

TUGAS AKHIR

**KINERJA DEFORMASI PADA STRUKTUR SISTEM RANGKA PEMIKUL
MOMEN BAJA TERHADAP GEMPA BERULANG**

(Literatur)

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

Disusun Oleh:

RIDHO AL FANDI
1607210038



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2020**



MAJELIS PENDIDIKAN TINGGI PENELITIAN & PENGEMBANGAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
FAKULTAS TEKNIK

Jalan Kapten Mukhtar Basri No. 3 Medan 20238 Telp. (061) 6622400 – EXT. 12
Website : <http://fatek.umsu.ac.id> Email : fatek@umsu.ac.id

Untuk menjawab surat ini agar disebutkan nomor dan tanggalnya

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh :

Nama : Ridho Al Fandi
NPM : 1607210038
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Kinerja Deformasi Pada Sistem Rangka Pemikul Momen
Baja Terhadap Gempa Berulang
Bidang Ilmu : Struktur

DISETUJUI UNTUK DISAMPAIKAN KEPADA
PANITIA UJIAN SKRIPSI

Medan, November 2020

Dosen Pembimbing

Unggul | Cerdas | Terpercaya


Dr. Ade Faisal

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Ridho Al Fandi
NPM : 1607210038
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : "Kinerja Deformasi Pada Sistem Rangka Pemikul Momen
Baja Terhadap Gempa Berulang"
Bidang Ilmu : Struktur

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

Medan, 18 November 2020

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing



Dr. Ade Faisal

Dosen Pembimbing I



Bambang Hadibroto, S.T,M.T

Dosen Pembimbing II



Dr. Fahrizal Zulkarnain

Ketua Prodi Teknik Sipil



Dr. Fahrizal Zulkarnain

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Ridho Al Fandi
Tempat/Tanggal Lahir : Lubuk Pakam/ 04 Maret 1999
NPM : 1607210038
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil

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

“Kinerja Deformasi Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Baja Terhadap Gempa Berulang”.

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

Bila kemudian hari diduga ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia di proses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kerjasama 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, 18 November 2020
Saya yang menyatakan,



Ridho Al Fandi

ABSTRAK

KINERJA DEFORMASI PADA SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN BAJA TERHADAP GEMPA BERULANG (STUDI LITERATUR)

Ridho Al Fandi
1607210038
Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Gempa bumi merupakan fenomena alam yang disebabkan oleh adanya pelepasan energi regangan elastis batuan pada litosfir. Tidak jarang gempa datang secara berulang (gempa susulan) terkhusus wilayah Indonesia yang merupakan wilayah zona gempa. Oleh karena itu diperlukan struktur bangunan yang mampu meminimalisir resiko kerusakan akibat gempa terkhusus gempa yang datang secara berulang yang memberikan energi lebih besar dibandingkan dengan gempa tunggal. Dalam hal tersebut struktur baja sangat direkomendasikan karena struktur baja lebih elastis dibandingkan dengan struktur beton bertulang. Pada tugas akhir ini direncanakan sebuah struktur dengan 4 lantai yang dimodelkan terhadap 4 jenis penskalaan rekaman gempa yaitu penskalaan DBE dan MCE untuk analisis linier dan analisis non linier. Dari hasil analisis yang didapatkan dari hasil memodelkan struktur baja dengan kondisi tanah lunak (R8) terhadap gempa tunggal dan gempa berulang didapatkan nilai *interstory drift* dimana hasil penskalaan MCE lebih besar dibandingkan dengan nilai penskalaan DBE dan gempa berulang lebih dominan dibandingkan gempa tunggal dari tiap penskalaan. Hasil analisis juga didapatkan nilai simpangan inelastik dimana rasio penskalaan DBE untuk gempa tunggal adalah 2,1226 dan untuk gempa berulang adalah 2,3298. Nilai rasio simpangan inelastik untuk penskalaan MCE untuk gempa tunggal adalah 2,3061 dan untuk gempa berulang adalah 2,2878.

Kata kunci: Gempa bumi, gempa berulang, baja.

ABSTRACT

**PERFORMANCE OF DEFORMATION ON STEEL
MOMENT FRAME AGAINST REPEATED
EARTHQUAKES
(LITERATURE STUDY)**

Ridho Al Fandi
1607210038
Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Earthquakes are natural phenomena caused by the release of elastic rock energy in the lithosphere. It's not uncommon a earthquake's come repeatly (after shock) especially Indonesian region which is earthquake zone. Therefore, structure that is able to minimize earthquake damage especially earthquakes come repeatedly which provide greater energy than a single earthquake. In this case, steel structures are highly recommended because steel structures are more elastic than reinforced concrete structures. In this final project, a 4-story structure is designed to be modeled against 4 types of earthquake recording scaling, namely DBE and MCE scaling for linear analysis and non-linear analysis. From the analysis results obtained from the results of modeling steel structures with soft soil conditions (R8) against single earthquakes and repeated earthquakes, the value of interstory drift is obtained where the MCE scaling value is greater than the DBE scaling value and repeated earthquakes are more dominant than a single earthquake from each scaling. The analysis results also obtained inelastic deviation value where the DBE scaling ratio for a single earthquake is 2.1226 and for repeated earthquakes is 2.3298. The inelastic deviation ratio value for the MCE scaling for a single earthquake is 2.3061 and for repeated earthquakes is 2.2878..

Key words: earthquake, repeated earthquakes, steel.

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 penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini yang berjudul “Kinerja Deformasi Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Baja Terhadap Gempa Berulang” 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 Proposal Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terima kasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Dr. Ade Faisal S.T, MSc selaku Dosen Pembimbing yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Proposal Tugas Akhir ini.
2. Bapak Bambang Hadibroto S.T, M.T selaku Dosen Pembimbing I yang telah mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Proposal Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara dan Dosen Pembimbing II yang telah mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Proposal Tugas Akhir ini.
4. Ibu Hj. Irma Dewi S.T, M.Si selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar, S.T, M.T selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
7. Orang tua saya Subiantoro S.P, Warniyem, dan saudara/i kandung saya Eva Suci Harfiyanti S.E , Taufik Ilham atas dukungan moril maupun material dan kasih sayang tulus selama ini kepada penulis.
8. Bapak/Ibu Staff Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

9. Afiful Anshari, S.T yang telah membantu saya dalam mengerjakan proposal tugas akhir ini.
10. Tim Earthquake, Tim Sobatt Outdoor, Siti Nabilah, Tanyo Adhytia Pratama, dan semua teman sejawat saya lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

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 Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, 12 November 2020



Ridho Al Fandi

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
LEMBAR KEASLIAN SKRIPSI	ii
ABSTRAK	iii
<i>ABSTRACT</i>	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR NOTASI	xiv
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Tujuan Penulisan	4
1.4. Ruang Lingkup	4
1.5. Manfaat Penelitian	5
1.6. Sistematika Penulisan	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	7
2.2. Gempa Bumi	7
2.3. Respon Spektrum	8
2.4. Jenis-Jenis Gempa	9
2.4.1. Gempa Dekat (<i>Near Field</i>)	9
2.4.2. Gempa Jauh (<i>Far Field</i>)	11
2.5. Karakteristik Bangunan Tahan Gempa	13
2.6. Sistem Rangka Pemikul Momen	18
2.7. Parameter Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012	20
2.7.1. Parameter Percepatan Gempa	20
2.7.2. Simpangan Lantai (<i>Drift</i>) Akibat Gempa	21
2.7.3. Perioda Alami Struktur	21

2.7.4.	Analisa Riwayat Waktu	23
2.7.5.	Pembebanan Struktur	23
2.8.	Program Ruaumoko	25
BAB 3	METODE PENELITIAN	
3.1.	Umum	26
3.2.	Pemodelan Struktur	27
3.2.1.	Data Perencanaan Struktur	27
3.2.2.	Dimensi Balok Kolom	29
3.3.	Analisis Struktur	29
3.3.1.	Analisis Dinamik Struktur Linier	29
3.3.1.1.	Pembebanan	29
3.3.1.2.	Respon Spektrum Desain	30
3.3.1.3.	Kombinasi Pembebanan	31
3.3.2.	Analisis Dinamik Struktur Non Linier	32
3.3.2.1.	<i>Groundmotion Records</i>	32
3.3.2.2.	Analisis Respon Riwayat Waktu	34
3.3.2.3.	Momen Leleh (M_y)	37
3.3.2.1.	Kapasitas Rotasi (θ_p)	38
3.3.2.2.	Rotasi Leleh (θ_y)	38
BAB 4	HASIL DAN PEMBAHASAN	
4.1.	Hasil Model Linier dan Non Linier	39
4.2.	Hasil Analisa Linier	39
4.2.1.	Respon Spektrum Ragam	39
4.2.2.	Koreksi Gempa Dasar Nominal	40
4.2.3.	Faktor Koreksi Redudansi	40
4.2.4.	Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	41
4.2.5.	Nilai Simpangan Gedung	41
4.2.6.	Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak	44
4.2.7.	Pengaruh Efek P-Delta	44
4.3.	Hasil Analisa Non Linier	45
4.4.	Hasil Analisa Non Linier	48

BAB 5	KESIMPULAN	
5.1.	Kesimpulan	49
5.2.	Saran	50
DAFTAR PUSTAKA		
LAMPIRAN		
DAFTAR RIWAYAT HIDUP		

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1	Contoh kejadian gempa yang berulang terjadi pada satu lokasi	2
Tabel 3.1	Komponen struktural bangunan	29
Tabel 3.2	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.3$, $S_{DS} = 1$.	32
Tabel 3.3	Data Gempa Berulang	33
Tabel 4.1	Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen (V_1) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum <i>output</i> Program Analisa Struktur V_t .	40
Tabel 4.2	Cek nilai V_t	41
Tabel 4.3	Nilai perbandingan <i>interstory drift</i> untuk masing- masing model penskalaan <i>groundmotion</i> .	47
Tabel 4.4	Nilai perbandingan <i>top displacement</i> untuk masing- masing model penskalaan <i>groundmotion</i> .	49

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Spektrum respon percepatan rekaman gempa Chi-Chi pada stasiun Chy088 yang terjadi berulang kali dalam rentang waktu dari 20-25 September 1999	2
Gambar 1.2	Respon spektrum perpindahan 4 lantai metode PBPD terhadap gempa TCU113N stasiun TCU113	3
Gambar 1.3	Respon spectrum perpindahan 8 lantai metode ED terhadap gempa TCU113N stasiun TCU113	3
Gambar 2.1	Respon spektrum percepatan gempa berulang pada rekaman gempa <i>Whittier Narrows</i> (LA-116 St.School Station)	8
Gambar 2.2	Ciri khas riwayat waktu kecepatan dan perpindahan dari gerakan tanah (a) gempa jauh, (b) gempa dekat (<i>forward-directivity</i>), and (c) gempa dekat (<i>fling-step</i>)	10
Gambar 2.3	Perilaku struktur akibat pembebanan horisontal berulang	15
Gambar 2.4	Diagram tegangan (fc) – regangan (ϵ) baja tertarik	16
Gambar 2.5	Histeresis di sendi plastis yang stabil	19
Gambar 2.6	Kurva <i>pushover</i>	22
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	26
Gambar 3.2	Denah struktur Model	28
Gambar 3.3	Gambar proyeksi struktur model lantai 4	28
Gambar 3.4	Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Banda Aceh dengan jenis tanah lunak.	34
Gambar 3.5	Rekaman gempa Mammoth Lakes California sebelum diubah menjadi respon spektrum	34
Gambar 3.6	Rekaman gempa Mammoth Lakes California setelah diubah menjadi respon spektrum	35
Gambar 3.7	Respon spektrum dengan 20 daerah gempa setelah diskalakan terhadap respon spektrum di Indonesia (Banda Aceh).	35

- Gambar 3.8 Rekaman gempa Mammoth Lakes California sebelum (gambar atas) dan setelah diskalakan (gambar bawah), ini merupakan gempa tunggal. 36
- Gambar 3.9 Rekaman gempa Mammoth Lakes-01 California dan Mammoth Lakes-03 California setelah digabungkan, ini merupakan gempa berulang. 36
- Gambar 4.1 Nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa tunggal dengan perbedaan nilai penskalaan *groundmotion*. 42
- Gambar 4.2 Nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa berulang dengan perbedaan nilai penskalaan *groundmotion*. 42
- Gambar 4.3 Perbandingan nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa tunggal dan gempa berulang dengan nilai penskalaan DBE terhadap *groundmotion*. 43
- Gambar 4.4 Perbandingan nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa tunggal dan gempa berulang dengan nilai penskalaan MCE terhadap *groundmotion*. 44
- Gambar 4.5 Nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa tunggal dengan perbedaan nilai penskalaan *groundmotion*. 45
- Gambar 4.6 Nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa berulang dengan perbedaan nilai penskalaan *groundmotion*. 46
- Gambar 4.7 Perbandingan nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa tunggal dan gempa berulang dengan nilai penskalaan DBE terhadap *groundmotion*. 46
- Gambar 4.8 Perbandingan nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa tunggal dan gempa berulang dengan nilai penskalaan MCE terhadap *groundmotion*. 47
- Gambar 4.9 Perbandingan nilai rasio simpangan inelastic berdasarkan nilai penskalaan DBE linier dan DBE non linier. 48

Gambar 4.10 Perbandingan nilai rasio simpangan inelastic berdasarkan nilai penskalaan MCE linier dan MCE non linier. 49

DAFTAR NOTASI

A	= Percepatan
V	= Kecepatan
IDA	= <i>Incremental Dynamic Ratio</i>
SDOF	= <i>Single Degree Of Freedom</i>
MDOF	= <i>Multi Degree Of Freedom</i>
f_y	= Tegangan leleh
f_u	= Tegangan ultimate
SRPM	= Sistem Rangka Pemikul Momen
S_1	= Percepatan batuan dasar pada perioda pendek
S_s	= Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik
MCE_R	= <i>Maximum Considered Eartquake Ratio</i>
F_a	= Faktor amplikasi getaran pada perioda pendek
F_v	= Faktor amplikasi getaran pada perioda 1 detik
S_{MS}	= Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek
S_{M1}	= Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik
T_e	= Waktu getar efektif
K_e	= Kekakuan lateral efektif
V_y	= Kuat leleh bangunan
ρ	= Faktor redudansi
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
DBE	= <i>Desain Basis Earthquake</i>
MCE	= <i>Maximum Considered Earthquake</i>
DL	= <i>Dead load</i>
LL	= <i>Live load</i>
EX	= <i>Earthquake-X</i>
EY	= <i>Earthquake-Y</i>
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

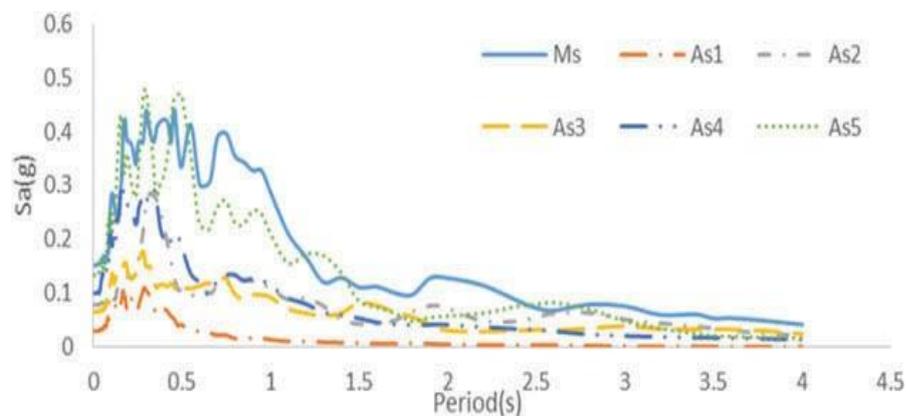
Indonesia berada pada kondisi geografis pertemuan 2 lempeng tektonik yaitu lempeng Eurasia dan lempeng Australia yang mengakibatkan seringnya terjadi gempa dengan intensitas kecil maupun besar akibat dari pergeseran dari kedua lempeng tersebut. Akibat daripada itu diperlukan bangunan-bangunan gedung yang fleksibel sangat dibutuhkan di wilayah area rawan gempa dan juga struktur dengan Sistem Rangka Pemikul Momen guna memaksimalkan kinerja daripada balok, kolom dan sambungan. Penggunaan Sistem Rangka Pemikul Momen agar meminimalisir momen yang terjadi pada elemen akibat gaya gempa. Dengan kondisi geografis yang seperti itu letak suatu gedung bisa saja berada tepat dilokasi patahan dan bisa saja berjauhan dari lokasi patahan yang mengakibatkan berbedanya respon gempa yang diterima oleh suatu gedung. Disamping itu gedung tersebut bisa saja mengalami kegempaan yang lebih dari sekali (gempa berulang) pada rentang umur layannya (50 tahun). Dengan kondisi seperti ini bangunan gedung dengan material baja lebih sesuai dibandingkan dengan material beton.

Gempa berulang bisa saja terjadi tidak lama setelah gempa awal berlangsung yang dapat memberikan kerusakan lebih lanjut bahkan dapat mengakibatkan keruntuhan pada struktur bangunan. Pada beberapa kasus intensitas gempa berulang sering kali lebih besar daripada gempa awal yang mengakibatkan kemungkinan runtuhnya suatu struktur semakin besar. Tabel 1.1 menunjukkan sejumlah kejadian-kejadian gempa yang berulang pada 1 lokasi. Tampak bahwa magnituda antara dua (atau lebih) gempa tidak terlalu jauh perbedaannya.

Tabel 1.1: Contoh kejadian gempa yang berulang terjadi pada satu lokasi (Abdollahzadeh dkk. 2017).

Earthquake name	Date	Time	M_w	Number of selected records
Hollister	4/9/61	7:23	5.6	1
	4/9/61	7:25	5.5	
Whittier Narrows	10/01/87	14:42	6.0	2
	10/04/87	10:59	5.3	
Irpinia, Italy	11/23/80	19:34	6.9	1
	11/23/80	19:35	6.2	
	11/23/80	19:35	6.2	
Livermore	1/27/80	19:00	5.8	1
	1/29/80	02:33	5.4	
Chi-Chi, Taiwan	9/20/99	9:20	7.6	28
	9/20/99	17:57	5.9	
	9/20/99	18:03	6.2	
	9/22/99	00:14	6.2	
	9/25/99	23:52	6.3	

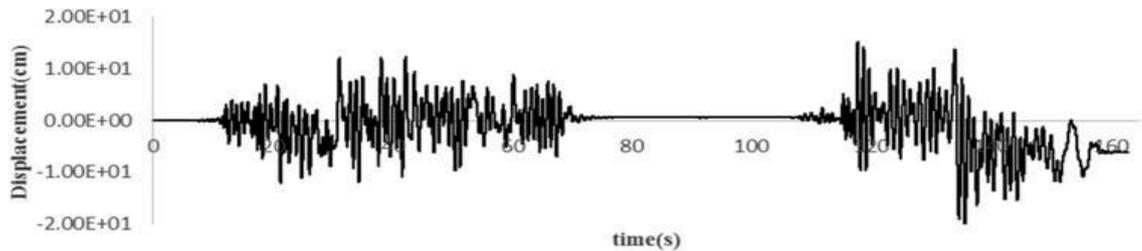
Gambar 1.1 menjelaskan respon spektrum rekaman percepatan gempa yang terjadi berulang kali pada satu lokasi, yaitu Gempa Chi-Chi (Taiwan) yang terekam pada stasiun Chy088.



Gambar 1.1: Spektrum respon percepatan rekaman gempa Chi-Chi pada stasiun Chy088 yang terjadi berulang kali dalam rentang waktu dari 20-25 September 1999 (Abdollahzadeh dkk. 2017).

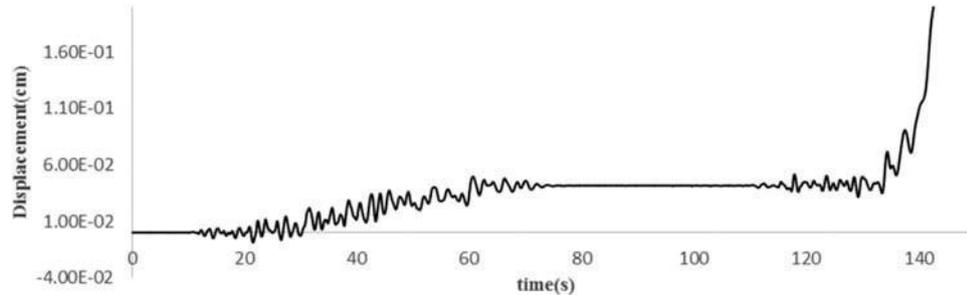
Gambar 1.2 menjelaskan respon struktur baja 4 lantai terhadap dua gempa yang terjadi berulang pada kasus Gempa Chi-Chi pada tahun 1999. Tampak bahwa pada getaran simpangan mengalami perubahan garis baseline akibat gempa

yang kedua. Hal ini menunjukkan struktur baja tersebut mengalami sendi plastis yang cukup signifikan akibat getaran gempa yang kedua.



Gambar 1.2: Respon spektrum perpindahan 4 lantai metode PBPD terhadap gempa TCU113N stasiun TCU113 (Abdollahzadeh dkk. 2017).

Pada Gambar 1.3 tampak jelas struktur baja 8 lantai mengalami keruntuhan akibat gempa yang kedua. Hal ini ditunjukkan oleh grafik simpangan yang secara drastis naik ke atas dan terputus.



Gambar 1.3: Respon spectrum perpindahan 8 lantai metode ED terhadap gempa TCU113N stasiun TCU113 (Abdollahzadeh dkk. 2017).

1.2 Rumusan Masalah

1. Apakah pengaruh gempa berulang akan memberikan hasil simpangan antar tingkat pada Sistem Rangka Pemikul Momen baja yang berbeda ?
2. Apakah pengaruh gempa berulang akan memberikan hasil simpangan atap pada Sistem Rangka Pemikul Momen baja yang berbeda?

1.3 Tujuan Penulisan

1. Untuk mengetahui simpangan antar tingkat pada Sistem Rangka Pemikul Momen baja akibat gempa berulang.
2. Untuk mengetahui simpangan atap pada Sistem Rangka Pemikul Momen baja akibat gempa berulang.

1.4 Ruang Lingkup

Adapun batasan-batasan masalah yang ditetapkan pada Tugas Akhir ini adalah:

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan:
 - Struktur baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) 2 Dimensi pada 4 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Banda Aceh dengan jenis tanah lunak.
 - Struktur dengan dimensi kolom dan balok yang hanya dianalisa pada batas aman saja, tidak dianalisa sampai ekonomis.
2. Perencanaan struktur baja, pembebanan serta gedung direncanakan berdasarkan:
 - Tata cara perencanaan struktur baja menggunakan Persyaratan Baja Struktural untuk bangunan Gedung SNI 1729:2015.
 - Beban gravitasi menggunakan SNI 1727:2013 dan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPURG) 1987.
 - Beban gempa dan gedung direncanakan menggunakan Standar Perencanaan Tahan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1726:2012.
3. Analisis menggunakan alat bantu berupa program yaitu:
 - Program Analisa Struktur, untuk menganalisa tahap desain pada analisa respon spektrum linear dan analisa riwayat waktu .

4. Parameter yang ditinjau:

- Linear adalah semua aspek yang harus di kontrol sesuai dengan SNI 1726:2012
- Nonlinear :
 - Simpangan antar tingkat
 - Simpangan atap

1.5 Manfaat Penelitian

Dari hasil perencanaan pada pemodelan Struktur Baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) maka diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat untuk mengetahui bagaimana cara merencanakan struktur gedung baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) bila mengalami gempa berulang.

1.6 Sistematika Penulisan

Adapun sistematika penulisan yang digunakan pada Tugas Akhir ini sebagai berikut:

BAB 1 PENDAHULUAN

Didalam Bab ini akan menguraikan penjelasan tentang latar belakang masalah, rumusan masalah, ruang lingkup permasalahan, tujuan penelitian, manfaat penelitian, sistematika penulisan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini akan menguraikan penjelasan mengenai mekanisme gempa, konsep perencanaan struktur bangunan baja, analisa struktur baja sistem rangka pemikul momen (SRPM), dan konsep tentang kekuatan bangunan baja terhadap gempa yang terjadi.

BAB 3 PEMODELAN STRUKTUR

Bab ini akan menampilkan bagaimana metode penelitian yang digunakan dari awal sampai akhir penelitian dan penjelasan mengenai cara memodelkan dan mendesain struktur bangunan baja dengan sistem rangka pemikul momen (SRPM) terhadap gempa yang terjadi dengan menggunakan Program Analisa Struktur.

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai perhitungan, analisis pemodelan bentuk gambar, grafik atau tabel serta pembahasannya.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai kesimpulan yang dapat diambil dari keseluruhan penulisan Tugas Akhir ini dan saran-saran yang dapat diterima penulis agar lebih baik lagi kedepannya.

BAB 2

TINAJUAN PUSTAKA

2.1 Umum

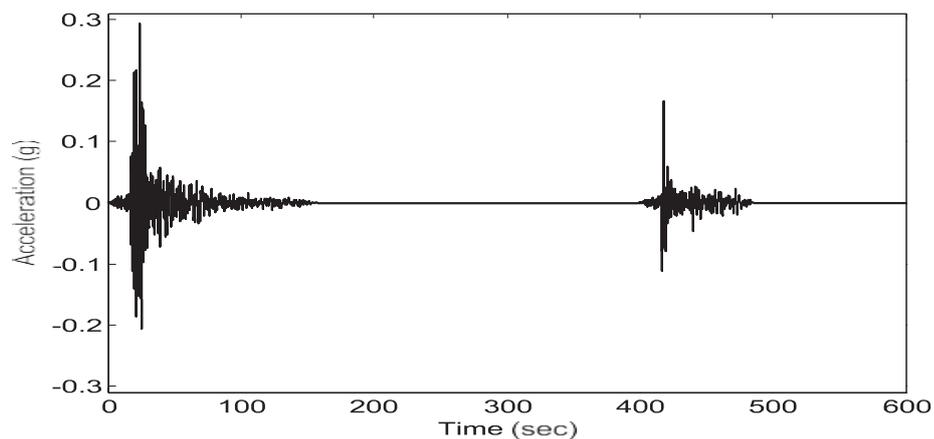
Pada Bab ini akan dibahas mengenai teori-teori dasar dan syarat-syarat/ketentuan yang berhubungan dalam perencanaan struktur bangunan yang akan dianalisa, seperti struktur baja, teori gempa, sistem struktur penahan gempa, tata cara perencanaan bangunan tahan gempa berdasarkan SNI 1726:2012, dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan perhitungan atau analisa data yang diperlukan dalam Tugas Akhir ini.

2.2 Pengertian Gempa Bumi

Gempa bumi (*earth quake*) adalah suatu gejala fisik yang ditandai dengan bergetarnya bumi dengan berbagai intensitas (Siswanto dan Afif, 2018). Gerakan atau getaran tanah yang terjadi akibat gempa disebabkan oleh terlepasnya timbunan energi yang tersimpan di dalam bumi secara tiba-tiba. Energi yang terlepas ini dapat berbentuk energi potensial, energi kinetik, energi kimia, atau energi regangan elastis. Pada umumnya gempa-gempa yang merusak lebih banyak diakibatkan oleh terlepasnya energi regangan elastis di dalam batuan (*rock*) di bawah permukaan bumi. Energi gempa ini merambat ke segala arah. dan juga kepermukaan tanah sebagai gelombang gempa (*seismic wave*), sehingga akan menyebabkan permukaan bumi bergetar.

2.3 Respon Spektrum

Menurut teori dinamika struktur (*structural dynamics*) salah satu cara untuk menentukan/menghitung simpangan, gaya-gaya dinamik pada struktur derajat kebebasan banyak (*Multi Degree of Freedom, MDOF*) adalah dengan menggunakan metode respon spektrum. Respon spektrum adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T , lawan respons-respons maksimumnya untuk suatu rasio redaman dan beban gempa tertentu (Pawirodikromo, 2012). Respons maksimum dapat berupa simpangan maksimum (*Spectral Displacement, SD*), kecepatan maksimum (*Spectral Velocity, SV*) atau percepatan maksimum (*Spectral Acceleration, SA*) suatu massa struktur dengan derajat kebebasan tunggal (*Single Degree of Freedom, SDOF*). Terdapat 2 macam respon spektrum yang ada yaitu Respon Spektrum elastik dan Respon Spektrum inelastik. Respons spektrum elastik adalah suatu spektrum yang didasarkan atas respons elastik struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) berdasarkan rasio redaman dan beban gempa tertentu. Inelastik Respons Spektrum juga disebut desain Respons Spektrum, yaitu spektrum yang diturunkan berdasarkan *elastic respons spectrum* dengan tingkat daktilitas tertentu.



Gambar 2.1: Respon spektrum percepatan gempa berulang pada rekaman gempa *Whittier Narrows* (LA-116 St.School Station) (Amiri dan Bojórquez ,2019).

Gambar 2.1 merupakan respon spektrum percepatan (*Respon Spectrum Acceleration*) pada rekaman gempa *Whittier Narrows* yang direkam oleh stasiun LA-116 St.School Station. Data tersebut merupakan data asli dari gempa tersebut sebelum di olah menjadi respon spektrum desain untuk melakukan desain perencanaan suatu bangunan (Amiri dan Bojórquez ,2019).

2.4 Jenis-Jenis Gempa

2.4.1 Gempa Dekat (*Near-field*)

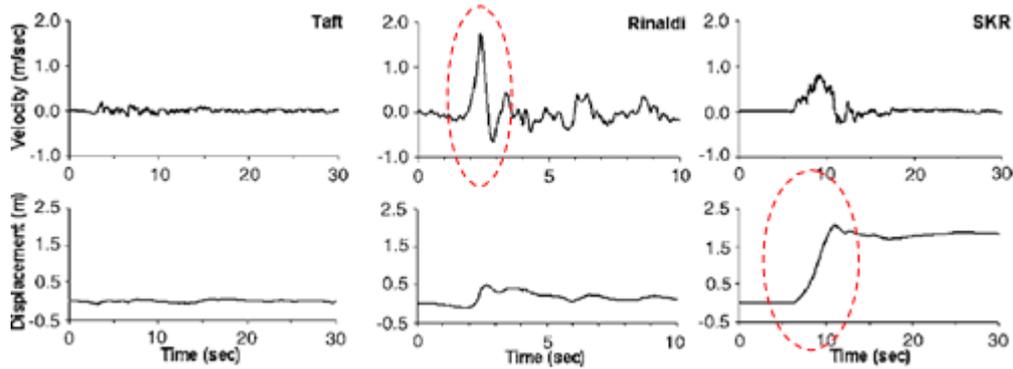
Gempa dekat adalah suatu respon tanah akibat dari aktivitas gempa pada suatu daerah yang tercatat dan terhitung pada stasiun gempa yang dekat dengan *epicenter*/pusat gempa tersebut (Pawirodikromo, 2012). Pawirodikromo menyatakan bahwa Kalkan dkk. (2004) memberikan batasan bahwa rekaman gempa *near-fault* adalah gempa yang direkam ≤ 15 km dari patahan (*fault rupture*), Stewart dkk. (2001) membuat defenisi bahwa gempa *near-fault* umumnya adalah gempa-gempa anara 20-60 km dari pusat gempa, Wang dkk. (2006) memaknai *near fault earthquake* adalah gempa-gempa yang direkam pada jarak ≤ 90 km, Martinez-Pereira dan Bomber (1998) dalam Meniatakis dkk (2008) mengatakan bahwa *near fault* dimaknai sebagai suatu daerah dari pusat gempa sampai daerah yang intensitas gempa $I_{MM} \geq VIII$. Untuk daerah yang intensitas $I_{MM} < VIII$ maka gempa *near fault* kurang memberikan efek yang signifikan.

Pawirdikromo (2012) menyatakan juga bahwa Stewart dkk. (2001) mengatakan bahwa gerakan tanah (*grounds motion*) akibat gempa *near fault* utamanya akan dipengaruhi 3 hal pokok yaitu :

- a. Mekanisme gempa (gempa titik, gempa garis/*fault*).
- b. Arah rambatan patahan (*rupture direction*) relative terhadap *site*/pencatat.
- c. Kemungkinan terjadinya *permanent displacement* akibat patahan.

Gempa *near fault* dapat dibedakan berdasarkan data rekamannya yaitu gempa *pulse* dan gempa *fling*. Efek *pulse* ialah salah satu jenis efek pada getaran yang dimiliki oleh getaran gempa dekat (*near-fault*), yang ditandai dengan adanya efek lonjakan yang bersifat monotonik. Efek lainnya yang dimiliki oleh getaran gempa

dekat adalah efek *fling step*, dimana simpangan yang terjadi jauh dari titik nol setelah terjadinya sebuah lonjakan simpangan yang besar (Faisal dkk. 2015).



Gambar 2.2: Ciri khas riwayat waktu kecepatan dan perpindahan dari gerakan tanah (a) gempa jauh, (b) gempa dekat (*forward-directivity*), and (c) gempa dekat (*fling-step*) (Kalkan dan Kunnath, 2006).

Di sisi lain, *fling step* menjadi hasil dari evolusi perpindahan sisa tanah akibat deformasi tektonik yang berkaitan dengan mekanisme kehancuran, umumnya ditandai dengan pulse kecepatan dengan amplitudo besar searah dan langkah monoton dalam perpindahan riwayat waktu. Bentuk riwayat waktu dari gempa jauh, gempa dekat (*forward-directivity*), dan gempa dekat (*fling-step*) dapat dilihat pada Gambar 2.2.

Bhagat dkk. (2018) menyatakan bahwa secara umum gempa dengan karakteristik *fling-step* memiliki grafik kecepatan yang hanya dominan pada 1 sisi yang berefek pada grafik perpindahan berdasarkan *time history* sedangkan gempa dengan karakteristik *forward-directivity* memiliki grafik kecepatan yang relatif seimbang untuk kedua sisi. Akibat daripada ini sebuah bangunan diperlukan alat disipasi energi guna meredam getaran tersebut. Gempa dekat dapat menyebabkan daktilitas yang besar pada bangunan yang menggunakan alat isolasi dasar terutama pada lantai bagian bawah yang menunjukkan bahwa perioda gerakan tanah mempengaruhi respon bangunan (Mazza dan Vulcano, 2014).

2.4.2 Gempa Jauh (*Far-field*)

Rekaman gempa pada *far-field* pada prinsipnya berbeda dengan gempa *near-field* dikarenakan energi gempa yang merambat pada jarak yang jauh maka terdapat waktu yang cukup bagi media tanah untuk menyerap sebagian energi gempa. Semakin jauh gelombang merambat maka semakin besar energi gelombang gempa yang diserap oleh media tanah. Perubahan respon tanah (percepatan, kecepatan dan perpindahan) setelah gelombang gempa merambat pada jarak atau durasi tertentu disebut atenuasi.

Pada umumnya gempa jauh (*far-field*) memiliki percepatan yang lebih kecil, frekuensi yang lebih rendah, impulsif, fluktuatif, respons tanah/batuan dan redaman yang kecil. Karena *ground motion acceleration history*, A mempunyai frekuensi getaran yang lebih tinggi daripada *velocity* maka *ground acceleration* beratenuasi lebih cepat daripada *ground velocity*, V . Dengan kondisi seperti ini maka gempa jarak jauh mempunyai A/V rasio yang lebih rendah daripada gempa jarak-jarak dekat.

Menurut Song dkk. (2016) kegiatan kegempaan tidak jarang terjadi gempa susulan, pada umumnya intensitas gempa susulan tidak sebesar gempa awal namun dapat merusak struktural yang tampak tidak rusak akibat guncangan pertama. Gempa susulan (*after shock*) memiliki kemungkinan percepatan tanah puncak (*Peak Ground Acceleration*) yang lebih tinggi, durasi yang lebih lama dan pelepasan energi yang berbeda dengan gempa awal (*main shock*).

Kapasitas struktur untuk tetap kokoh ketika menghadapi gempa susulan ialah bergantung pada kekuatan residual dan kapasitas perpindahan (Di Trapani dan Malavisi, 2018). Metode *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) telah banyak digunakan sebagai referensi untuk penilaian probabilistik kinerja seismik pada struktur bangunan. IDA bekerja untuk menghitung perpindahan pada struktur bangunan ketika diberi *ground motion* dengan spektrum desain yang dianalisis sampai batas nonlinier atau runtuh. Pada pemodelannya gempa berulang terhadap struktur nilai *ground motion* tunggal diulangi menjadi 2 kali namun rekaman tersebut diberi waktu peluruhan agar struktur dapat ke kondisi statis kembali.

Jarak waktu gempa susulan (*after shock*) dengan gempa utama (*main shock*) tidak dapat diprediksi datangnya, interval waktu antara *main shock* dengan *after shock* dapat dalam hitungan jam bahkan tahun. Gempa berulang tidak hanya berakibat dari aktivitas patahan saja namun juga dapat berasal dari penggabungan antara gempa dekat (*near field*) dan gempa jauh (*far field*) (Faisal dkk. 2013).

Ruiz Garcia dan Aguilar (2017) mengatakan keterkaitan meningkatnya gempa berulang dalam beberapa tahun terakhir model analisis SDOF dan MDOF banyak digunakan secara luas. Sistem SDOF sendiri memberikan wawasan tentang efek gempa susulan pada respons nonlinier untuk berbagai parameter struktural (misalnya periode alami getaran, kapasitas daktilitas perpindahan, kapasitas kekuatan lateral, dll), sistem MDOF dapat mencakup pengaruh tertentu dari desain bangunan dalam respons nonlinier yang dapat dimasukkan oleh sistem SDOF secara umum. Para penulis memberikan suatu kesimpulan dengan mengamati bahwa variabilitas dalam respons gempa susulan dari sistem SDOF nonlinear yang setara mengalami 30 gerakan tanah gempa utama (*mainshock*) yang berbeda yang mengarah pada keadaan kerusakan yang parah dan kemudian menerapkan analisis dinamis tambahan menggunakan gerakan tanah gempa susulan yang lebih kecil dari variabilitas yang diamati dalam model bangunan beton bertulang yang dianalisis dengan prosedur yang sama. Nilai simpangan antar lantai dan simpangan atap sangat menentukan suatu bangunan dapat diperbaiki atau tidak. Probabilitas perbaikan bangunan diperoleh dari kurva kerapuhan perbaikan bangunan yang mengikuti distribusi lognormal dengan rasio drift residual median 1,0% dan parameter dispersi 0,3, di mana rasio drift residual 2% menyiratkan demo bangunan yang akan segera terjadi.

Efetkhar dan Nouri (2018) menyatakan bahwa wen dkk. (2002) berpendapat kerentanan kerusakan bangunan bertingkat tinggi berdasarkan jenis situs terhadap beban gempa didapati bahwa bangunan bertingkat tinggi dengan jenis situs bertanah lunak akan lebih parah kerusakannya ketika terkena gempa jauh dibandingkan dengan bangunan bertingkat tinggi dengan jenis situs tanah batuan ketika terkena efek gempa dekat. Sharif dan Behnamfar menyatakan bahwa efek gempa dekat pada sistem rangka pemikul momen sangat sensitif terhadap perioda

alami struktur terhadap perioda getaran tanah, akibat daripada itu perlu ditingkatkan rasio perkuatan pada struktur.

2.5 Karakteristik Bangunan Tahan Gempa

Suatu bangunan yang baik pada daerah yang terletak berdekatan dengan daerah pertemuan lempengan benua seperti di Indonesia hendaknya didesain terhadap kemungkinan beban gempa yang akan terjadi di masa yang akan datang yang waktunya tidak dapat diketahui secara pasti. Berikut yang termasuk bangunan tahan gempa menurut Budiono dan Supriatna (2011) adalah:

1. Apabila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural (dinding retak, genting dan langit-langit jatuh, kaca pecah dan sebagainya) maupun pada komponen strukturalnya (kolom dan balok retak, pondasi amblas, dan lainnya).
2. Apabila terjadi gempa sedang, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non-strukturalnya akan tetapi komponen 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/mengungsi ketempat aman.

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

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa dengan tingkat keamanan memadai, struktur harus dirancang dapat memikul gaya horizontal atau gaya gempa. Struktur harus dapat memberikan layanan yang sesuai dengan perencanaan. Menurut Budiono dan Supriatna (2011) tingkat layanan dari struktur akibat gaya gempa terdiri dari tiga, yaitu:

1. Kemampuan layan (*serviceability*)

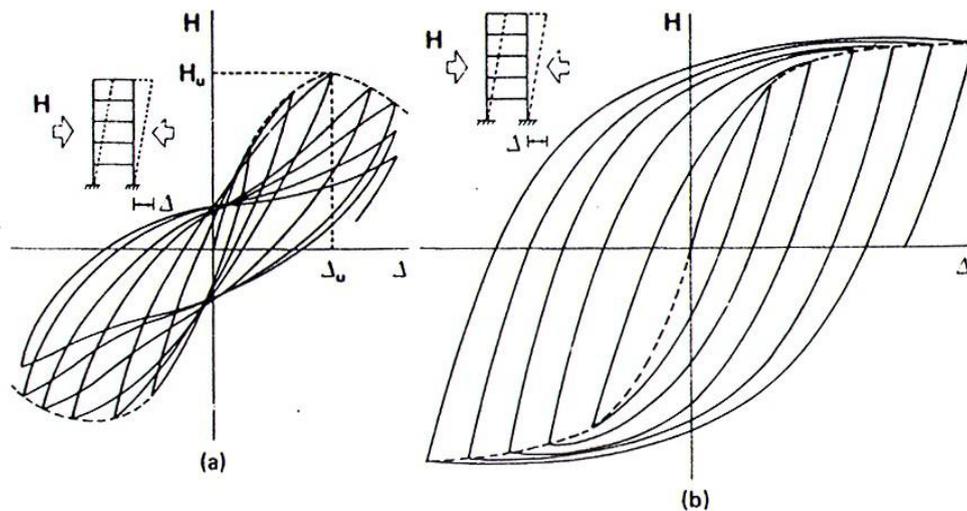
Jika gempa dengan intensitas (*intensity*) percepatan tanah yang kecil dalam waktu ulang yang besar mengenai suatu struktur, disyaratkan tidak mengganggu fungsi bangunan, seperti aktivitas normal di dalam bangunan dan perlengkapan yang ada. Artinya tidak dibenarkan terjadi kerusakan pada struktur baik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

2. Kontrol kerusakan (*damage control*)

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

3. Ketahanan (*survival*)

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

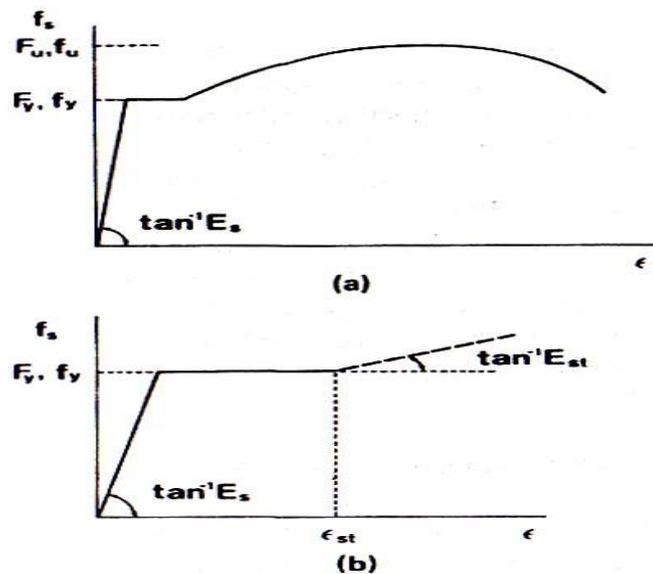


Gambar 2.3: Perilaku struktur akibat pembebanan horisontal berulang, (a). Perilaku struktur yang buruk, (b). Perilaku struktur yang baik. (Siswanto dan Afif, 2018).

Dari Gambar 2.3.a dapat dilihat bahwasannya perilaku struktur tersebut setelah tercapainya batas *ultimate* dari pada struktur maka struktur kehilangan kekuatan yang signifikan dengan efek semakin besarnya deformasi yang mengakibatkan keruntuhan akibat dari beban gempa. Struktur tersebut memiliki disipasi energi yang kecil dan terbatas sehingga struktur tersebut bersifat getas (*brittle*) yang tidak memiliki daya dukung yang baik dalam menahan beban gempa. Pada Gambar 2.3.b merupakan perilaku struktur yang baik dimana pada saat beban gempa bekerja struktur mampu menahannya dengan baik dan struktur tersebut bersifat daktil.

Sifat daktil sangat identik dengan material baja yang dapat ditunjukkan oleh besarnya perbandingan atau rasio antara tegangan leleh (f_y) dengan tegangan batasnya (f_u). Semakin besar nilai rasio antara (f_y) dan (f_u) maka akan semakin tinggi sifat daktilitas dari suatu material. Salah satu perencanaan terbaru untuk bangunan tahan gempa adalah Perencanaan Berbasis Kinerja (*Performance Based Design*). Tujuan dari perencanaan bangunan berbasis kinerja adalah agar perencana dapat menetapkan kondisi apa yang terjadi pada bangunan saat gempa maksimum terjadi (Dewobroto, 2016). Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*Performance Based Seismic Design*) merupakan

proses yang dapat digunakan untuk perencanaan bangunan baru maupun perkuatan (*upgrade*) bangunan yang sudah ada dengan pemahaman yang realistis terhadap keselamatan resiko keselamatan (*life*), kesiapan pakai (*occupancy*) dan kerugian harta benda (*economic loss*) yang mungkin terjadi akibat gempa yang akan datang.



Gambar 2.4: Diagram tegangan (f_c) – regangan (ϵ) baja tertarik : (a) Diagram f_c - ϵ baja sebenarnya.(b) Diagram f_c - ϵ baja yang diidealisasikan. (Siswanto dan Afif, 2018).

Dari Gambar 2.4 dapat dilihat bahwasannya pada saat baja ditarik setelah sampai batas *ultimate* baja akan mengalami fase *hardening* yaitu masa baja akan berhenti meleleh hingga akhirnya putus. Pada Gambar 2.4.a merupakan hasil uji tarik material baja murni tanpa pengolahan data. Pada Gambar 2.4.b merupakan hasil diagram yang sudah disempurnakan hasilnya.

Analisa statik nonlinier merupakan prosedur analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa yang dikenal dengan analisa *pushover* yaitu analisa beban dorong dorong statik. Pada proses analisa *pushover* struktur didorong sampai mengalami leleh disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linier sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku non linier. Kurva

pushover dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong. Tujuan dari analisa *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis (Dewobroto, 2005). Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya. Analisis *pushover* dapat digunakan sebagai alat bantu perencanaan tahan gempa, asalkan menyesuaikan dengan keterbatasan yang ada misalnya hasil analisis *pushover* masih berupa suatu pendekatan karena bagaimanapun perilaku gempa yang sebenarnya adalah bersifat bolak-balik melalui siklus tertentu, sedangkan sifat pembebanan pada analisis *pushover* adalah statik monotonik. Tahapan utama dalam analisa *pushover* adalah :

1. Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik kontrol dan gaya geser digunakan untuk menyusun kurva *pushover*.
2. Membuat kurva *pushover* berdasarkan berbagai macam pola distribusi gaya lateral terutama yang ekuivalen dengan distribusi gaya inersia, sehingga deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa. Oleh karena sifat gempa adalah tidak pasti, maka perlu dibuat beberapa pola pembebanan lateral yang berbeda untuk mendapatkan kondisi yang paling menentukan.
3. Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan tersebut, yang mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan
4. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan merupakan hal utama dari perencanaan berbasis kinerja. Komponen struktur dan aksi perilakunya dapat dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan. Karena yang dievaluasi adalah komponen maka jumlahnya relative sangat banyak, oleh karena itu proses ini sepenuhnya harus dikerjakan oleh komputer.

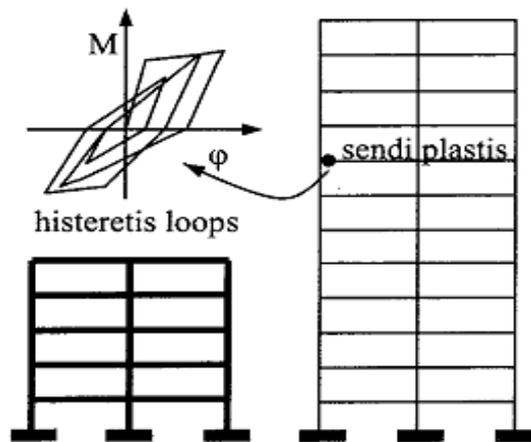
2.6 Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah salah satu sistem struktur utama dalam menahan gaya-gaya lateral, baik itu gaya lateral akibat gempa maupun angin. SRPM ini dikenal cukup baik dalam memberikan sistem yang daktail namun sayangnya kurang baik dalam memberikan kekuatan lateral, khususnya untuk bangunan-bangunan yang tinggi. Umumnya SRPM cukup efektif dipakai sampai < 25 tingkat.

Menurut Pawirodikromo (2012), penggunaan SRPM untuk bangunan bertingkat akan mempunyai kelebihan dan kelemahan. Beberapa kelebihannya diantaranya:

1. Apabila didesain secara baik maka struktur portal dapat menjadi struktur yang daktail dengan *hysteresis loops* di sendi plastis yang stabil, seperti Gambar 2.5 dan dapat memberikan sistem pengekangan/kekakuan yang cukup.
2. Karena fleksibilitasnya tinggi, SRPM akan mempunyai perioda getar T yang relatif besar.
3. Secara arsitektural SRPM memberi keleluasaan untuk menata ruangan yang diinginkan.

Pada struktur gedung ada juga istilah sistem rangka pemikul gravitasi, Elkadi dan lignos (2014) menyatakan bahwa penggunaan sistem rangka pemikul gravitasi yang dibungkus oleh sistem rangka pemikul momen khusus merupakan pemodelan analitik yang sesuai untuk struktur baja di karenakan kekakuan dan kekuatan struktur terhadap beban lateral meningkat dan juga simpangan antar lantai dapat dikurangi. Flores dkk. (2014) juga menyatakan bahwasanya struktur dengan sistem rangka pemikul gravitasi dapat menjadi cadangan ketika terjadinya kegagalan koneksi pada sambungan balok kolom ketika beban gempa bekerja.



Gambar 2.5: Histeresis di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo, 2012).

Adapun kekurangan dari SRPM adalah:

1. Kerusakan secara total pada *frame* dapat saja terjadi terutama apabila tidak adanya penerapan pola mekanisme yang jelas.
2. Desain tulangan lateral tidak layak baik pada lokasi sendi plastis maupun pada *joint*.
3. Distribusi kekakuan struktur portal yang secara vertikal yang tidak merata akan menyebabkan timbulnya tingkat yang relatif lemah (*soft storey*).
4. Struktur portal yang terlalu fleksibel dapat menyebabkan simpangan antar tingkat yang relatif besar terutama pada tingkat-tingkat bawah.

Ini adalah jenis struktur rangka yang didesain untuk bekerja secara inelastis penuh. Oleh karena itu pada bagian yang akan mengalami sendi-plastis perlu disiapkan secara khusus. Sistem ini cocok dipakai untuk perencanaan gedung tinggi yang masih memungkinkan dengan sistem portal. Umumnya ketinggian bangunan akan dibatasi oleh persyaratan deformasi lateral.

Hal paling penting, struktur rangka harus didesain berperilaku *strong-column-weak-beam* untuk memastikan tidak terjadi sendi plastis di kolom, yang dapat menyebablam *story mechanism*. Jenis sambungan kolom-balok yang dapat dipakai di rangka SMF harus didukung data empiris hasil uji laboratorium, yang membuktikan bahwa jenis sambungan tadi mempunyai kemampuan daktilitas

yang cukup, yaitu dapat bertahan sampai perputaran *sudut interstory-drift* minimum sebesar 0.04 radian (AISC 2005).

Variasi jenis sambungan, umumnya berkaitan dengan metode pelaksanaan, misalnya sambungan jenis *reduced beam* perlu pekerjaan las di lapangan. Persyaratan tentu terkait dengan harus tersedia sumber daya manusia (SDM) yang kompeten disertai pengawasan ketat. Berbeda jika digunakan jenis *Extended End-Plate* dengan baut mutu tinggi. Hanya pada jenis sambungan itu memerlukan tingkat presisi pekerjaan pabrikan yang tinggi, jika didukung mesin CNC tentu bukan masalah.

2.7 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012

2.7.1 Parameter Percepatan Gempa

Parameter S_S (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada pasal 14 SNI 1726:2012 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun (MCE_R , 2% dalam 50 tahun) dan dinyatakan dalam bilangan decimal terhadap percepatan gravitasi. Bila $S_1 \leq 0,04g$ dan $S_S \leq 0,15g$, maka struktur bangunan boleh dimasukkan ke dalam kategori desain seismik A dan cukup memenuhi persyaratan.

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

2.7.2 Simpangan Lantai (*Drift*) Akibat Gempa

Simpangan (*drift*) adalah sebagai perpindahan lateral relatif antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau dapat dikatakan simpangan mendatar tiap-tiap tingkat bangunan (*horizontal story to story deflection*). Simpangan lateral dari suatu sistem struktur akibat beban gempa adalah sangat penting yang dilihat dari tiga pandangan yang berbeda :

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

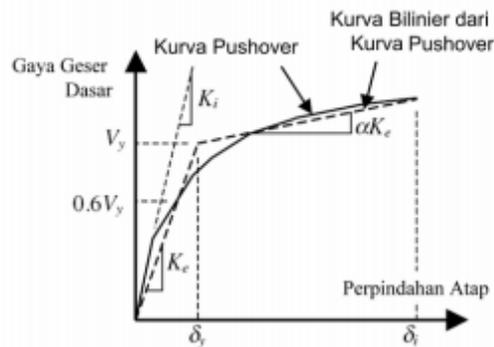
Sementara itu White dan Salmon (1987) berpendapat bahwa dalam perencanaan bangunan tinggi selalu dipengaruhi oleh pertimbangan lenturan (*deflection*), bukannya oleh kekuatan (*strength*). Simpangan antar tingkat dari suatu titik pada suatu lantai harus ditentukan sebagai simpangan horizontal titik itu, relatif terhadap titik yang sesuai pada lantai yang berada dibawahnya. Untuk menjamin agar kenyamanan para penghuni gedung tidak terganggu maka dilakukan pembatasan-pembatasan terhadap simpangan antar tingkat pada bangunan. Pembatasan ini juga bertujuan untuk mengurangi momen-momen sekunder yang terjadi akibat penyimpangan garis kerja gaya aksial di dalam kolom-kolom (yang lebih dikenal dengan P-delta).

2.7.3 Periode Alami Struktur

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

Analisa *eigen-value* pada umumnya digunakan untuk mengetahui waktu getar alami bangunan, dimana informasi tersebut sangat penting untuk mendapatkan estimasi besarnya gaya gempa yang akan diterima oleh bangunan tersebut.

Analisa *eigen-value* dilaksanakan menggunakan data-data yang masih dalam kondisi elastis linier, padahal pada saat gempa kondisi bangunan mengalami keadaan yang berbeda, yaitu berperilaku in-elastis. Oleh karena itu waktu getar alami bangunan pada saat gempa maksimum berbeda dengan hasil analisa *eigen-value*. Waktu getar alami yang memperhitungkan kondisi in-elastis atau waktu getar efektif, T_e , dapat diperoleh dengan bantuan kurva hasil analisa *pushover*.



Gambar 2.6 Kurva *Pushover* (Dewobroto, 2005).

Untuk itu, kurva *pushover* diubah menjadi kurva bilinear untuk mengestimasi kekakuan lateral efektif bangunan, K_e , dan kuat leleh bangunan, V_y , kekuatan lateral efektif dapat diambil dari kekakuan secant yang dihitung dari gaya geser dasar sebesar 60% dari kuat leleh. Karena kuat leleh diperoleh dari titik potong kekakuan lateral efektif pada kondisi elastis (K_e) dan kondisi in-elastis (αK_e), maka prosesnya dilakukan secara *trial-error*. Selanjutnya waktu getar alami efektif, T_e dihitung sebagai

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Dimana T_i dan K_i adalah perioda alami awal elastis (dalam detik) dan kekakuan awal bangunan pada arah yang ditinjau.

2.7.4 Analisa Riwayat Waktu

Kalkan (2006) mengatakan bahwasanya analisa riwayat waktu terbagi menjadi 2 jenis metode, yaitu:

1. Analisa respon dinamik riwayat waktu linear

Adalah suatu cara analisa untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data maksimum, dimana respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung atau dapat juga dengan metode analisa ragam.

2. Analisa respon dinamik riwayat waktu nonlinear

Adalah suatu cara analisa untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh (linear) maupun elasto-plastis (non linear) terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data maksimum, dimana respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung.

2.7.5 Pembebanan Struktur

Beban kerja pada struktur atau komponen struktur ditetapkan berdasarkan peraturan pembebanan yang berlaku. Berdasarkan PPPURG (1987), beban pada struktur atau komponen struktur dikelompokkan menjadi 5 jenis beban, yaitu:

1. Beban mati, yaitu berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu seperti pipa-pipa, saluran listrik, AC, lampu-lampu, penutup lantai/atap, plafon, dan sebagainya.
2. Beban hidup, yaitu semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari

gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.

3. Beban angin, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.
4. Beban gempa, yaitu semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu.
5. Beban khusus, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang terjadi akibat selisih suhu, pengangkatan dan pemasangan, penurunan pondasi, susut, gaya-gaya tambahan yang berasal dari beban hidup seperti gaya rem yang berasal dari keran, gaya sentrifugal dan gaya dinamis yang berasal dari mesin-mesin, serta pengaruh-pengaruh khusus lainnya.

Kombinasi beban untuk metode ultimit struktur, komponen-komponen struktur dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor.

Faktor reduksi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah orthogonal untuk semua struktur. Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1 sebagai berikut:

- Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C
- Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural
- Desain struktural non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung
- Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2012 yang digunakan
- Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain
- Struktur bagian sistem peredaman
- Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkutnya

Untuk struktur yang dirancang bagi kategori desain seismik D, E, dan F faktor redudansi (ρ) harus sama dengan 1,3; kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana ρ diizinkan diambil sebesar 1.

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau.

Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang permeter penahan gaya yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding struktur harus dihitung sebagai panjang dinding struktur dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat untuk konstruksi rangka ringan.

2.8 Program Ruaumoko

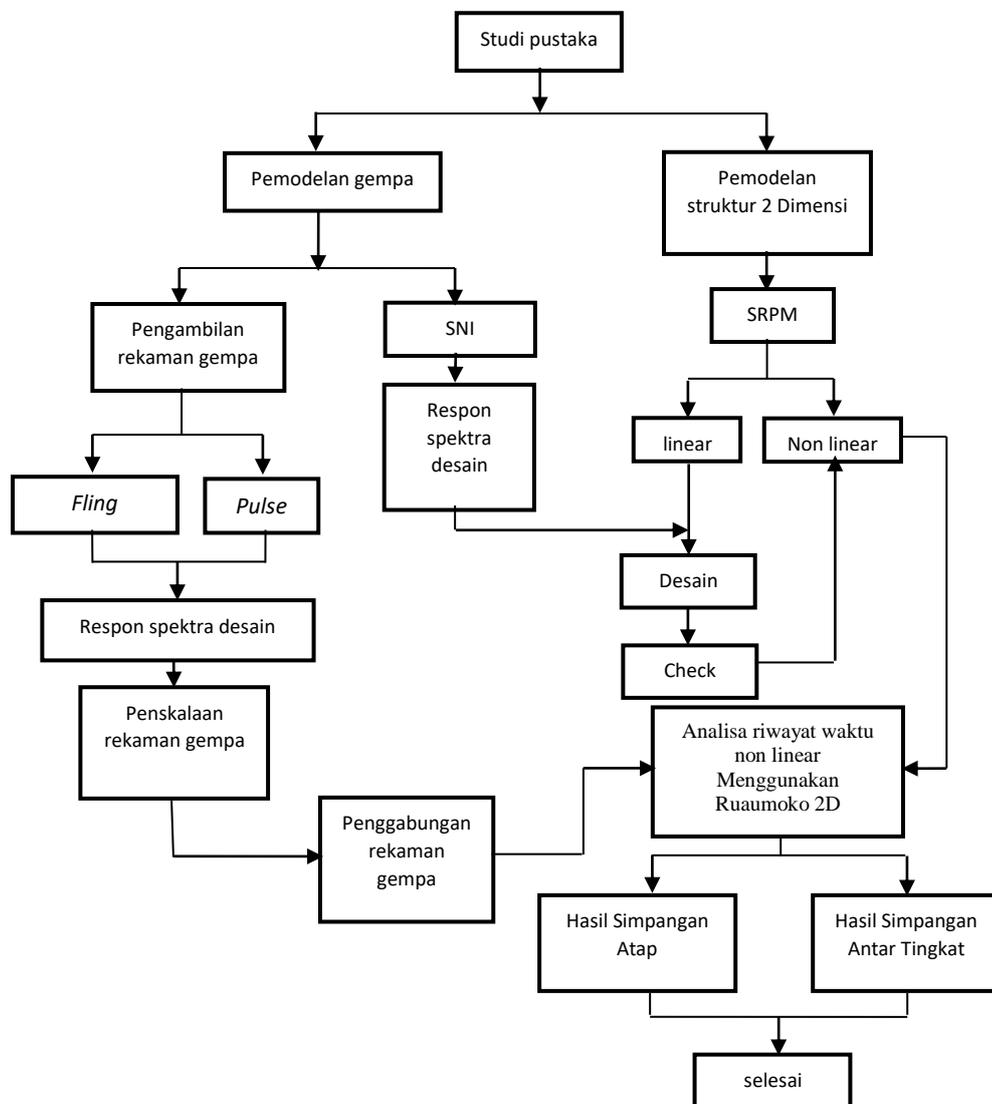
Program Ruaumoko dirancang oleh Prof. Athol J Carr, yang berasal dari University of Canterbury, New Zealand. Program ini dirancang untuk melakukan analisa struktur, seperti bangunan dan/atau jembatan, yang mengalami gempa dan eksitasi dinamis lainnya. Program ini digunakan untuk studi eksitasi gempa termasuk pemodelan sistem *base-isolation*. Program ini juga dapat digunakan untuk menganalisa *pushover*, baik statis maupun dinamis.

BAB 3

METODE PENELITIAN

3.1 Umum

Bab ini berisi tentang pemodelan struktur yang direncanakan. Struktur dianalisis menggunakan 2 *software* bantuan, yaitu Program Analisa Struktur, dan RUAUMOKO2D versi 04. Secara umum, metode penelitian dalam Tugas Akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.

Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan terhadap 1 model dengan sistem rangka pemikul momen khusus pada bagian luar dan sistem rangka pemikul gravitasi pada bagian dalam. Model bangunan tersebut dianalisis secara Linear dan Non-Linear dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan Program Analisa Struktur serta Analisis Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) dengan menggunakan *software* RUAUMOKO versi 04, untuk mendapatkan nilai simpangan antar tingkat (*interstory drift*) dan simpangan atap (*top displacement*) ketika bangunan telah dikenakan gempa tunggal dan gempa berulang. Kemudian nilai simpangan tersebut akan dibandingkan dengan dengan gempa di hasilkan.

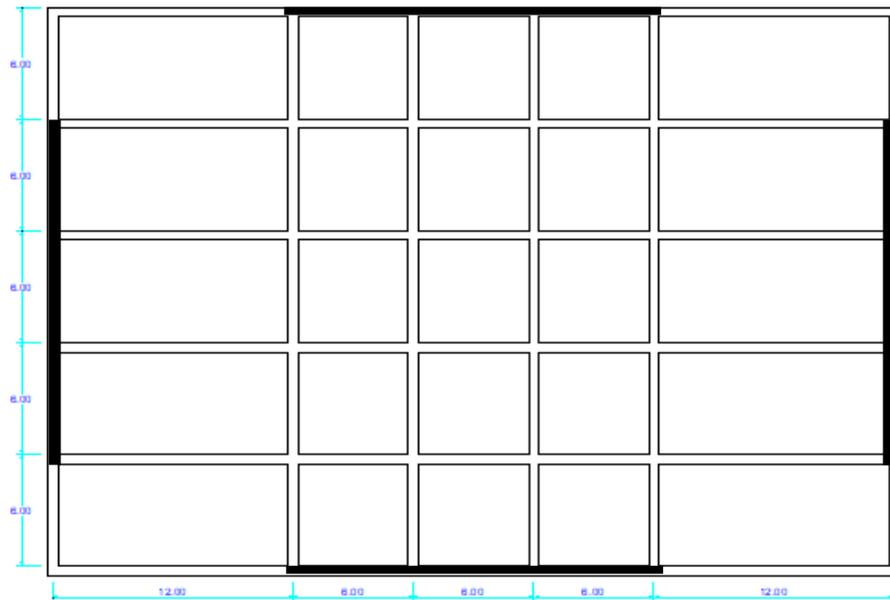
3.2 Pemodelan Struktur

3.2.1 Data Perencanaan Struktur

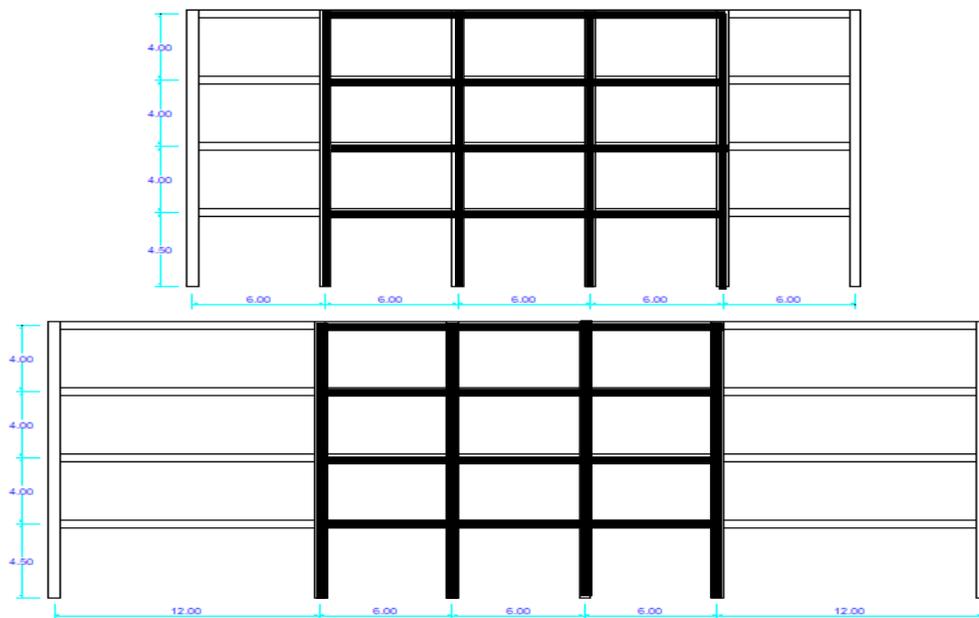
Adapun data perencanaan struktur yang digunakan pada keempat pemodelan dalam Program Analisa Struktur, yaitu:

1. Jenis pemanfaatan gedung perkantoran.
2. Gedung terletak di Banda Aceh.
3. Klasifikasi situs tanah lunak (*SE*).
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
5. Jenis portal struktur gedung adalah struktur baja.
6. Mutu baja yang digunakan adalah ASTM A992
 - Kuat leleh minimum (f_y) : 345 Mpa
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 450 Mpa

Pada tugas akhir ini, direncanakan struktur bangunan dengan material baja dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dan berbentuk simetri. Adapun bentuk pemodelan yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) pada bagian luar dan Sistem Rangka Pemikul Gravitasi pada bagian luar (4 Lantai).



Gambar 3.2: Denah struktur Model



Gambar 3.3: Gambar proyeksi struktur Model lantai 4

3.2.3. Dimensi Kolom-Balok

Bangunan yang direncanakan adalah struktur beraturan, Struktur gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang berbeda. Ukuran balok dan kolom terdapat pada Tabel 3.1

Tabel 3.1 :Komponen Struktural Bangunan

Model Bangunan	Lantai	Kolom Interior (Inchi)	Kolom Eksterior (Inchi)	Balok (Inchi)
Lantai 4	1	W24X103	W24X103	W21X73
	2	W24X103	W24X103	W21X73
	3	W24X62	W24X62	W21X57
	4	W24X62	W24X62	W21X57

3.3. Analisis Struktur

3.3.1. Analisis Dinamik Struktur Linier

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

3.3.1.1. Pembebanan

Berdasarkan Zareian dan Krawinkler (2010) nilai beban gravitasi yang bekerja pada struktur bangunan adalah sebagai berikut :

- Beban Mati = 4,309 KN/m² untuk semua lantai.
- Beban Hidup = 2,394 KN/m² untuk lantai tipikal.
= 0,957 KN/m² pada atap
- Beban Mati Tambahan = 1,197 KN/m² untuk semua lantai.

3.3.1.2. Respon Spektrum Desain

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah lunak yang terletak di Kota Banda Aceh, kemudian dianalisis dengan 4 model yaitu Linier MCE dan DBE serta Non Linier MCE dan DBE.

Data-data respon spektrum linear yaitu

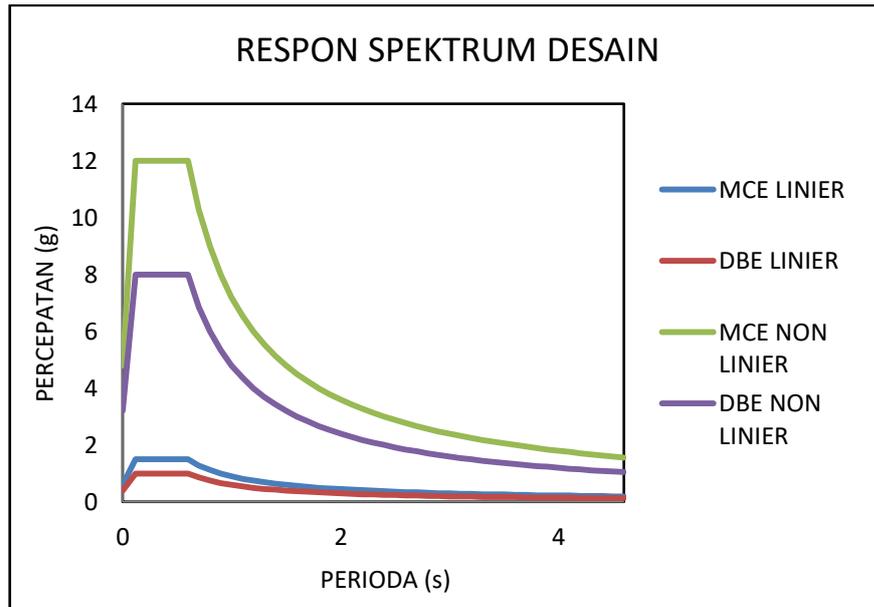
$$PGA = 0.6 \text{ m/s}^2, 0.4 \text{ m/s}^2 \text{ (Linier MCE \& DBE)}$$

$$PGA = 4.8 \text{ m/s}^2, 3.2 \text{ m/s}^2 \text{ (Non Linier MCE \& DBE)}$$

$S_s = 1.5 \text{ g}$ dan $S_l = 0.6 \text{ g}$. Adapun nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai F_a = 1.174
- Nilai F_v = 2.689
- S_{MS} = 1.761
- S_{MI} = 1.6134
- S_{DS} (MCE) = 1.5
- S_{DS} (DBE) = 1
- S_{DI} (MCE) = 0.9
- S_{DI} (DBE) = 0.6
- T_0 = 0.12
- T_s = 0.6
- Nilai S_a = 0.6

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



Gambar 3.4: Respon spektrum desain berdasarkan SNI 1726:2012 Kota Banda Aceh dengan jenis tanah lunak.

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

3.3.1.3. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2012 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa, maka didapatkan untuk Faktor $R=8$ nilai $\rho = 1.3$ yang diperoleh dari kategori desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 1$, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.2 untuk faktor $R=8$.

Tabel 3.2: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.3$, $S_{DS} = 1$.

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 1	1,4	0	0	0
Kombinasi 2	1.2	1.6	0	0
Kombinasi 3	1.248	1	0.39	0
Kombinasi 4	1.151	1	-0.39	0
Kombinasi 5	1.361	1	1.3	0
Kombinasi 6	1.038	1	-1.3	0
Kombinasi 7	0.85	0	0.39	0
Kombinasi 8	0.948	0	-0.39	0
Kombinasi 9	0.738	0	1.3	0
Kombinasi 10	1.0618	0	-1.3	0
Kombinasi Maximum <i>Envelope</i>	Nilai <i>absolute</i> dari seluruh kombinasi			

3.3.2. Analisis Dinamik Struktur Non Linier

3.3.2.1. *Groundmotion Records*

Data rekaman gempa diperoleh dari *website* resmi *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Next Generation Attenuation (NGA)*, *COSMOS Strongmotion Data Center*.

Dalam pengambilan data rekaman gempa melalui PEER NGA, diperlukan data *Station*, *Date*, dan *Magnitude* agar terdapat korelasi antara data gempa yang diambil dari *website* tersebut dengan data gempa dari bangunan yang direncanakan.

Data rekaman gempa yang diambil sebanyak 60 rekaman gempa diantaranya rekaman gempa tanpa *Pulse* (gempa biasa) dengan jarak *epicentral* diatas 20 km diambil sebanyak 20 data rekaman gempa dan rekaman gempa yang mengandung *Pulse* diambil sebanyak 40 rekaman. Untuk tipe tanpa *Pulse* (gempa biasa) dan

untuk tipe *pulse* data rekaman gempa diperoleh dari PEER NGA dan COSMOS seperti terlihat pada Tabel.

Tabel 3.3: Data rekaman gempa berulang.

Nama <i>Groundmotion</i>	Stasiun	Magnitude
Northridge-01, Northridge-06	Cedar Hill	6.7, 5.3
Northwestchina-02, Northwestchina-01	Jiashi	6.1, 5.8
Northwestchina-02, Northwestchina-03	Jiashi	6.1, 5.9
Northwestchina-02, Northwestchina-04	Jiashi	6.1, 5.9
Coalinga-05, Coalinga-07	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.8, 5.2
Coalinga-05, Coalinga-06	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.8, 5.8
Coalinga-05, Coalinga-09	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.8, 5.3
Coalinga-08, Coalinga-09	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.2, 5.3
Umbria Marche, Umbria Marche-01	Nocera Umbra	5.7, 6
Umbria Marche, Umbria Marche (aftershock)	Nocera Umbra	5.7, 5.6
Umbria Marche-01, Umbria Marche (aftershock)	Nocera Umbra	6, 5.6
Livermore-01, Livermore-02	APEEL 3E Hayward CSUH	5.8, 5.42
Mammoth Lakes-01, Mammoth Lakes-03	Convict Creek	6.06, 5.91
Mammoth Lakes-01, Mammoth Lakes-04	Convict Creek	6.06, 5.7
Mammoth Lakes-01, Mammoth Lakes-05	Convict Creek	6.06, 5.7
Mammoth Lakes-01, Mammoth Lakes-06	Convict Creek	6.06, 5.94
Mammoth Lakes-04, Mammoth Lakes-05	Convict Creek	5.7, 5.7
Mammoth Lakes-01, Mammoth Lakes-02	Convict Creek	6.06, 5.69
Coalinga-08, Coalinga-07	Coalinga-14th & Elm (Old CHP)	5.2, 5.2
Kalamata Greece-01, Kalamata Greece-02	Kalamata	6.2, 5.4

Setiap data rekaman gempa terdiri dari 2 data gempa horizontal (arah X dan Y) dan 1 data gempa vertikal (arah Z), namun dalam Tugas Akhir ini data rekaman gempa yang digunakan hanya gempa horizontal arah X, sementara gempa horizontal arah Y tidak digunakan karena bangunan yang direncanakan dalam bentuk 2 dimensi (2D) pada sumbu X dan gempa vertikal arah Z karena dalam analisis karena data relatif sangat kecil (atau dianggap sama dengan 0).

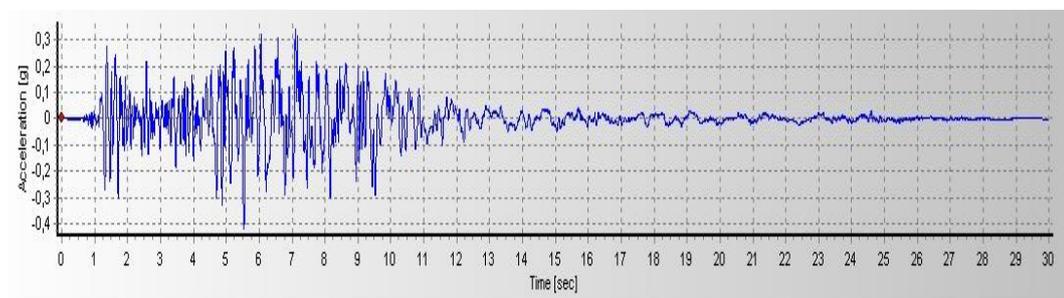
Selanjutnya data rekaman gempa yang diperoleh tersebut diskalakan terhadap respon spektrum desain. Pada proses penskalaan dibutuhkan data respon spektrum desain agar data rekaman gempa original disesuaikan dengan kondisi geologis pada Kota Banda Aceh (tanah lunak). Selain itu, rentang perioda alami (T) juga dibutuhkan dalam proses penskalaan agar hasil skala lebih detail.

Kemudian data rekaman gempa yang telah diskalakan digunakan sebagai *input* pada *software* RUAUMOKO versi 04. untuk Analisis Dinamik Non Linier Inelastis dengan Metode Analisa Riwayat Waktu.

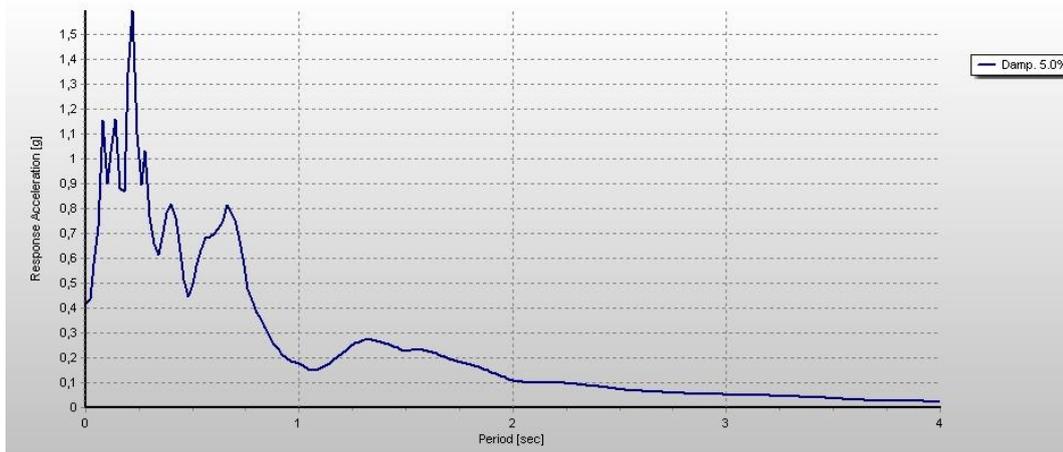
3.3.2.2. Analisis Respon Riwayat Waktu

Analisis ini merupakan tahap evaluasi yang dijadikan sebagai perbandingan terhadap analisis linear sebelumnya, sehingga tidak perlu seluruhnya memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2012. Karena model yang digunakan merupakan model yang seluruhnya telah memenuhi syarat-syarat SNI 1726:2012 pada analisis linier sebelumnya yaitu dengan Metode Respon Spektrum. Pada Metode Respon Riwayat Waktu ini dianalisis secara dua dimensi. Alat bantu *software* yang digunakan adalah RUAUMOKO2D versi 04. Sebelum dianalisis dengan RUAUMOKO2D terdapat beberapa tahapan sebagai berikut :

- a. Pengambilan rekaman gempa dari PEER NGA dan COSMOS. Daerah- daerah rekaman yang diambil tertera pada tabel 3.3.
- b. Mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan *software* *Seismosignal*. Hal ini dilakukan untuk memudahkan proses penskalaan.

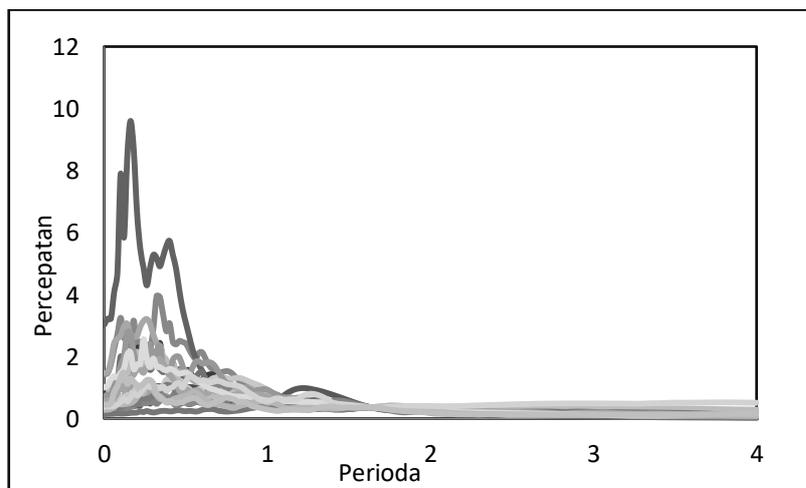


Gambar 3.5: Rekaman gempa Mammoth Lakes California sebelum diubah menjadi respon spektrum



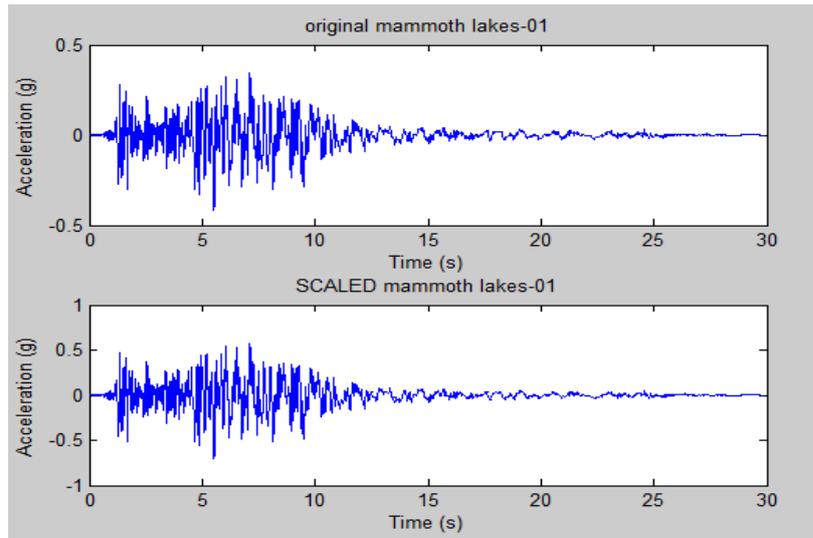
Gambar 3.6: Rekaman gempa Mammoth Lakes California setelah diubah menjadi respon spektrum

c. Mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan *software Seismosignal*. Hal ini dilakukan untuk memudahkan proses penskalaan.

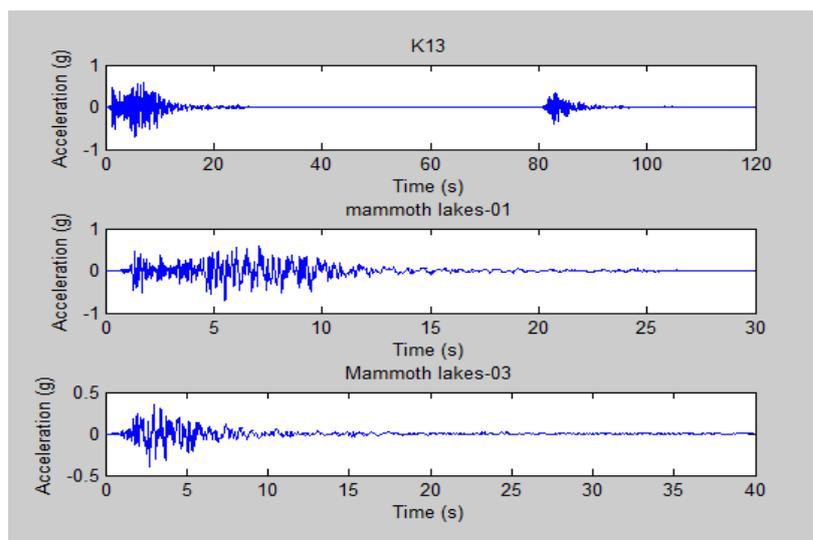


Gambar 3.7: Respon spektrum dengan 20 daerah gempa setelah diskalakan terhadap respon spektrum di Indonesia (Banda Aceh).

d. Menskalakan rekaman gempa dengan menggunakan *software MATLAB*, rekaman gempa akan dijadikan gempa tunggal dan gempa berulang.



Gambar 3.8: Rekaman gempa Mammoth Lakes California sebelum (gambar atas) dan setelah diskalakan (gambar bawah), ini merupakan gempa tunggal.



Gambar 3.9: Rekaman gempa Mammoth Lakes-01 California dan Mammoth Lakes-03 California setelah digabungkan, ini merupakan gempa berulang.

Data- data rekaman yang telah diskalakan dan digabungkan dengan MATLAB akan digunakan sebagai input data pada analisis menggunakan RUAUMOKO2D.

Adapun data-data yang dibutuhkan dalam analisis respon riwayat waktu nonlinier menggunakan *software* RUAUMOKO2D versi 04 antara lain:

- I : Momen inersia penampang
- E : Modulus elastisitas penampang
- M_y : Momen leleh
- M_c : Momen puncak
- K_o : Kekakuan rotasi elastis
- θ_p : Koefisien rotasi plastis
- θ_y : Koefisien rotasi leleh
- θ_c : Koefisien rotasi kapasitas plastis
- θ_{pc} : Koefisien rotasi *post-capping*
- θ_u : Koefisien rotasi ultimit
- $\mu\theta_c$: Daktilitas rotasi kapasitas plastis
- r : Rasio kekakuan *post-yield*

3.3.2.3 Momen leleh (M_y)

Berdasarkan Metode FEMA, momen leleh yang digunakan sebagai *input* analisis nonlinear pada program RUAUMOKO2D versi 04 adalah momen maksimum pada analisis linier respon riwayat waktu menggunakan Program Analisa Struktur. Nilai tersebut sebelumnya diambil dari Program Analisa Struktur dan disesuaikan dengan sistem bangunan yang direncanakan. Pengambilan momen leleh diambil setelah menyesuaikan kurva kapasitas pada analisa beban dorong (*push over*), Dimana untuk melihat perilaku dari struktur yang direncanakan.

3.3.3.3. Kapasitas Rotasi (θ_p)

- Kapasitas rotasi plastis (θ_p)

Menurut Zareian dan Krawinkler (2009), terdapat 3 kategori kapasitas rotasi plastis yaitu rendah, sedang, dan tinggi. Dalam tugas akhir ini nilai θ_p yang digunakan adalah kapasitas rendah yaitu 0,04.

- Rotasi pasca-puncak (θ_{pc})

Pada pemodelan nonlinear ini memilih $\theta_{pc} = 0,06$ berdasarkan rata-rata Zareian dan studi Krawinkler (2009), sedangkan $M_c/M_y = 1,13$ berdasarkan nilai rata-rata Haselton, dkk., (2007).

3.3.3.4. Rotasi Leleh (θ_y)

Rotasi pada saat leleh digunakan untuk mendapatkan nilai daktilitas yang dibutuhkan sebagai *input* dalam *software* RUAUMOKO2D versi 04. Nilai rotasi sendi plastis tersebut dihitung berdasarkan Pers. 2.6 dan dihitung untuk semua *frame* (balok-kolom) pada struktur gedung yang direncanakan. Nilai θ_y untuk semua *frame* dapat dilihat pada pembahasan selanjutnya.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Hasil Model Linier Dan Non Linier

Pada Bab ini akan membahas beberapa hasil analisa linier dan non linier oleh Program Analisa Struktur diantaranya, perioda getar, nilai simpangan dan gaya-gaya dalam struktur gedung, berdasarkan model dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Semua *input* pembebanan serta kombinasi, zona gempa dan konfigurasi bangunan adalah sama. Serta perbandingan metode analisa pada tiap pemodelan, yaitu analisa respon spektrum ragam dan analisa respon riwayat waktu.

4.2. Hasil Analisa Linier

4.2.1. Respon Spektrum Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2012, analisa harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisa harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau oleh model. persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Syarat : $SRSS > 15\%$, $CQC < 15\%$

Analisa menggunakan metode *CQC* (*Complete Quadratic Combination*), hasil persentase perioda rata-rata yang didapat lebih kecil dari 15% dan *SRSS* (*Square Root of the Sum of Square*) lebih besar dari 15%. Pada hasil analisa diperoleh hasil model 4 lantai didapat 12 mode dan hasil persentase nilai perioda lebih banyak dibawah 15 %.

Untuk perhitungan tertera pada lampiran A3.

4.2.2. Koreksi Gempa Dasar Nominal

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

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} \geq 1 \quad (4.1)$$

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Tabel 4.1: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekuivalen (V_1) dan Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum *output* Program Analisa Struktur V_t .

Struktur	Arah Gempa	V_1 (KN)	V_t (KN)
Lantai 4	Gempa X	3289,28	2876,54

Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726:2012, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1.

$$\text{Syarat} \quad : 0,85 \frac{V_1}{V_t} \leq 1$$

Untuk perhitungan tertera pada Lampiran A5.

4.2.3. Koreksi Faktor Redundansi

Nilai gaya geser dengan redundansi 1 per lantainya harus dikoreksi dengan 35 persen gaya geser dasar dengan redundansi 1. Jika persyaratan tersebut tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1 harus diganti dengan redundansi 1,3. Dari hasil koreksi untuk setiap gaya geser diperoleh beberapa lantai yang tidak memenuhi syarat 35 persen gaya geser dasar. Untuk perhitungan terdapat pada lampiran A6.

4.2.4. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

Nilai V_1 dan gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum (V_t) dapat dilihat pada Tabel 4.1. Kontrol Koreksi skala simpangan antar tingkat, yaitu:

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

Berdasarkan Tabel 4.2 nilai V_t sb. x diperoleh :

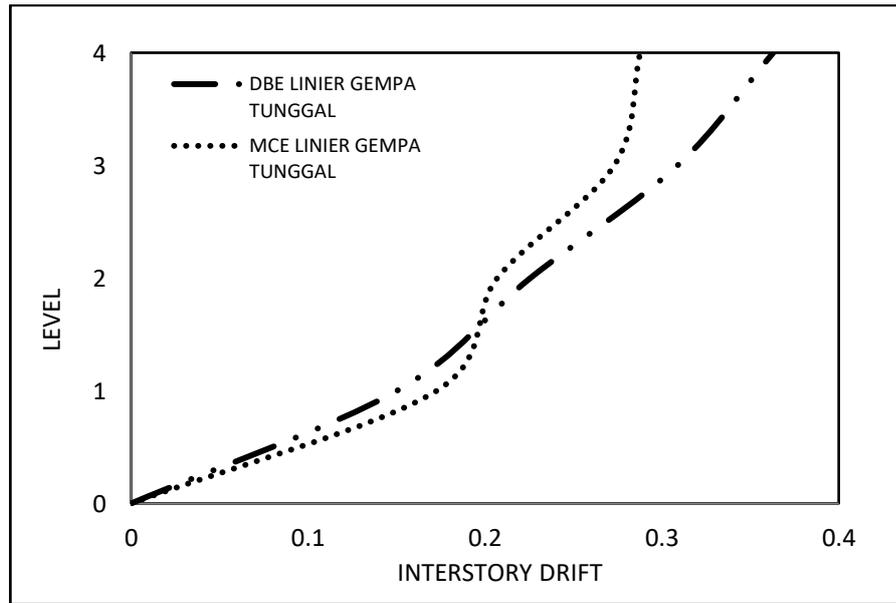
Struktur	Arah Gempa	V_t (KN)	$0,85 C_s W$	Cek
Lantai 4	Gempa X	2876,54	2795,89	Oke

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

4.2.5. Nilai Simpangan Gedung

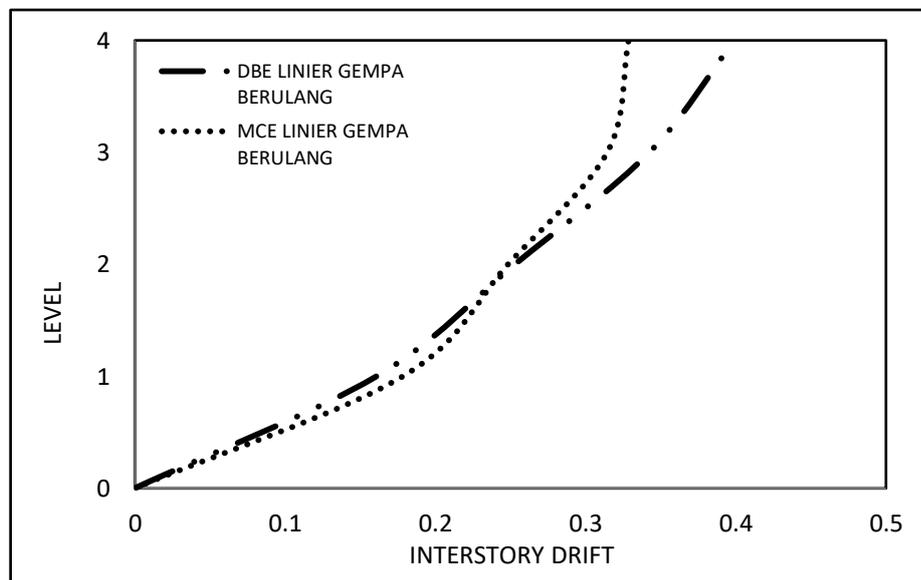
Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai yang diizinkan yaitu 0,02 dikali tinggi lantai, nilai simpangan tidak boleh melebihi ketentuan tersebut. Pada hasil yang diperoleh, nilai simpangan antar lantai tidak melebihi batas izin atau memenuhi syarat. Untuk hasil perhitungan terdapat pada lampiran A7.

Berdasarkan analisa menggunakan aplikasi Ruaumoko 2D didapatkan nilai simpangan antar lantai dan simpangan atap berdasarkan dari *groundmotion* yang diskalakan berdasarkan respon spektrum wilayah Indonesia. Pada gambar 4.1 sampai dengan gambar 4.4 menunjukkan beberapa grafik *interstory drift* dengan perbedaan skala respon gempa yang diberikan. Pada grafik *interstory drift* diambil nilai rata-rata tiap *groundmotion*.



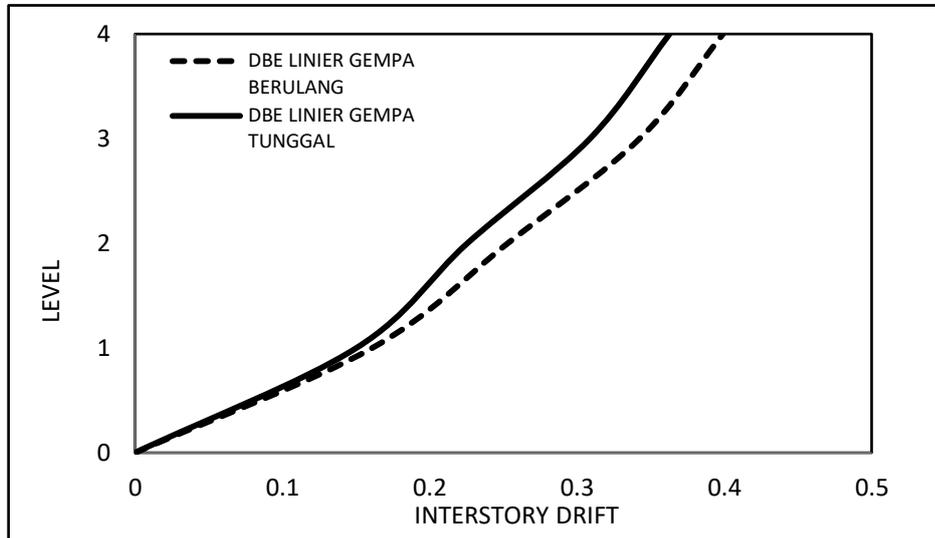
Gambar 4.1: Nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa tunggal dengan perbedaan nilai penskalaan *groundmotion*.

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa pada penskalaan MCE nilai *interstory drift* lebih besar pada level rendah dan pada level tinggi penskalaan DBE lebih dominan dibandingkan penskalaan MCE.



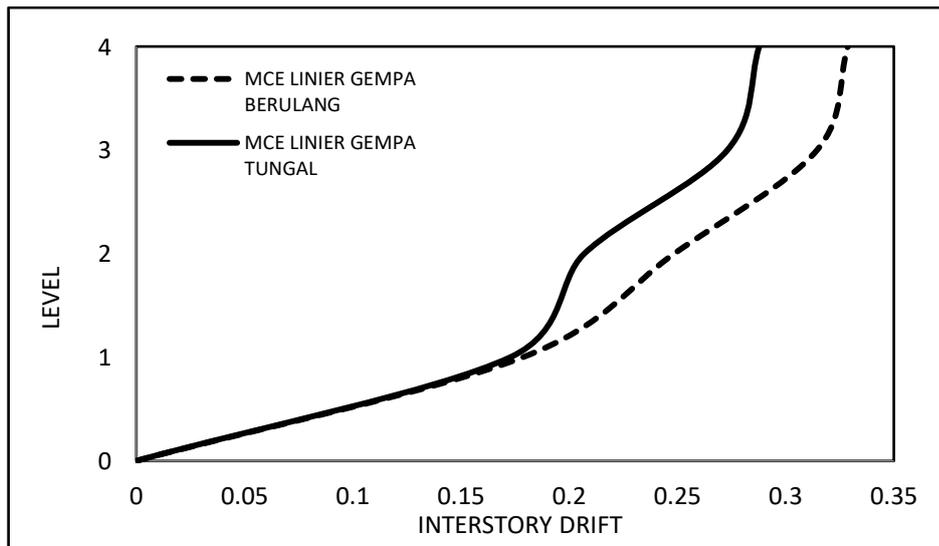
Gambar 4.2: Nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa berulang dengan perbedaan nilai penskalaan *groundmotion*.

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa pada penskalaan MCE nilai *interstory drift* akibat dari gempa berulang lebih besar pada level rendah dan pada level tinggi penskalaan DBE lebih dominan dibandingkan penskalaan MCE.



Gambar 4.3: Perbandingan nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa tunggal dan gempa berulang dengan nilai penskalaan DBE terhadap *groundmotion*.

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa nilai *interstory drift* dengan penskalaan DBE yang diakibatkan oleh gempa berulang lebih besar dibandingkan dengan nilai *interstory drift* yang diakibatkan oleh gempa tunggal.



Gambar 4.4: Perbandingan nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa tunggal dan gempa berulang dengan nilai penskalaan MCE terhadap *groundmotion*.

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa nilai *interstory drift* dengan penskalaan MCE yang diakibatkan oleh gempa berulang lebih besar dibandingkan dengan nilai *interstory drift* yang diakibatkan oleh gempa tunggal.

4.2.6. Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya. Pada hasil kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x untuk semua model, diperoleh nilai persentase kekakuan diatas batas yang ditentukan atau struktur yang direncanakan tidak mengalami *Soft Story*. Untuk hasil perhitungan terdapat pada lampiran A8.

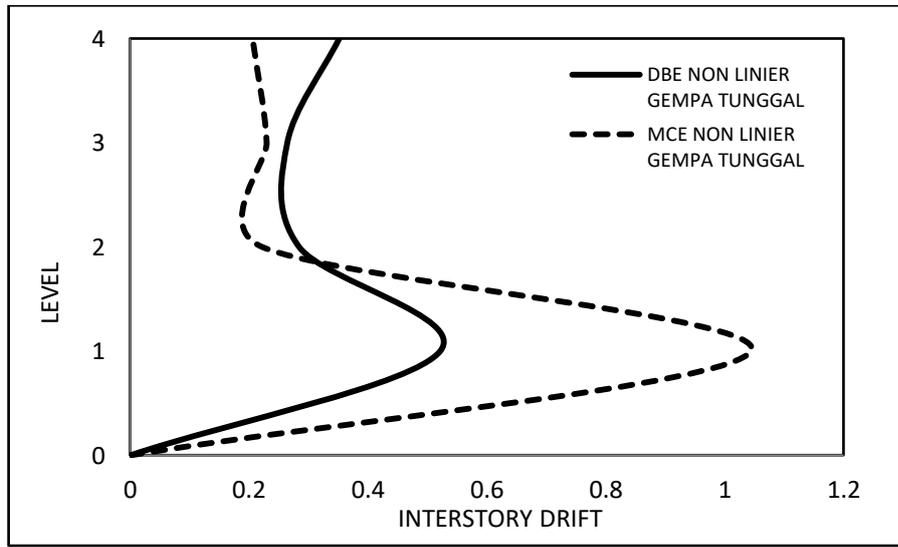
4.2.7. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 1. Pada hasil perhitungan, nilai *stability ratio* dibawah nilai 1 untuk semua model atau dapat dikatakan kontrolnya memenuhi syarat yang ditentukan. Pada dasarnya efek p-delta dapat diabaikan jika syarat *stability ratio* sudah terpenuhi. Untuk hasil perhitungan terdapat pada lampiran A9.

4.3. Hasil Analisa Non Linier

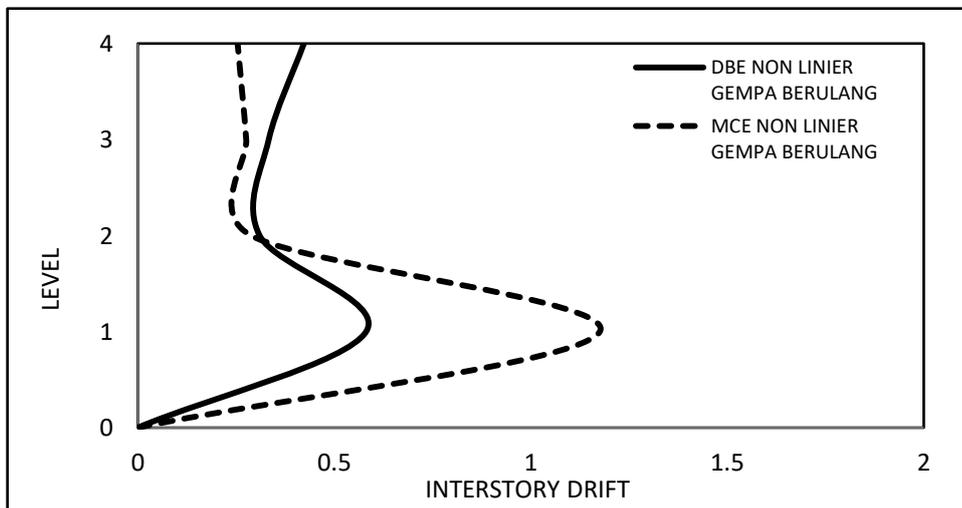
Pada tahap ini merupakan bagian dari evaluasi struktur baja yang telah di desain terhadap beban gempa yang telah direncanakan, dalam hal ini respon struktur akan ditinjau terhadap perbedaan jenis gempa, dan penskalaan rekaman gempa. Jenis gempa yang diberikan pada struktur baja yaitu gempa tunggal dan gempa berulang 2 kali yang dibedakan menjadi 2 jenis penskalaan yaitu DBE dan MCE. Setiap model struktur akan diambil data *interstory drift* dan *top displacement* setelah dianalisis, nilai tersebut dibandingkan terhadap faktor-faktor yang telah disebutkan diatas. Pada gambar 4.5 sampai 4.8 menunjukkan beberapa grafik hasil analisis *interstory drift* dengan perbedaan jenis penskalaan rekaman

gempa. Pada grafik *interstory drift* yang ditampilkan merupakan hasil rata-rata dari beberapa *groundmotion*.



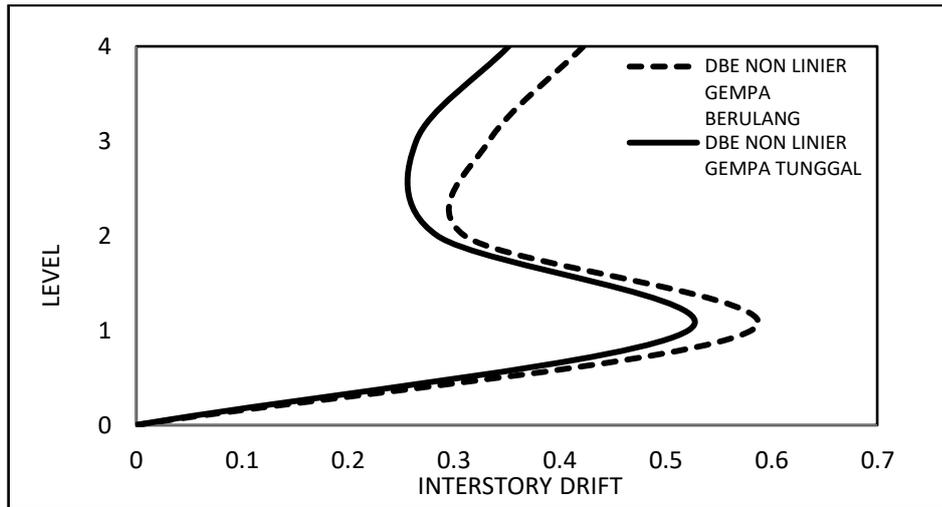
Gambar 4.5: Nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa tunggal dengan perbedaan nilai penskalaan *groundmotion*.

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa pada penskalaan MCE nilai *interstory drift* akibat dari gempa tunggal lebih besar pada level rendah dan pada level tinggi penskalaan DBE lebih dominan dibandingkan penskalaan MCE.



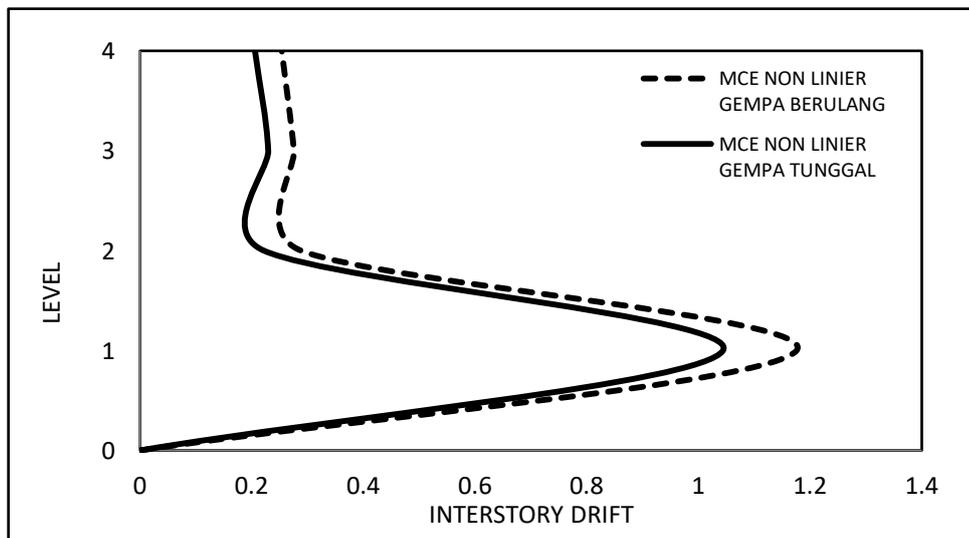
Gambar 4.6: Nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa berulang dengan perbedaan nilai penskalaan *groundmotion*

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa pada penskalaan MCE nilai *interstory drift* akibat dari gempa berulang lebih besar pada level rendah dan pada level tinggi penskalaan DBE lebih dominan dibandingkan penskalaan MCE.



Gambar 4.7: Perbandingan nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa tunggal dan gempa berulang dengan nilai penskalaan DBE terhadap *groundmotion*.

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa nilai *interstory drift* dengan penskalaan DBE yang diakibatkan oleh gempa berulang lebih besar dibandingkan dengan nilai *interstory drift* yang diakibatkan oleh gempa tunggal.



Gambar 4.8: Perbandingan nilai rata-rata *interstory drift* untuk struktur SRPM baja lantai 4 terhadap gempa tunggal dan gempa berulang dengan nilai penskalaan DBE terhadap *groundmotion*.

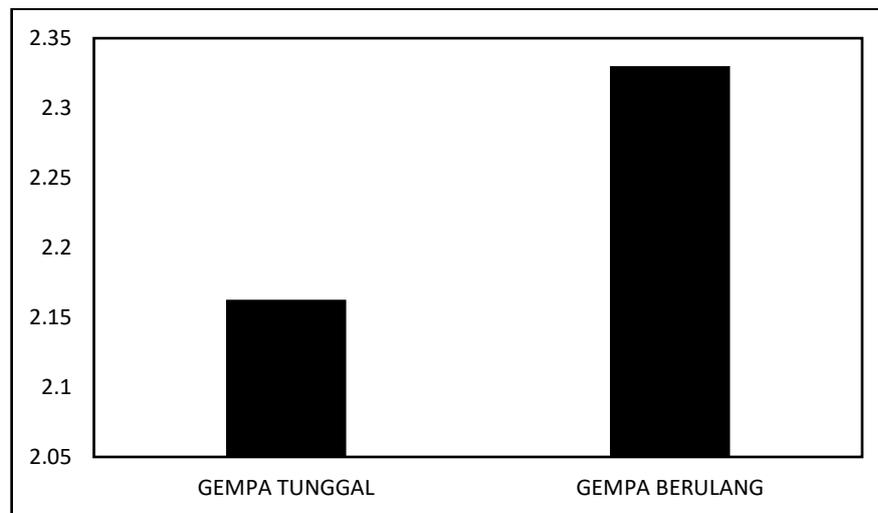
Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa nilai *interstory drift* dengan penskalaan MCE yang diakibatkan oleh gempa berulang lebih besar dibandingkan dengan nilai *interstory drift* yang diakibatkan oleh gempa tunggal.

Tabel 4.3: Nilai perbandingan *interstory drift* untuk masing- masing model penskalaan *groundmotion*.

Model	T(s)	Tunggal	Berulang 2 kali
DBE linier	1,35	100%	110,33%
MCE linier	1,35	100%	113,79%
DBE non linier	1,35	100%	115,81%
MCE non linier	1,35	100%	117,2%

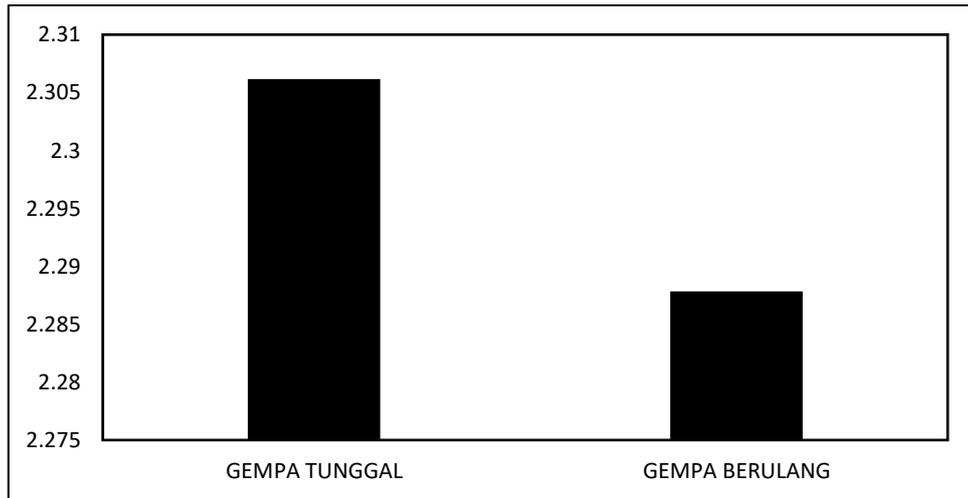
Pada tabel 4.3 terdapat beberapa nilai perbandingan *interstory drift* untuk kedua jenis gempa dalam setiap penskalaannya. Besarnya kenaikan yang terjadi dapat dilihat dengan nilai gempa tunggal sebagai acuan (100%), dalam tabel tersebut nilai *interstory drift* penskalaan DBE linier < penskalaan MCE linier < penskalaan DBE non linier < penskalaan MCE non linier untuk setiap gempa yang dimodelkan terhadap struktur.

4.4. Hasil Analisa Simpangan Inelastic



Gambar 4.9: Perbandingan nilai rasio simpangan inelastic berdasarkan nilai penskalaan DBE linier dan DBE non linier.

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa berdasarkan diagram batang hasil analisis simpangan inelastik bahwa rasio simpangan akibat dari gempa tunggal penskalaan DBE lebih kecil dibandingkan dengan gempa berulang penskalaan DBE.



Gambar 4.10: Perbandingan nilai rasio simpangan inelastic berdasarkan nilai penskalaan MCE linier dan MCE non linier.

Pada gambar diatas dapat dilihat bahwa berdasarkan diagram batang hasil analisis simpangan inelastic bahwa rasio simpangan akibat dari gempa tunggal penskalaan MCE lebih besar dibandingkan dengan gempa berulang penskalaan MCE.

Tabel 4.4: Nilai perbandingan *top displacement* untuk masing- masing model penskalaan *groundmotion*.

Model	T(s)	Tunggal	Berulang 2 kali
DBE linier	1,35	100%	123,68
MCE linier	1,35	100%	123,69
DBE non linier	1,35	100%	133,24
MCE non linier	1,35	100%	122,71

Pada tabel 4.4 terdapat beberapa nilai perbandingan *top displacement* untuk kedua jenis gempa dalam setiap penskalaannya. Besarnya kenaikan yang terjadi dapat dilihat dengan nilai gempa tunggal sebagai acuan (100%), dalam tabel tersebut nilai *interstory drift* penskalaan MCE non linier < penskalaan DBE linier < penskalaan MCE linier < penskalaan DBE non linier untuk setiap gempa yang dimodelkan terhadap struktur.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis linear dan non linear yaitu pembahasan mengenai perbandingan simpangan antar tingkat dan simpangan atap sistem rangka pemikul momen (SRPM) terhadap getaran gempa tunggal dan berulang, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil analisa pada struktur terhadap rekaman gempa tunggal dan gempa berulang berdasarkan penskalaan DBE linier, MCE linier, DBE non linier dan MCE non linier didapati bahwa nilai simpangan antar tingkat terbesar pada penskalaan rekaman gempa DBE linier dan MCE linier berada pada lantai 4. Sedangkan pada penskalaan DBE non linier dan MCE non linier nilai simpangan antar tingkat terbesar berada pada lantai rendah.
2. Pada hasil analisa pada struktur terhadap rekaman gempa tunggal dan gempa berulang berdasarkan penskalaan DBE linier, MCE linier, DBE non linier dan MCE non linier didapati bahwa nilai *top displacement* diplot menjadi diagram analisis simpangan inelastic dimana pada diagram tersebut menunjukkan bahwa rasio dari penskalaan rekaman gempa berdasarkan DBE gempa tunggal lebih kecil dibandingkan dengan rasio gempa berulang dan untuk penskalaan rekaman gempa berdasarkan MCE untuk gempa tunggal lebih besar dibandingkan dengan gempa berulang yang didapatkan dari nilai rata-rata simpangan atap yang dimodelkan terhadap 20 rekaman gempa tunggal dan 20 rekaman gempa berulang.

5.2. Saran

1. Dalam Tugas Akhir ini, dimensi balok kolom yang ekonomis diabaikan. Disarankan untuk penganalisaan selanjutnya komponen tersebut direncanakan agar data yang dihasilkan lebih akurat dan sesuai data kondisi yang ada dilapangan.
2. Dalam Tugas Akhir ini, jika terdapat hasil yang kurang sesuai pada analisa linier dan non linier diharapkan agar dapat diskusi dengan penulis. Apabila nilai yang didapatkan jauh dari hasil yang ada.
3. Diharapkan tugas akhir ini dapat diteruskan atau dievaluasi kembali dalam rangka mendapatkan hasil yang optimal dan dapat dilakukan perbandingan terhadap hasil yang ada.

DAFTAR PUSTAKA

- Abdollahzadeh, G., Mohammadgholipour, A., & Omranian, E. (2018). Seismic evaluation of steel moment frames under Mainshock–aftershock sequence designed by elastic design and PBPD methods. *Journal of Earthquake Engineering*, 1-24.
- Amiri, S., & Bojórquez, E. (2019). Residual displacement ratios of structures under mainshock-aftershock sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121, 179-193.
- ANSI, A. (2005). AISC 358–05 prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications. *American Institute of Steel Construction Inc., Chicago*.
- ANSI, A. (2012). AISC Seismic Design Manual. *American Institute of Steel Construction Inc., Chicago*.
- Badan Standarisasi Nasional (2012) Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Bhagat, S., Wijeyewickrema, A. C., & Subedi, N. (2018). Influence of Near-Fault Ground Motions with Fling-Step and Forward-Directivity Characteristics on Seismic Response of Base-Isolated Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 1-20.
- Budiono, B. dan Supriatna, L (2011) Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726:2002 dan SNI 1726:2012. Bandung: ITB.
- Di Trapani, F., & Malavisi, M. (2019). Seismic fragility assessment of infilled frames subject to mainshock/aftershock sequences using a double incremental dynamic analysis approach. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(1), 211-235.
- Departemen Pekerjaan Umum (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- Dewobroto, W. (2005). Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover. *Universitas Pelita Harapan*.
- Dewobroto, W. (2016). Struktur Baja Perilaku, Analisis & Desain–AISC 2010 Edisi ke-2. *Tangerang: Penerbit Jurusan Teknik Sipil UPH*.

- Eftekhari, G., & Nouri, G. (2018). Seismic Performance Assessment of High-Rise Buildings with Different Lateral Load Resisting Systems Under Near-Field Earthquakes with Fling Step. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 42(4), 361-370.
- Elkady, A., & Lignos, D. G. (2015). Effect of gravity framing on the overstrength and collapse capacity of steel frame buildings with perimeter special moment frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(8), 1289-1307.
- Faisal, A., Denny, M. H., & Johannes, T. (2015). Pengaruh getaran gempa yang mengandung efek *pulse* dan tanpa mengandung *pulse* pada struktur tidak simetris sebidang. *Jurnal Dosen Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*.
- Faisal, A. (2019). PERILAKU NONLINEAR STRUKTUR GEDUNG BAJA DENGAN BENTUK DENAH L, T DAN U AKIBAT GEMPA. *PROGRESS IN CIVIL ENGINEERING JOURNAL*, 1(1), 63-73.
- Faisal, A., Majid, T. A., & Hatzigeorgiou, G. D. (2013). Investigation of story ductility demands of inelastic concrete frames subjected to repeated earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 44, 42-53.
- Flores, F. X., Charney, F. A., & Lopez-Garcia, D. (2014). Influence of the gravity framing system on the collapse performance of special steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 101, 351-362.
- Goda, K., & Taylor, C. A. (2012). Effects of aftershocks on peak ductility demand due to strong ground motion records from shallow crustal earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(15), 2311-2330.
- <http://peer.berkeley.edu>.
- <http://puskim.pu.go.id>.
- <http://strongmotioncenter.org>.
- Kalkan, E., dan Kunnath, K. (2006). Effects of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings. *Earthquake Spectra*, 22(2), 367–390.
- Khatami, M., Gerami, M., Kheyroddin, A., & Siahpolo, N. (2020). The effect of the mainshock–aftershock on the estimation of the separation gap of regular and irregular adjacent structures with the soft story. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 14(02), 2050008.
- Mazza, F., & Vulcano, A. (2014). Design of hysteretic damped braces to improve the seismic performance of steel and rc framed structures. *Ingegneria Sismica*, 31(1), 5-16.
- Pawirodikromo, W., (2012), *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*, Pustaka Pelajar., Yogyakarta.

- Ruiz-García, J., & Aguilar, J. D. (2017). Influence of modeling assumptions and aftershock hazard level in the seismic response of post-mainshock steel framed buildings. *Engineering Structures*, 140, 437-446.
- Sharif, V., & Behnamfar, F. (2012). Evaluating the effects of near-field earthquakes on the behavior of moment resisting frames. *Computational Methods in Civil Engineering*, 3(2), 79-91.
- Siswanto, B., & Salim, M., (2018), *Rekayasa Gempa*, K-Media, Yogyakarta.
- Song, R., Li, Y., & Van de Lindt, J. W. (2016). Loss estimation of steel buildings to earthquake mainshock–aftershock sequences. *Structural safety*, 61, 1-11.
- Wen, W., Ji, D., & Zhai, C. (2020). Cumulative Damage of Structures under the Mainshock-aftershock Sequences in the Near-fault Region. *Journal of Earthquake Engineering*, 1-15.
- White, R. N., & Salmon, C. G. (1987). *Building structural design handbook*. Wiley-Interscience.
- Zareian, F., Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2010). Evaluation of seismic collapse performance of steel special moment resisting frames using FEMA P695 (ATC-63) methodology. In *Structures Congress 2010* (pp. 1275-1286).

LAMPIRAN

A.1. Perhitungan Pembebanan Struktur

Dalam Tugas Akhir ini, jenis pembebanan yang digunakan adalah beban gravitasi. Adapun beban gravitasi yang bekerja pada struktur tersebut adalah:

- Beban mati = 90 psf = 4,309 KN/m²
- Beban hidup
 - Pada lantai tipikal = 50 psf = 2,394 KN/m²
 - Pada atap = 20 psf = 0,957 KN/m²
- Beban mati tambahan = 25 psf = 1,197 KN/m²

A.2. Syarat Periode Struktur

Penentuan periode yang akan digunakan untuk perhitungan gaya geser dasar dan gaya lateral statik ekuivalen adalah berdasarkan SNI 1726:2012.

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 4,5 m
- Tinggi lantai tipikal : 4 m
- Hn : 16,5 m
- Cu : 1,5
- Ct : 0.0724
- x : 0,8

Tabel L.1: Kontrol periode getar alami struktur Model 1

SYARAT PERIODA					
Arah	$T_{a_{min}}$ ($C_t \times h_n^x$)	$T_{a_{max}}$ ($C_u \times T_{a_{min}}$)	$T_{sap2000}$	$T_{dipakai}$	KONTROL
X	0,9025	1,3538	1,6338	1,3538	OK

Berdasarkan Tabel L.1, periode alami struktur yang digunakan adalah batas periode maksimum yaitu 0,64 karena nilai periode pada Program Analisa Struktur lebih besar dari batas maksimum pada model tersebut.

A.3. Modal Participating Mass Ratios

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

<i>Modal Participating Mass Ratios</i>				
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	UX	Sum UX
Modal	1	1,633858	0,82008	0,82008
Modal	2	0,527713	0,12741	0,94749
Modal	3	0,288361	0,03442	0,98191
Modal	4	0,200648	0,00	0,98191
Modal	5	0,191159	0,00115	0,98307
Modal	6	0,190829	0,01691	0,99998
Modal	7	0,14183	0,00	0,99998
Modal	8	0,141465	1,23E-07	0,99998
Modal	9	0,105218	0,00	0,99998
Modal	10	0,100106	0,00	0,99998
Modal	11	0,091562	0,00	0,99998
Modal	12	0,083336	1,13E-19	0,99998

Tabel L.3: Hasil selisih persentase nilai perioda

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	67,09	Not ok	Ok
T2-T3	46,37	Not ok	Ok
T3-T4	30,41	Not ok	Ok
T4-T5	4,73	Ok	Not ok
T5-T6	0,17	Ok	Not ok
T6-T7	25,68	Not ok	Ok
T7-T8	0,26	Ok	Not ok
T8-T9	25,62	Not ok	Ok
T9-T10	4,86	Ok	Not ok
T10-T12	8,53	Ok	Not ok
T11-T12	8,98	Ok	Not ok

A.4. Berat Sendiri Struktur

Tabel L.5: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur.

<i>Story</i>	<i>Self weight</i> (KN)
4	2492,94
3	2500,17
2	2513,56
1	2519,87
TOTAL	10026,54

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa berat total struktur untuk tersebut adalah 10026,54 KN.

A.5. Perhitungan Gaya Geser Dasar dan Gaya Lateral Statik Ekivalen

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

❖ Untuk faktor R=8, Data struktur:

- S_{D1} : 0,2
- S_{DS} : 0,5
- R : 8,00
- I_e : 1,00
- S_1 : 0,642

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,5}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,0625 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Minimum} &= \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,642}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,0401 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,2}{1,3538 \left(\frac{8,0}{1,0}\right)} = 0,01846 \end{aligned}$$

Tabel L.5: Nilai Cs yang digunakan untuk Model 1 (R=8).

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,0625	0,01846	0,0401	0,01846

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

Maka gaya geser dasar struktur gedung adalah

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,01846 \times 178125,46$$

$$V = 3289,28 \text{ KN}$$

✓ Penentuan nilai k

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

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

Nilai perioda struktur adalah 0,64 detik, maka dengan interpolasi linear nilai k adalah 1,07.

Tabel L.6: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 1 ($R=8$).

Lantai	Berat Seismik (W_x)	Tinggi Lantai (hx)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	<i>Story Shear</i> (F_x)
4	2522,008	16,5	74483,92	1375,43	1375,43
3	2579,852	12,5	54487,594	1006,17	2381,6
2	2542,6275	8,5	33706,37	622,42	3004,02
1	2511,8675	4,5	15447,58	285,26	3289,28
TOTAL			178125,46		

Berdasarkan Tabel L.6, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk struktur tersebut adalah 3289,28 KN.

A.6. Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear*

Tabel L.7: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor R=8.

<i>Story</i>	V _x	35% V _x <i>base shear</i>	Kontrol
4	1375,43	78,50	Oke
3	2381,6	78,50	Oke
2	3004,02	78,50	Oke
1	3289,28	78,50	Oke
<i>Base</i>	0	0	Oke

A.7. Nilai Simpangan Gedung

Tabel L.8: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R=8.

Tinggi gedung (hi)	Lantai gedung	Simpangan (δ_{xe} - m)	Simpangan antar tingkat (($\delta \cdot C_d$)/Ie))	Syarat (Δa) 0.02*hi	Cek (Sb.X,Y) Story drift < Δa
		X	X		X
16,5	4	0,01048117	0,037963503	0.08	OK
12,5	3	0,003578715	0,012564134	0.08	OK
8,5	2	0,001294327	0,009427787	0.08	OK
4.5	1	0,00300847	0,016546585	0.09	OK

Berdasarkan Tabel L.7: seluruh simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari Δa (simpangan antar tingkat izin).

A.8. Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Tabel L.9: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x.

ARAH X				
STORY	KEKAKUAN TOTAL	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
4	3533,568905	-	-	-
3	4310,344828	121,98	1436,781609	-
2	6369,426752	147,77	-	-
1	13698,63014	215,07	-	953,42

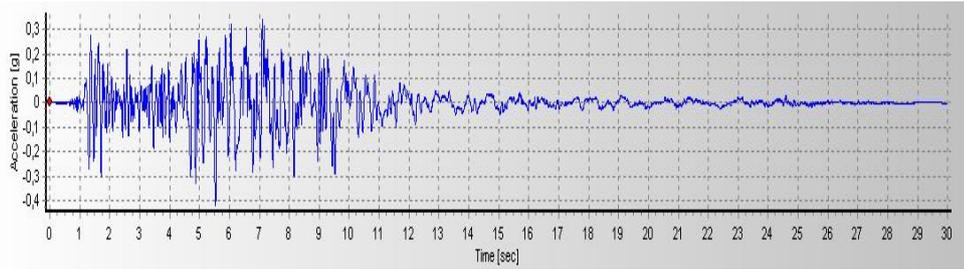
A.9. Pengaruh Efek P-Delta

Tabel L.10: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R=8).

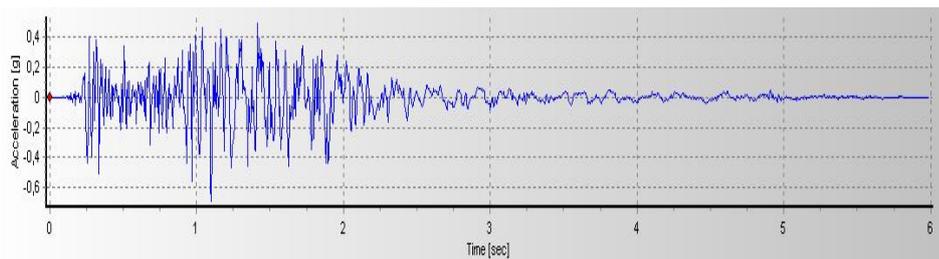
ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	V _u	P _u	I _e	C _d	STABILITY RATIO	CEK < 1
4	16,5	0,038	1375,43	2524,78	1	5.5	0,0317	OK
3	12,5	0,0126	2381,6	5075,44	1	5.5	0,0122	OK
2	8,5	0,0094	3004,02	7626,1	1	5.5	0,0109	OK
1	4,5	0,0165	3289,27	10176,8	1	5.5	0,0233	OK

A.10. *Groundmotion* (Rekaman gempa)

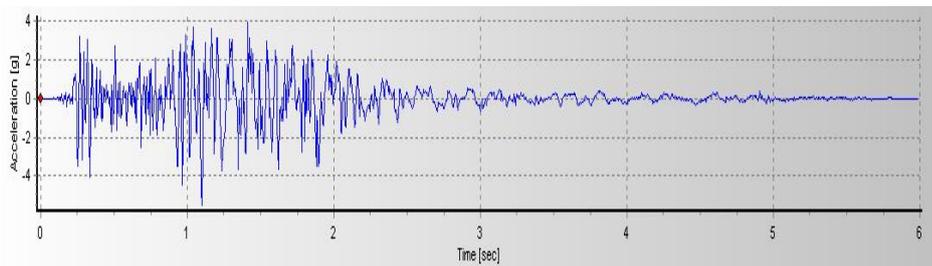
Terdapat dua tipe *groundmotion* yang akan digunakan dalam tugas akhir ini yaitu tipe *groundmotion* tunggal dan *groundmotion* berulang 2 kali yang akan diskalakan berdasarkan penskalaan DBE linier, MCE, DBE non linier dan MCE non linier.



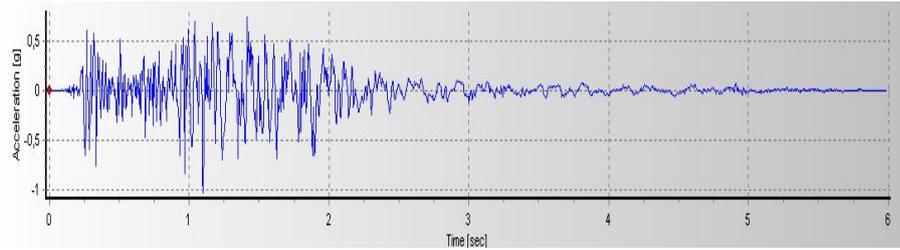
Gambar L.1: Rekaman gempa Mammoth Lakes-01 California sebelum penskalaan.



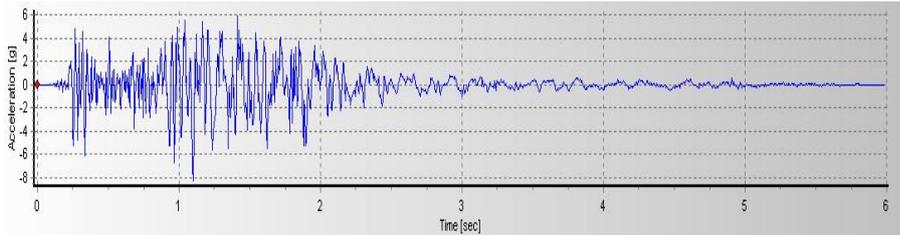
Gambar L.2: Rekaman gempa Mammoth Lakes-01 California sesudah penskalaan DBE linier.



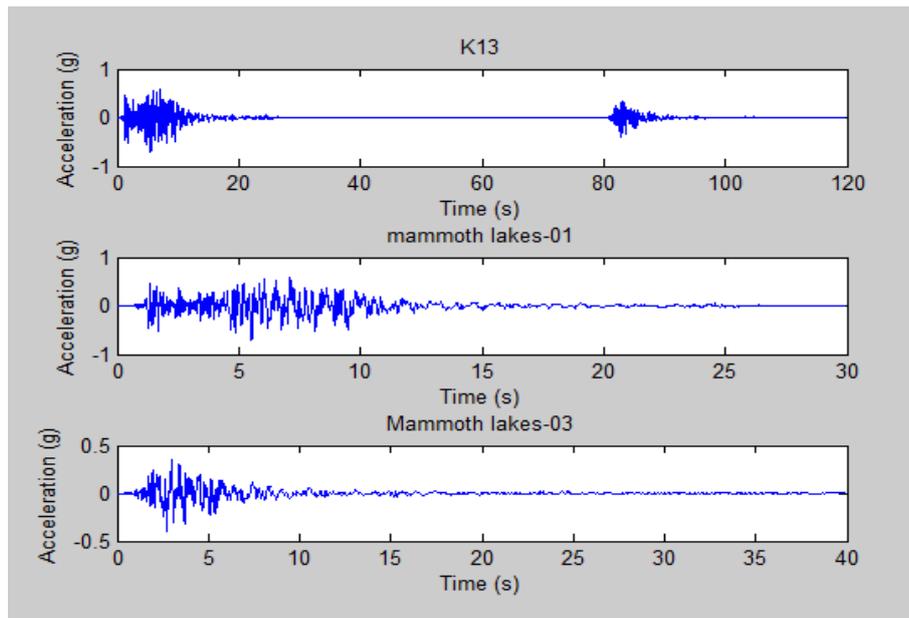
Gambar L.3: Rekaman gempa Mammoth Lakes-01 California sesudah penskalaan DBE non linier.



Gambar L.4: Rekaman gempa Mammoth Lakes-01 California sesudah penskalaan MCE linier linier.



Gambar L.5: Rekaman gempa Mammoth Lakes-01 California sesudah penskalaan MCE non linier.



Gambar L.6: Rekaman gempa Mammoth Lakes-01 California setelah digabungkan dengan rekaman gempa Mammoth Lakes California-03 untuk menjadi rekaman gempa berulang.

LAMPIRAN

A.11. Cek Profil

- Balok (W21 X 73)

Data

A	138,71	cm ²	13871	mm ²
I _x	66600	cm ⁴	666000000	mm ⁴
I _y	2939	cm ⁴	29390000	mm ⁴
r _x	460,305	Cm	46,0305	mm
r _y	219,1	Cm	21,91	mm
S _x	6235	cm ³	6235000	mm ³
S _y	6600	cm ³	6600000	mm ³

Dimensi Profil

d	538	Mm	h	500
bf	211	Mm	ho	519
tw	11,9	Mm		
tf	19	Mm		

Mutu Baja = F_y 345 MPa

F_u 450 MPa

Sayap

λ_f 5,5526316

Batasan

λ_p 9,149325 Kompak

λ_r 24,07717

Badan

λ_w 42,016807

Batasan

λ_p 90,53016 Kompak

λ_r 137,2399

Analisi Lentur

Kondisi Leleh

$$Z_x = 2824421 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p = 974425245 \text{ n.mm}$$

$$974,42525 \text{ kN.m}$$

Kondisi Tekuk Torsi Lateral

- Panjang batang saat plastis

$$L_p = 928,45422 \text{ mm} \quad 0,9284542$$

- Panjang Kondisi Residu

$$J = 1245692,5 \text{ mm}^4$$

$$c = 1$$

$$r_{ts} = 34,974398 \text{ mm}$$

$$L_r = 3364,24 \quad 3,364243$$

$$L_p = 0,9284542 \text{ m}$$

$$L_b = 3 \text{ m}$$

$$L_r = 3,3642432 \text{ m}$$

Dengan satu pengekang lateral di tengah

$$M_u = 1848,9719$$

$$L_b/4 = 0,75$$

$$L_b/2 = 1,5$$

$$3L_b/4 = 2,25$$

Analisa Geser

Cek Syarat

h/tw	42,016807		
$2.24*(E/Fy)^{0.5}$	53,932862	0ke	
Vn	1325255,4	N	
	1325,2554	KN	
Vu	629,223	KN	
$Vu/\phi Vn$	0,4747938	0ke	tidak perlu stifner

• Kolom (W21 X 73)

MB	=	-64.32	KN.m		
MA	=	340.55	KN.m	340550000	N.mm
Nu	=	2905.46	KN		
Pgempa	=	20.42	KN		
L	=	4.50	m	4500	mm

Section Properties

Ag	=	195.48	cm ²	19548	mm ²
Ix	=	124900	cm ⁴	1249000000	mm ⁴
Iy	=	4953	cm ⁴	49530000	mm ⁴
rx	=	25.27	cm	252.7	mm
ry	=	5.034	cm	50.34	mm
Sx	=	8700	cm ³	8700000	mm ³
Sy	=	9480	cm ³	9480000	mm ³
d	=	622	mm		
bw	=	229	mm		
tw	=	14	Mm		
tf	=	24.9	Mm		
H	=	572.2	Mm		

Mutu baja	=	Fy = 345 Mpa
		Fu = 450 MPa

1. Efek P-Δ

$$\Delta = 0.004635 \text{ m} \longrightarrow 4.635 \text{ mm}$$

$$H = 20418.75 \text{ N}$$

$$P_{mf} = P_{\text{story}} = P_u = 2905.46 \text{ KN} \longrightarrow 2905460 \text{ N}$$

$$R_m = 0.85$$

$$P_{\text{story}} = 16850420.91 \text{ N}$$

$$B_2 = 1.208351965$$

$$M_r = 411.5042615 \text{ KN.m}$$

$$P_r = 3510.818299 \text{ KN}$$

2. Analisis Kekuatan Nominal Axial Tekan

Sayap

$$\lambda_s = 4.598393574$$

Batas

$$\lambda_f = 13.48321555 \text{ (tidak langsing)}$$

Badan

$$\lambda_w = 40.87142857$$

Batas

$$\lambda_f = 35.87498422 \text{ (langsing)}$$

- Tekuk Lentur

$$k.l / r_{\min} = 89.39213349$$

Batasan :

$$4.71 \cdot (E/F_y)^{0.5} = 113.4034736$$

$$K.L/r_{\min} < 4.71 \cdot (E/F_y)^{0.5}$$

Maka

$$F_{cr} = (0.658^{f_y/f_e}) \cdot f_y$$

$$F_e = 246.7690486 \text{ Mpa}$$

Maka

$$F_{cr} = 192.1703883 \text{ Mpa}$$

$$\phi P_n = F_{cr} \cdot A_g = 3380.892075 \text{ KN}$$

- **Tekuk Torsi**

$$\begin{aligned} h_o &= 597.1 \text{ mm} \\ c_w &= 4.41471E+12 \text{ mm}^6 \\ K_z &= 1 \\ J &= 2903053.481 \text{ mm}^4 \\ G &= 77200 \text{ Mpa} \\ F_e &= 503.6580086 \text{ Mpa} \\ f_y/f_e &= 0.684988611 < 2.25 \\ F_{cr} &= 259.0036607 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\phi P_n = F_{cr} \cdot A_g = 4556.703203 \text{ KN}$$

Ambil ϕP_n minimum

$$\phi P_n = 3380.892075 \text{ KN} \quad \text{diambil dari nilai terkecil}$$

3. Analisis Kondisi Lentur

Sayap	Batas
$\lambda_s = 4.598393574$	$\lambda_p = 9.149324835$ kompak
	$\lambda_r = 24.07717062$

Badan	Batas
$\lambda_w = 40.87142857$	$\lambda_f = 90.53016152$ kompak

- **Kondisi Leleh (Yielding)**

$$\begin{aligned} Z_x &= 4550668.85 \text{ mm}^3 \\ M_n = M_p &= 1569980753 \text{ N.mm} \\ \phi M_n = \phi M_p &= 1412.982678 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Kondisi Tekuk Torsi Lateral**
- **Kondisi Tekuk Lokal Sayap Tekan untuk Nonkompak**

$$L_b = 4500 \text{ mm} \qquad M_n = -640530071.4 \text{ N.mm}$$

$$\qquad \qquad \qquad = -640.5300714 \text{ KN.m}$$

$$L_p = 2133.198793 \text{ mm} \quad \phi M_n = -576.4770642 \text{ KN.m}$$

$$C = 1$$

$$R_{ts} = 41.22712741 \text{ mm}$$

$$L_r = 4075.79627 \text{ mm}$$

Kuat Nominal dari profil rencana adalah

$$P_c = \phi P_n = 3380.892075 \text{ KN}$$

$$M_c = \phi M_n = 1412.982678 \text{ KN.m}$$

Interaksi antara Axial dan lentur pada kolom

$$P_r/P_c = 1.038429569 > 0.2$$

$$P_r/2P_c + (M_{rx}/M_{cx} + M_{ry}/M_{cy})$$

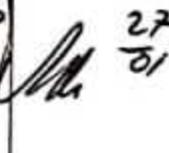
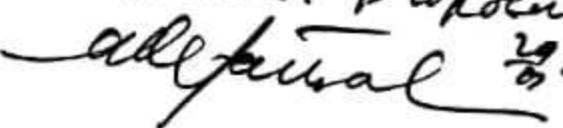
$$0.810445716 < 1 \quad \text{oke}$$



TUGAS AKHIR
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA

LEMBAR ASISTENSI

NAMA : RIDHO AL FANDI
NPM : 1607210038
JUDUL : KINERJA DEFORMASI PADA SRPM BAJA TERHADAP
GEMPA BERULANG

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
		<ul style="list-style-type: none">- perbaiki Bab 3, lebih lengkap- Bab 2 terlalu banyak- Buat Daft. Isi, pustaka	 24/5/20
		<ul style="list-style-type: none">- perbaiki Fronta pd Bab 1-3- perbaiki penulisan Caption- perbaiki Daft pustaka- Buat teori Dain Balok/bed	 27/5/20
		all the seminar proposal!	 29/5/20

DOSEN PEMBIMBING

(Dr. ADE FAISAL)



TUGAS AKHIR
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA

LEMBAR ASISTENSI

NAMA : RIDHO AL FANDI
NPM : 1607210038
JUDUL : KINERJA DEFORMASI PADA SRPM BAJA TERHADAP GEMPA BERULANG

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
		- perbaiki Metode & Bab 1) - lanjut ke Bab 2)	30/07/20
		- perbaiki tinjauan pustaka) - perbaiki Bab 2)	20/08/20
		- Buat model elastis) - Cek hasil analisis model linear)	17/04/20
		- perbaiki model linear) - Buat model non linear)	21/05/20
		- Cek ground motion) - analisis hasil NLTHT)	23/07/20
		- buat Graph IDR) - lanjut ke Bab 3)	17/08/20
		- perbaiki Bab 3) - lanjut ke Bab 4)	15/09/20
		- perbaiki model non linear) - buat Graph IDR)	20/10/20
		- Cek hasil) - Cek Graph Bab 4)	30/10/20
		- perbaiki Bab 4) all the seminar)	03/11/20

DOSEN PEMBIMBING

(Dr. ADE FAISAL)

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PENYUSUN

Nama Lengkap : Ridho Al Fandi
Tempat, Tanggal Lahir : Lubuk Pakam, 04 Maret 1999
Jenis Kelamin : Laki-Laki
Alamat : JL Galang, Dusun Mesjid
Agama : Islam
Nama Ayah : Subiantoro S.P
Nama Ibu : Warniyem
No. Handphone : 085264105384
E_mail : ridhoalfandi8@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Lokasi	Tahun
1	Taman Kanak-Kanak	RA Nurul Hasanah, Lubuk Pakam	2003-2004
2	Sekolah Dasar	MIS Nurul Hasanah, Lubuk Pakam	2004-2010
3	Sekolah Menengah Pertama	MTs Negeri Lubuk Pakam	2010-2013
4	Sekolah Menengah Atas	SMK Negeri 1 Lubuk Pakam	2013-2016
5	Perguruan Tinggi (Strata 1)	Uniiversitas Muhammadiyah Sumatera Utara, Medan	2016- Sekarang