RESPONS STRUKTUR GEDUNG 15 LANTAI DENGAN
METODE TIME HISTORY ANALYSIS

No	Tanggal	Keterangan	Paraf
3.	30/7 - 2019	<u>Bab I</u> ol. <u>Bab II</u> ol. <u>Bab III</u> tambahkan penyelesaian Flow chart. - la-fungsi margin, semustab. <u>Ace. dg catan.</u> <u>partisi margin.</u>	 

DOSEN PEMBIMBING II

(Dr. Josef Hadipramana)

LAMPIRAN

Perioda Fundamental Pendekatan (Ta)

Tabel 1: Pengecekan nilai perioda bangunan Model Perletakan Non FVD.

SYARAT PERIODA				
Arah	Ta = 0,1*N	Ta Max = Cu*Ta	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	1,50	2,599	1,995	OK

Tabel 2: Pengecekan nilai perioda bangunan Model Perletakan FVD Pola 1.

SYARAT PERIODA				
Arah	Ta = 0,1*N	Ta Max = Cu*Ta	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	1,50	2,599	0,772	OK

Tabel 3: Pengecekan nilai perioda bangunan Model Perletakan FVD Pola 2.

SYARAT PERIODA				
Arah	Ta = 0,1*N	Ta Max = Cu*Ta	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	1,50	2,599	0,759	OK

Tabel 4: Pengecekan nilai perioda bangunan Model Perletakan FVD Pola 3.

SYARAT PERIODA				
Arah	Ta = 0,1*N	Ta Max = Cu*Ta	T hasil dari <i>software</i>	CEK
X	1,50	2,599	0,604	OK

Hasil persentase nilai perioda

Tabel 5: Hasil persentase nilai perioda bangunan Model Perletakan Non FVD.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	65,8	NO OK	OK
T2-T3	47,80	NO OK	OK
T3-T4	40,57	NO OK	OK
T4-T5	32,10	NO OK	OK
T5-T6	28,78	NO OK	OK
T6-T7	26,73	NO OK	OK
T7-T8	7,84	OK	NO OK
T8-T9	1,45	OK	NO OK
T9-T10	1,90	OK	NO OK
T10-T12	1,68	OK	NO OK
T11-T12	6,05	OK	NO OK

Tabel 6: Hasil persentase nilai perioda bangunan Model Perletakan FVD Pola 1.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	68,3	NO OK	OK
T2-T3	45,64	NO OK	OK
T3-T4	29,59	NO OK	OK
T4-T5	16,40	NO OK	OK
T5-T6	7,49	OK	NO OK
T6-T7	8,70	OK	NO OK
T7-T8	0,89	OK	NO OK
T8-T9	17,79	NO OK	OK
T9-T10	21,64	NO OK	OK
T10-T12	31,47	NO OK	OK
T11-T12	11,83	OK	NO OK

Tabel 7: Hasil persentase nilai perioda bangunan Model Perletakan FVD Pola 2.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	67,5	NO OK	OK
T2-T3	45,38	NO OK	OK
T3-T4	29,77	NO OK	OK
T4-T5	16,69	NO OK	OK
T5-T6	4,10	OK	NO OK
T6-T7	12,60	OK	NO OK
T7-T8	6,42	OK	NO OK
T8-T9	11,67	OK	NO OK
T9-T10	17,21	NO OK	OK
T10-T12	33,53	NO OK	OK
T11-T12	11,69	OK	NO OK

Tabel 8: Hasil persentase nilai perioda bangunan Model Perletakan FVD Pola 3.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	51,4	NO OK	OK
T2-T3	54,47	NO OK	OK
T3-T4	27,27	NO OK	OK
T4-T5	17,64	NO OK	OK
T5-T6	8,70	OK	NO OK
T6-T7	9,95	OK	NO OK
T7-T8	11,94	OK	NO OK
T8-T9	6,20	OK	NO OK
T9-T10	16,42	NO OK	OK
T10-T12	32,20	NO OK	OK
T11-T12	15,37	NO OK	OK

Hasil SAP 2000 nilai respons *base shear*

Tabel 9: Hasil respons *base shear* struktur Model Perletakan Non FVD gempa San Fernando.

Story	Point	Load	FX (kg)
Base	A1	San Fernando X	18.568,69
Base	A2	San Fernando X	20.601,96
Base	A3	San Fernando X	20.775,21
Base	A4	San Fernando X	20.775,21
Base	A5	San Fernando X	20.601,96
Base	A6	San Fernando X	18.568,69
Nilai Respons <i>Base Shear</i>			119.891,72

Tabel 10: Hasil respons *base shear* struktur Model Perletakan FVD Pola 1 gempa San Fernando.

Story	Point	Load	FX (kg)
Base	A1	San Fernando X	187935,68
Base	A2	San Fernando X	48385,09
Base	A3	San Fernando X	15701,89
Base	A4	San Fernando X	15701,89
Base	A5	San Fernando X	48385,09
Base	A6	San Fernando X	187935,68
Nilai Respons <i>Base Shear</i>			504045,32

Tabel 11: Hasil respons *base shear* struktur Model Perletakan FVD Pola 2 gempa San Fernando.

Story	Point	Load	FX (kg)
Base	A1	San Fernando X	3386,24
Base	A2	San Fernando X	176802,12
Base	A3	San Fernando X	50243,55
Base	A4	San Fernando X	50243,55
Base	A5	San Fernando X	176802,12
Base	A6	San Fernando X	3386,24
Nilai Respons <i>Base Shear</i>			460863,82

Tabel 12: Hasil respons *base shear* struktur Model Perletakan FVD Pola 3 gempa San Fernando.

Story	Point	Load	FX (kg)
Base	A1	San Fernando X	136547,04
Base	A2	San Fernando X	34628,40
Base	A3	San Fernando X	11698,18
Base	A4	San Fernando X	11698,18
Base	A5	San Fernando X	34628,40
Base	A6	San Fernando X	136547,04
Nilai Respons <i>Base Shear</i>			365747,24

Tabel 13: Hasil respons *base shear* struktur Model Perletakan Non FVD gempa Kobe.

Story	Point	Load	FX (kg)
Base	A1	San Fernando X	20624,82
Base	A2	San Fernando X	23019,51
Base	A3	San Fernando X	23227,05
Base	A4	San Fernando X	23227,05
Base	A5	San Fernando X	23019,51
Base	A6	San Fernando X	20624,82
Nilai Respons <i>Base Shear</i>			133742,76

Tabel 14: Hasil respons *base shear* struktur Model Perletakan FVD Pola 1 gempa Kobe.

Story	Point	Load	FX (kg)
Base	A1	San Fernando X	130078,94
Base	A2	San Fernando X	19242,03
Base	A3	San Fernando X	6248,70
Base	A4	San Fernando X	6248,70
Base	A5	San Fernando X	19242,03
Base	A6	San Fernando X	130078,94
Nilai Respons <i>Base Shear</i>			311139,34

Tabel 15: Hasil respons *base shear* struktur Model Perletakan FVD Pola 2 gempa Kobe.

Story	Point	Load	FX (kg)
Base	A1	San Fernando X	2149,31
Base	A2	San Fernando X	126957,06
Base	A3	San Fernando X	19841,60
Base	A4	San Fernando X	19841,60
Base	A5	San Fernando X	126957,06
Base	A6	San Fernando X	2149,31
Nilai Respons <i>Base Shear</i>			297895,94

Tabel 16: Hasil respons *base shear* struktur Model Perletakan FVD Pola 3 gempa Kobe.

Story	Point	Load	FX (kg)
Base	A1	San Fernando X	123462,03
Base	A2	San Fernando X	30026,44
Base	A3	San Fernando X	10175,18
Base	A4	San Fernando X	10175,18
Base	A5	San Fernando X	30026,44
Base	A6	San Fernando X	123462,03
Nilai Respons <i>Base Shear</i>			327327,30

Tabel 17: Hasil respons *base shear* struktur Model Perletakan Non FVD gempa Chi Chi.

Story	Point	Load	FX (kg)
Base	A1	San Fernando X	31497,51
Base	A2	San Fernando X	24102,23
Base	A3	San Fernando X	34312,11
Base	A4	San Fernando X	34312,11
Base	A5	San Fernando X	24102,23
Base	A6	San Fernando X	31497,51
Nilai Respons <i>Base Shear</i>			199823,70

Tabel 18: Hasil respons *base shear* struktur Model Perletakan FVD Pola 1 gempa Chi Chi.

Story	Point	Load	FX (kg)
Base	A1	San Fernando X	229152,73
Base	A2	San Fernando X	47436,57
Base	A3	San Fernando X	16101,58
Base	A4	San Fernando X	16101,58
Base	A5	San Fernando X	47436,57
Base	A6	San Fernando X	229152,73
Nilai Respons <i>Base Shear</i>			585381,76

Tabel 19: Hasil respons *base shear* struktur Model Perletakan FVD Pola 2 gempa Chi Chi.

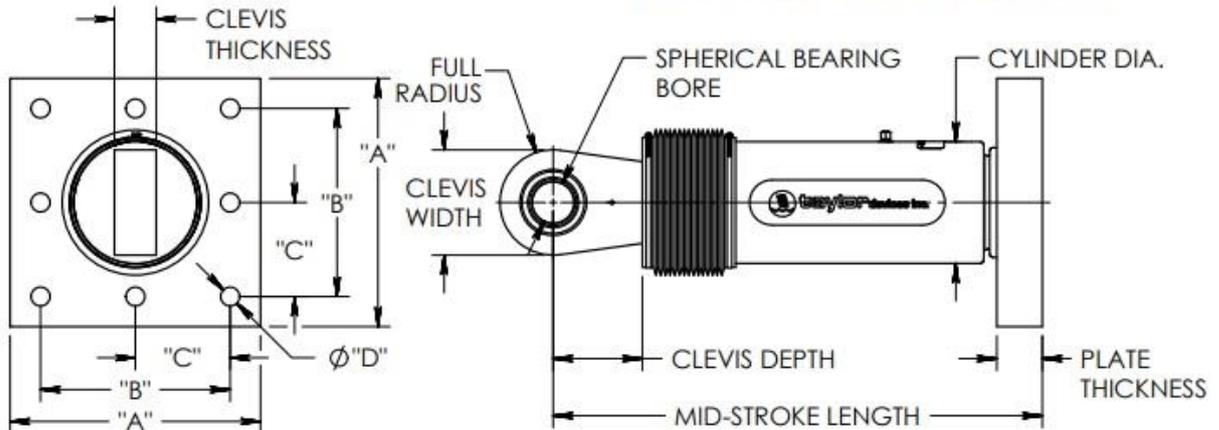
Story	Point	Load	FX (kg)
Base	A1	San Fernando X	4374,73
Base	A2	San Fernando X	217585,48
Base	A3	San Fernando X	48705,87
Base	A4	San Fernando X	48705,87
Base	A5	San Fernando X	217585,48
Base	A6	San Fernando X	4374,73
Nilai Respons <i>Base Shear</i>			541332,16

Tabel 20: Hasil respons *base shear* struktur Model Perletakan FVD Pola 3 gempa Chi Chi.

Story	Point	Load	FX (kg)
Base	A1	San Fernando X	412265,88
Base	A2	San Fernando X	76492,02
Base	A3	San Fernando X	26351,91
Base	A4	San Fernando X	26351,91
Base	A5	San Fernando X	76492,02
Base	A6	San Fernando X	412265,88
Nilai Respons <i>Base Shear</i>			1030219,62



FLUID VISCOUS DAMPERS & LOCK-UP DEVICES



FORCE	SPHERICAL BEARING BORE DIA. (mm)	MID-STROKE LENGTH (mm)	STROKE (mm)	CLEVIS THICKNESS (mm)	CLEVIS WIDTH (mm)	CLEVIS DEPTH (mm)	CYLINDER DIA. (mm)	WEIGHT (Kg)
250 kN	38.10	787	±75	41	100 MAX.	83	114 MAX.	44
500 kN	50.80	997	±100	54	127 MAX.	102	150 MAX.	98
750 kN	57.15	1016	±100	57	155 MAX.	129	184 MAX.	181
1000 kN	69.85	1048	±100	70	191 MAX.	150	210 MAX.	254
1500 kN	76.20	1105	±100	76	205 MAX.	162	241 MAX.	306
2000 kN	88.90	1346	±125	89	230 MAX.	191	292 MAX.	450
3000 kN	101.60	1441	±125	114	290 MAX.	203	350 MAX.	800
4000 kN	127.00	1626	±125	140	325 MAX.	273	425 MAX.	1088
6500 kN	†	†	†	†	†	†	†	†
8000 kN	†	†	†	†	†	†	†	†

FORCE	"A" (mm)	"B" (mm)	"C" (mm)	"D" (mm)	PLATE THICKNESS (mm)
250 kN	178±3	127±.25	*	20.6±.25	38±.76
500 kN	282±3	203±.25	*	31.8±.25	38±.76
750 kN	343±3	254±.25	127±.25	28.7±.25	61±.76
1000 kN	419±3	318±.25	159±.25	31.8±.25	76±1.5
1500 kN	432±3	330±.25	165±.25	34.9±.25	76±1.5
2000 kN	457±3	343±.25	171.5±.25	38.1±.25	102±1.5
3000 kN	508±3	406±.25	203±.25	41.4±.25	102±1.5
4000 kN	†	†	†	†	†
6500 kN	†	†	†	†	†
8000 kN	†	†	†	†	†

NOTE:
 VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ±50 TO ±900 mm. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES MID-STROKE LENGTH BY FIVE MILLIMETERS PER ±1 MILLIMETER OF STROKE.

EXAMPLE: 1000 kN ±100 mm STROKE, MID-STROKE LENGTH IS 1048 mm
 1000 kN ±150 mm STROKE,
 150-100 = 50 TIMES FIVE = 250
 1048+250 = 1298 mm MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ± 300 mm AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.

* DENOTES 4-BOLT MOUNTING PATTERN
 † DENOTES CUSTOM PATTERN. CONSULT FACTORY.

TAYLOR DEVICES INC.
 90 TAYLOR DRIVE
 N. TONAWANDA, NEW YORK, 14120
 WWW.TAYLORDEVICES.COM,
 PHONE 716-694-0800 OR FAX 716-695-6015