

TUGAS AKHIR

**PERILAKU KERUNTUHAN STRUKTUR SRPM BAJA
AKIBAT PERBEDAAN PEMODELAN *PANEL ZONE*
(STUDI LITERATUR)**

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

Disusun oleh:

MUHAMMAD DEWANGGA RAMADHAN
1607210098



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

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



UMSU
Unggul | Cerdas | Terpercaya

a menjawab surat ini agar disebutkan
nomor dan tanggalnya

**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

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas Akhir ini diajukan oleh :

Nama : Muhammad Dewangga Ramadhan
NPM : 1607210098
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Perilaku Keruntuhan Struktur SRPM Baja Akibat
Perbedaan Pemodelan *Panel Zone*. (Studi Literatur)
Bidang Ilmu : Struktur

DISETUJUI UNTUK DISAMPAIKAN KEPADA
PANITIA UJIAN SKRIPSI

Medan, 18 November 2020

Dosen Pembimbing

Dr. Ade Faisal

Unggul | Cerdas | Terpercaya

LEMBAR PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Muhammad Dewangga Ramadhan
NPM : 1607210098
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Tugas Akhir : Perilaku Keruntuhan Struktur SRPM Baja Akibat Perbedaan
Pemodelan *Panel Zone*, (Studi Literatur)
Bidang Ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan dihadapan 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 Pembanding I



(Dr. Fahrizal Zulkarnain)

Dosen Pembanding II



(Sri Frupanti, S.T, M.T)

Program Studi Teknik Sipil

Ketua,



(Dr. Fahrizal Zulkarnain)

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama : Muhammad Dewangga Ramadhan
Tempat/Tanggal Lahir : Medan, 12 Maret 1999
NPM : 1607210098
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan ini sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa Laporan Tugas Akhir saya berjudul:

“Perilaku Keruntuhan Struktur SRPM Baja Akibat Perbedaan Pemodelan *Panel Zone*, (Studi Literatur)”

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

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

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan keadaan sadar dan tidak dalam tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun, demi menegakkan integritas Akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.



Medan, 10 November 2020

Saya yang menyatakan,


(Muhammad Dewangga Ramadhan)

ABSTRAK

PERILAKU KERUNTUHAN STRUKTUR SRPM BAJA AKIBAT PERBEDAAN PEMODELAN *PANEL ZONE*. (STUDI LITERATUR)

Muhammad Dewangga Ramadhan
1607210098
Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Penggunaan material baja untuk konstruksi bangunan bisa mengurangi risiko bangunan roboh saat diguncang gempa bumi dikarenakan tingkat fleksibilitasnya yang cukup tinggi. Indonesia khususnya Kota Banda Aceh merupakan wilayah yang rentan jika terjadi gempa, sehingga bangunan bertingkat dapat mengalami kehancuran. Oleh karena itu perlu dilakukan melalui analisa kinerja keruntuhan untuk mengetahui kapasitas struktur tersebut. Pada struktur baja area pertemuan antara balok dan kolom sering terjadi momen lentur dan gaya geser yang disebut dengan *panel zone*. Pada area ini terjadi pergerakan dan ketidakseimbangan pada penampangnya disebabkan desakan dari gaya-gaya yang bekerja disekitar area *panel zone* tersebut. Deformasi yang terjadi terus-menerus sampai titik kritisnya akan menyebabkan robek pada area tersebut, sehingga di perlunya melakukan pemodelan *panel zone*. Di dalam tugas akhir dilakukan pemodelan struktur dengan 3 jenis pemodelan yaitu, pemodelan *centerline*, pemodelan *panel zone scissor*, dan pemodelan *panel zone paralelogram*. spesifikasi material dan dimensi struktur memiliki tinggi 16.5 m (4 lantai). Analisa yang digunakan adalah Respon Spektrum sebagai tahap desain dan Respon Riwayat Waktu Linear dan Nonlinear sebagai tahap evaluasi, dengan alat bantu *software analisa struktur* dan RUAUMOKO2D versi 04. Pada struktur bangunan akan dikenakan 20 respon gempa. Hasilnya menunjukkan bahwa struktur dengan pemodelan *panel zone scissor* memiliki kapasitas struktur yang paling besar dan pemodelan *panel zone paralelogram* hasilnya sangat mendekati dengan pemodelan *centerline*.

Kata kunci: Gempa bumi, *panel zone*, kinerja keruntuhan.

ABSTRACT

BEHAVIOR STRUCTURE PERFORMANCE LEVEL OF STEEL SPECIAL MOMENT FRAME DUE TO DIFFERENT PANEL ZONE MODELING. (LITERATURE STUDY)

Muhammad Dewangga Ramadhan

1607210098

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

The use of steel materials for building construction can reduce the risk of the building collapsing when shaken by an earthquake due to its high degree of flexibility. Indonesia, especially the city of Bandar Lampung, is an area that is vulnerable to an earthquake, so that multi-storey buildings can experience destruction. Therefore, it is necessary to analyze the performance of the collapse to determine the capacity of the structure. In the steel structure, the joint area between the beam and the column often occurs when bending moments and shear forces are called the panel zone. In this area there is movement and imbalance in the section due to the forces acting around the panel zone area. Deformation that occurs continuously until the critical point will cause tearing in the area, so it is necessary to do panel zone modeling. In this final project, structural modeling is carried out with 3 types of modeling, namely, centerline modeling, zone scissor panel modeling, and parallelogram zone panel modeling. material specifications and structure dimensions have a height of 16.5 m (4 Storey). The analysis used is the Response Spectrum as the design stage and Linear and Nonlinear Time History Responses as the evaluation stage, with the structural analysis software tools and RUAUMOKO2D version 04 software tools. The building structure will be subject to 20 earthquake responses. The results show that the structure with the zone scissor panel modeling has the best failure performance and the parallelogram zone panel modeling results are very close to the centerline modeling.

Keywords: Earthquake, panel zone, structural performance level.

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 “Perilaku Keruntuhan Struktur SRPM Baja Akibat Perbedaan Pemodelan *Panel Zone*.” 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 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 Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain sebagai Dosen Penguji I dan selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil yang telah mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Sri Frapanti, S.T, M.T selaku Dosen Penguji II yang telah mengarahkan penulis dalam menyelesaikan 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 Hendri Anto Syam, Nina Riani, dan para saudara/i kandung saya 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. Mawar Tirana yang telah membantu dan memberi dukungan pada saya dalam mengerjakan tugas akhir ini.

10. Afiful Anshari, S.T, Narwan Hidayat, Dahri Ramadhan Syahputra, Tanyo Adhitya Pratama, Rizky Ananda, Alvin Dwi Rizki tim Earthquake Engineering 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.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Medan,

Muhammad Dewangga Ramadhan

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
LEMBAR KEASLIAN TUGAS AKHIR	ii
ABSTRAK	iii
<i>ABSTRACT</i>	iv
KATA PENGHANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR NOTASI	xiii
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Tujuan Penulisan	3
1.4. Ruang Lingkup	3
1.5. Manfaat Penelitian	4
1.6. Sistematika Penulisan	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	6
2.2. Pengertian Gempa	6
2.3. <i>Ground motion</i> (Getaran Tanah)	7
2.4. Respon Spektrum	7
2.5. Material Baja	8
2.6. <i>Panel Zone</i>	9
2.7. Sistem Rangka Pemikul Momen	10
2.8. Karakteristik Bangunan Tahan Gempa	12
2.9. Analisis Struktur Beban Terhadap Beban Gempa	15
2.10. Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa	16
2.10.1. Perilaku Sistem Struktur yang Diharapkan	16
2.10.2. Perencanaan Berbasis Kinerja	16
2.10.3. Analisis <i>Pushover</i>	17

2.10.4. Waktu Getar Alami Efektif (Perioda Alami)	18
2.10.5. Target Perpindahan	18
2.11. Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012	19
2.11.1. Parameter Percepatan Gempa	19
2.11.2. Simpangan Lantai (<i>Drift</i>) Akibat Gempa	19
2.11.3. Perioda Alami Struktur	20
2.11.4. Analisa Riwayat Waktu	21
2.11.5. Pembebanan Struktur	22
2.11. Kinerja Keruntuhan	24
2.11.1 <i>Incremental Dynamic Analysis</i>	24
2.11.2 Kinerja Kerapuhan	25
2.13. 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	28
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	29
3.3.1.3. Kombinasi Pembebanan	30
3.3.2. Analisis Dinamik Struktur Non Linier	31
3.3.2.1. <i>Groundmotion Records</i>	31
3.3.2.2. Analisis Respon Riwayat Waktu	33
3.3.2.3. Momen Leleh (M_y)	34
3.3.2.4. Kapasitas Rotasi (θ_p)	35
3.3.2.5. Rotasi Leleh (θ_y)	35
3.4. Pemodelan Linear Berdasarkan AISC-2012	35
3.4.1. Desain Rangka Kolom	35
3.4.2. Desain Rangka Balok	36

3.5	Pemodelan Non Linear Struktur	37
3.5.1.	Pemodelan Sendi Plastis di Badan Kolom <i>Panel Zone</i>	37
3.5.2.	Pemodelan Sendi Plastis di Sayap Kolom <i>Panel Zone</i>	38
3.5.3.	Pemodelan Sendi Plastis Pada Balok	39
3.5.4.	Pemodelan Sendi Plastis Pada Kolom	39
BAB 4	HASIL DAN PEMBAHASAN	
4.1.	Hasil Model Linier dan Non Linier	40
4.2.	Hasil Analisa Linier	40
4.2.1.	Respon Spektrum Ragam	40
4.2.2.	Koreksi Gempa Dasar Nominal	41
4.2.3.	Faktor Koreksi Redudansi	41
4.2.4.	Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	42
4.2.5.	Nilai Simpangan Gedung	42
4.2.6.	Kontrol Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak	42
4.2.7.	Pengaruh Efek P-Delta	43
4.3.	Hasil Analisa Non Linier	43
4.3.1.	<i>Interstory drift</i>	43
4.3.2.	<i>Incremental Dynamic Analysis</i>	44
4.3.3.	<i>Analisis Probability of Exceedance</i>	45
4.3.3.1.	Perbandingan Kurva kerapuhan C/CP	46
4.3.3.2.	Median Kurva Kerapuhan	48
4.3.3.2.	Perbandingan Kurva Kerapuhan Saat 50%	48
BAB 5	KESIMPULAN	
5.1.	Kesimpulan	49
5.2.	Saran	50
DAFTAR PUSTAKA		
LAMPIRAN		
DAFTAR RIWAYAT HIDUP		

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Komponen struktural bangunan	29
Tabel 3.2	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1.3$, $S_{DS} = 1$.	31
Tabel 3.3	Data 20 Gempa	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 .	41
Tabel 4.2	Cek nilai V_t	42
Tabel 4.3	Nilai perbandingan <i>interstory drift</i> untuk masing- masing pemodelan	43
Tabel 4.4	Nilai persentasi perbandingan <i>interstory drift</i> dengan acuan ketiga pemodelan	44
Tabel 4.5	Nilai RSA(T1) untuk kondisi <i>collapse</i> (10%) dan kondisi <i>collapse prevention</i>	48
Tabel 4.6	Rasio perbandingan antara RSA <i>collapse</i> dan <i>collapse prevention</i>	49

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Gaya momen dan gaya geser yang terjadi pada pertemuan balok dan kolom	1
Gambar 1.2	Model untuk <i>panel zone</i> (a) Model Gunting (Scissor), dan (b) Model Krawinkler.	2
Gambar 1.3	Rasio simpangan atap	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	Sendi plastis pada panel zone yaitu akibat deformasi geser pada badan kolom dan deformasi lentur pada sayap kolom.	9
Gambar 2.3	Stuktur baja pada gedung	9
Gambar 2.4	Model untuk <i>panel zone</i> (a) Model Krawinkler, dan (b) Model Gunting (Scissor).	10
Gambar 2.5	Histeresis di sendi plastis yang stabil	11
Gambar 2.6	Denah bangunan	11
Gambar 2.7	Perilaku struktur akibat pembebanan horisontal berulang, (a). Perilaku struktur yang buruk, (b). Perilaku struktur yang	13
Gambar 2.8	Diagram tegangan (f_c) – regangan (ϵ) baja tertarik : (a) Diagram f_c - ϵ baja sebenarnya.(b) Diagram f_c - ϵ baja yang diidealisasikan	15
Gambar 2.9	Ilustrasi Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja	17
Gambar 2.10	Kurva <i>Pushover</i>	18
Gambar 2.11	Kurva <i>Pushover</i> yang disederhanakan menjadi kurva bilinear	21
Gambar 2.12	Kurva IDA	25
Gambar 2.13	Grafik Kinerja Kerapuhan	25
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 Bandar Lampung dengan jenis tanah lunak.	30
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 spectrum	34
Gambar 3.7	Kurva backbone gaya-deformasi untuk pemodelan material non linear elemen panel zone	37
Gambar 3.8	Kurva backbone gaya-deformasi lentur pada sayap kolom panel zone	38
Gambar 4.1	Grafik kurva IDA pemodelan <i>centerline</i> (PCL), <i>panel zone scissor</i> (PSC), <i>panel zone paralelogram</i> (PPL).	44
Gambar 4.2	Grafik kurva kerapuhan saat <i>collapse</i> pada pemodelan <i>centerline</i> (CL), <i>panel zone scissor</i> (SC), <i>panel zone paralelogram</i> (PL) terhadap bangunan 4 lantai.	45
Gambar 4.3	Grafik kurva kerapuhan pada saat <i>collapse prevention</i> pada pemodelan <i>centerline</i> (CL), <i>panel zone scissor</i> (SC), <i>panel zone paralelogram</i> (PL) terhadap bangunan 4 lantai.	46
Gambar 4.4	Grafik perbandingan kurva kerapuhan pada saat <i>collapse dan collapse prevention</i> pada pemodelan <i>centerline</i> (CL) pada bangunan 4 lantai.	46
Gambar 4.5	Grafik perbandingan kurva kerapuhan pada saat <i>collapse dan collapse prevention</i> pada pemodelan <i>panel zone scissor</i> (SC) pada bangunan 4 lantai.	47
Gambar 4.6	Grafik perbandingan kurva kerapuhan pada saat <i>collapse dan collapse prevention</i> pada pemodelan <i>panel zone paralelogram</i> (PL) pada bangunan 4 lantai.	47
Gambar 4.7	Grafik kerapuhan <i>collapse prevention</i> saat kondisi 50%	48
Gambar 4.8	Grafik kerapuhan <i>collapse</i> saat kondisi 50%	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>
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>
IDR	= <i>Incremental Dynamic Ratio</i>

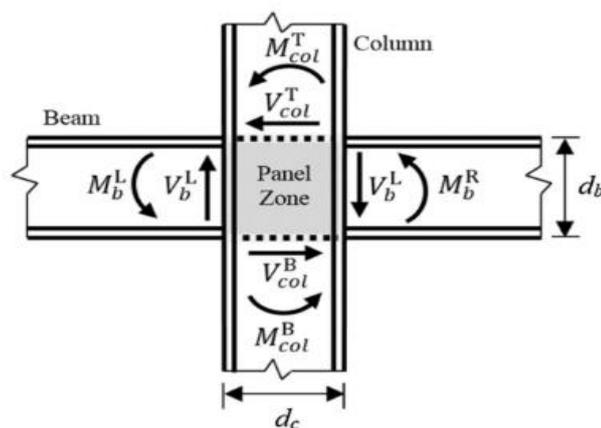
BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

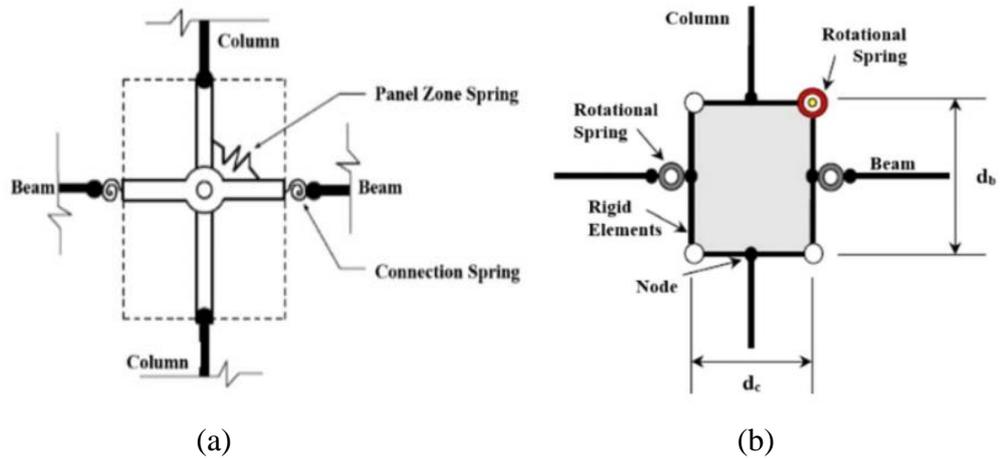
Indonesia adalah negara yang terletak di wilayah Cincin Api Pasifik (*ring of fire*) akibatnya Indonesia sering mengalami gempa tektonik ataupun letusan gunung berapi oleh karena itu kebutuhan akan bangunan tahan gempa merupakan sebuah hal yang harus terpenuhi, khususnya untuk daerah-daerah dengan tingkat kerawanan gempa tinggi. Untuk mengantisipasi bahaya gempa pada konstruksi bangunan maka diperlukan bangunan yang fleksibel dan kuat.

Penggunaan material baja untuk konstruksi bangunan bisa mengurangi risiko bangunan roboh saat diguncang gempa bumi dikarenakan tingkat fleksibilitasnya yang cukup tinggi dibandingkan material beton. Pada struktur baja area pertemuan antara balok dan kolom sering terjadi momen lentur dan gaya geser (Gambar 1.1) yang disebut dengan *panel zone*. Pada area ini terjadi pergerakan dan ketidakseimbangan pada penampangnya disebabkan desakan dari gaya-gaya yang bekerja disekitar area *panel zone* tersebut. Deformasi yang terjadi terus-menerus sampai titik kritisnya akan menyebabkan robek pada area tersebut.



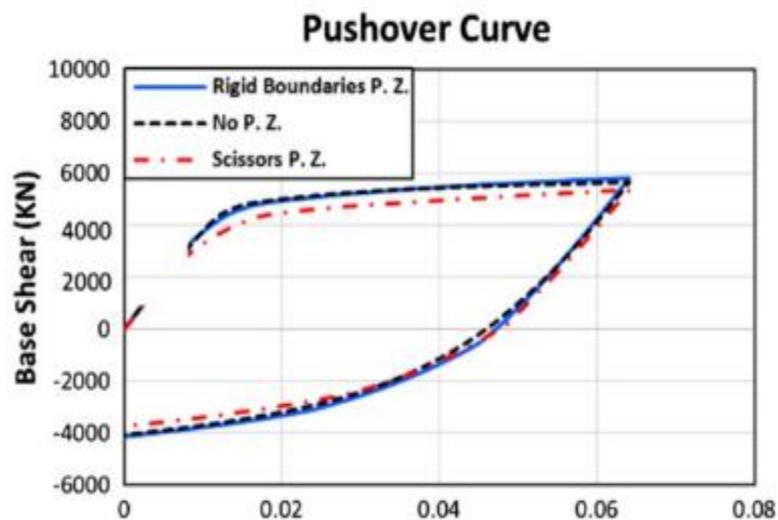
Gambar 1.1: Gaya momen dan gaya geser yang terjadi pada pertemuan balok dan kolom (Sepasdar dan Banan, 2019).

Umumnya pemodelan *panel zone* dapat dilakukan dengan 2 metode, yaitu *panel zone* Metode Krawinkler (Krawinkler, 1978) dan Metode Gunting atau Scissor (Krawinkler dan Mohasseb, 1987) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1.2 (a) dan 1.2 (b).



Gambar 1.2: Model untuk *panel zone* (a) Model Gunting (Scissor), dan (b) Model Krawinkler.

Perbandingan hasil tes eksperimental dengan simulasi numerik (Metode Scissor dan Paralelogram) untuk *panel zone* ditunjukkan pada Gambar 1.3. Pada gambar tersebut jelas menunjukkan kedua metode pemodelan sangat mendekati hasil tes eksperimental.



Gambar 1.3: Rasio simpangan atap (Sepasdar dan Banan, 2019).

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka dapat diambil rumusan masalah sebagai berikut:

1. Apakah perbedaan pemodelan pada *panel zone* SRPM baja akan mempengaruhi kinerja keruntuhan?
2. Apakah perbedaan pemodelan pada *panel zone* SRPM baja akan mempengaruhi kurva *Incremental Dynamic Analysis* (IDA)?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan dalam penelitian ini adalah:

1. Untuk mengetahui pengaruh kinerja keruntuhan akibat perbedaan pemodelan *panel zone* pada struktur SRPM baja.
2. Untuk mengetahui perbedaan kurva *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) akibat perbedaan pemodelan *panel zone* pada struktur SRPM baja.

1.4 Ruang Lingkup

Adapun batasan-batasan masalah yang ditetapkan pada tugas akhir ini adalah:

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan:
 - Struktur Baja Pemikul Momen (SRPM) 2 dimensi diantaranya struktur baja menggunakan *panel zone scissor*, struktur baja menggunakan *panel zone paralelogram*, struktur baja tanpa dimodelkan *panel zone*, pada 4 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Banda Aceh dengan jenis tanah lunak.
 - Struktur dengan dimensi kolom dan balok 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 (Analisa Respon Spektrum Linear).
 - PEER NGA, COSMOS untuk mendapatkan rekaman gempa.
 - SEISMOSIGNAL, untuk mengubah *groundmotion* menjadi Respon Spektrum.
 - MATLAB versi 10, untuk menskalakan *groundmotion*.
 - RUAOMOKO2D versi 04, untuk menganalisa tahap evaluasi (Analisa Riwayat Waktu Nonlinear) yang hanya ditinjau secara 2 dimensi.
4. Parameter yang ditinjau:
- Linear adalah semua aspek yang harus di kontrol sesuai dengan SNI 1726:2012.
 - Nonlinear : Simpangan antar tingkat (Kurva IDA)

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) dan bagaimana memodelkan *panel zone* pada struktur baja serta pengaruhnya terhadap deformasi struktur.

1.6 Sistematika Penulisan

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

BAB I PENDAHULUAN

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

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Pada 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 III METODE PENELITIAN

Pada 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 dan RUAOMOKO2D versi 04.

BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN

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

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Pada 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

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pada Bab ini akan dibahas mengenai teori-teori dasar dan syarat-syarat atau 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

Gempa bumi (*earth quake*) adalah suatu gejala fisik yang ditandai dengan bergetarnya bumi dengan berbagai intensitas (Siswanto dan Afif, 2018). Getaran gempa dapat disebabkan oleh banyak hal antara lain peristiwa vulkanik, yaitu getaran tanah yang disebabkan oleh aktivitas desakan magma ke permukaan bumi atau meletusnya gunung berapi. Gempa yang terjadi akibat aktivitas vulkanik ini disebut gempa vulkanik. Gempa vulkanik terjadi di daerah sekitar aktivitas gunung berapi dan akan menyebabkan mekanisme patahan yang sama dengan gempa tektonik.

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 ke permukaan tanah sebagai gelombang gempa (*seismic wave*), sehingga akan menyebabkan permukaan bumi bergetar. Sifat merusak dari suatu gempa tergantung dari besarnya *magnitude* dan lamanya gempa, serta banyaknya getaran yang terjadi. Perencanaan konfigurasi struktur bangunan dan jenis material yang

digunakan pada konstruksi bangunan, juga akan berpengaruh terhadap banyaknya kerusakan struktur bangunan.

2.3 Ground Motion (Getaran Tanah)

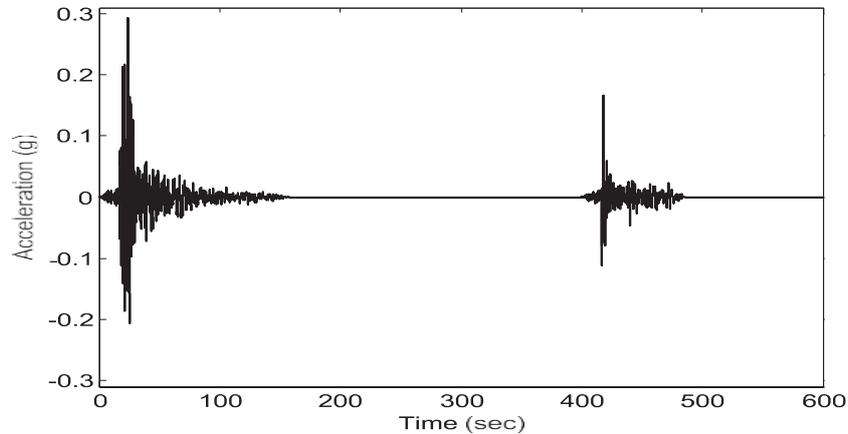
Ground motion adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Di dalam ilmu teknik gempa, *ground motion* juga populer dengan sebutan *strong motion* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon tanah yang lain. Pada umumnya, pengertian pergerakan tanah akibat gempa lebih banyak ditujukan pada percepatan tanah. Khususnya untuk keperluan teknik, percepatan tanah akibat gempa merupakan data yang sangat penting (Pawirodikromo, 2012).

Respon gempa sensitif terhadap karakteristik getaran tanah, besar frekuensi gempa, pola *pulse*, durasi getaran, mekanisme *fault-rupture*, dan lainnya. Berdasarkan pola *pulse* nya, gempa dibagi menjadi 3, yaitu *near field* (gempa dekat, yaitu gempa dengan *pulse*), *far field* (gempa jauh, yaitu gempa tanpa *pulse/no-pulse*) dan gempa berulang.

2.4 Respon Spektrum

Menurut teori dinamika struktur (*structural dynamics*) salah satu cara untuk menentukan atau menghitung simpangan, gaya-gaya dinamik pada struktur derajat kebebasan banyak (*Multi Degree of Freedom*, MDOF) adalah dengan menggunakan metode respons spektrum. Respon spektrum adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik atau 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, 2019).

Gambar 2.1 merupakan respon spektrum percepatan (*Respons 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, 2019).

2.5 Material Baja

Material konstruksi yang paling populer saat ini adalah baja, material ini merupakan komponen utama dari bangunan-bangunan di dunia, khususnya bangunan tinggi (Lukmansa, 2015). Dikarenakan sifatnya yang daktail pemilihan material baja sangat tepat untuk struktur bangunan tahan gempa.

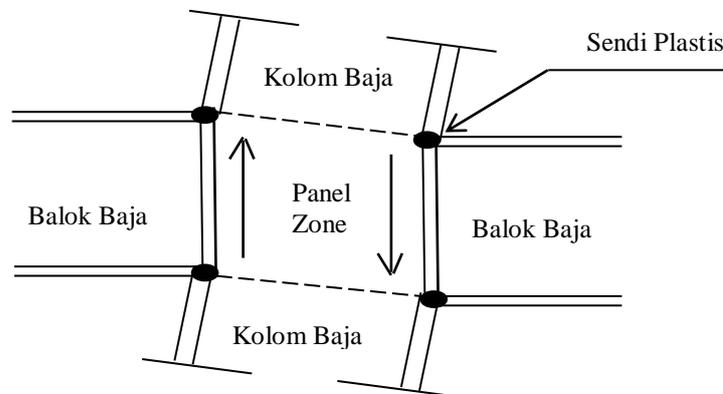
Keunggulan konstruksi baja antara lain adalah:

1. Mempunyai kekuatan yang tinggi.
2. Sesoragaman dan keawetan yang tinggi, sifat elastis, daktilitas baja cukup tinggi.

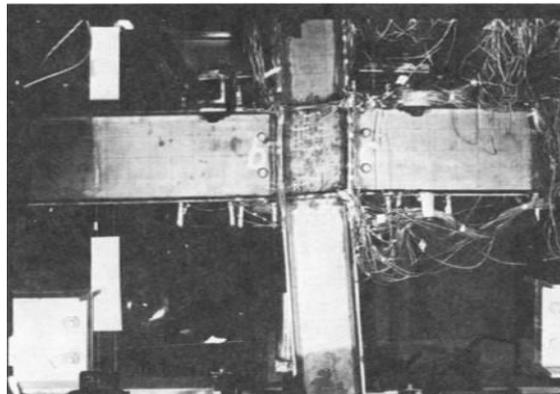
3. Pemakaian baja sebagai material konstruksi adalah kemudahan penyambungan antarelemen yang satu dan yang lainnya menggunakan alat sambung las atau baut.

2.6 Panel Zone

Panel Zone adalah sebuah bagian sayap dan badan profil kolom yang letaknya tepat berada ditengah-tengah pertemuan kolom-balok struktur baja (Gambar 2.2). *Panel zone* hanya terjadi bila sambungan kolom-balok struktur baja sepenuhnya kaku (sambungan momen). Sendi plastis yang lentur pada sayap profil kolom pada pertemuan sisi atas dan bawah balok, seperti ditunjukkan pada Gambar 2.2

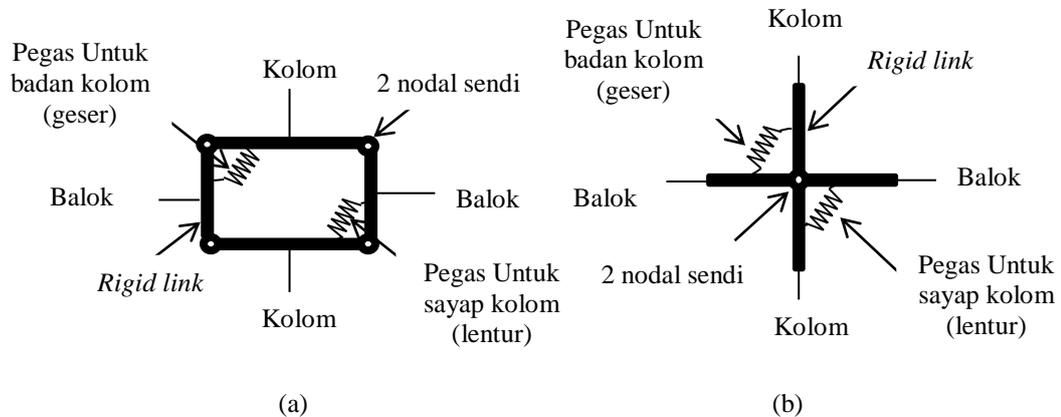


Gambar 2.2: Sendi plastis pada panel zone yaitu akibat deformasi geser pada badan kolom dan deformasi lentur pada sayap kolom.



Gambar 2.3: Stuktur baja pada gedung.(E.Popov, 1987)

Umumnya ada 2 metode yang dipakai untuk memodelkan *panel zone* di dalam analisa struktur SRPM baja memakai metode elemen hingga, yaitu Metode Krawinkler (Krawinkler, 1978) dan Metode Gunting atau Scissor (Krawinkler dan Mohasseb, 1987), seperti ditunjukkan pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4: Model untuk *panel zone* (a) model krawinkler, dan (b) model gunting (scissor).

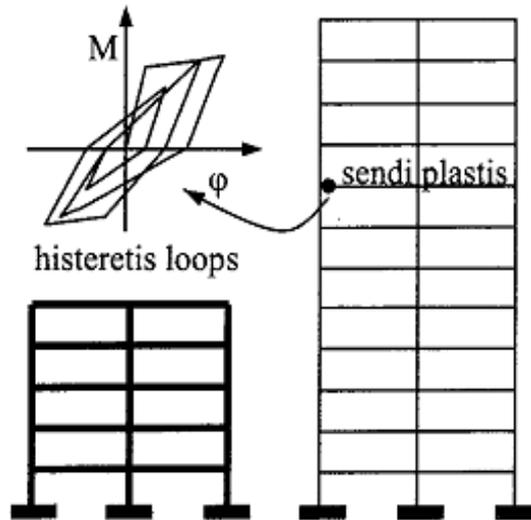
2.7 Sistem Rangka Pemikul Momen

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 duktail 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:

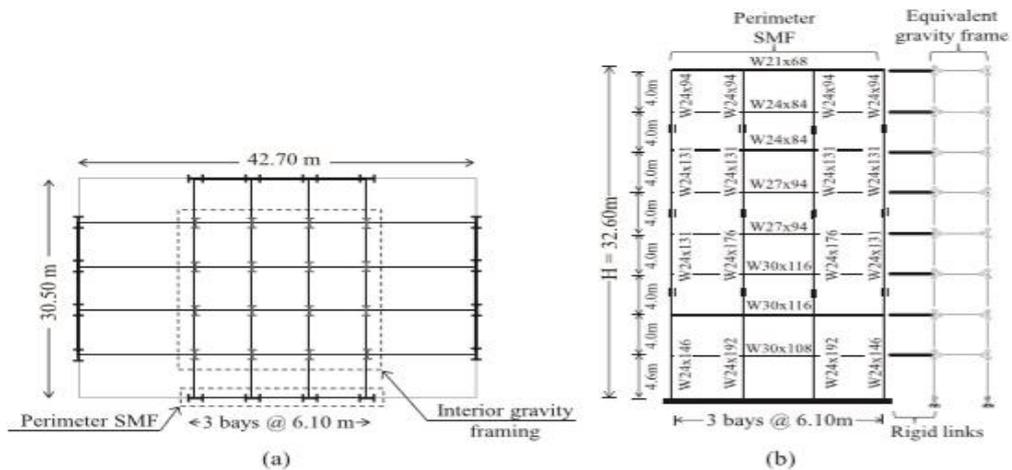
1. Apabila didesain secara baik maka struktur portal dapat menjadi struktur yang duktail dengan *hysteresis loops* di sendi plastis yang stabil, seperti Gambar 2.4 dan dapat memberikan sistem pengekangan/kekakuan yang cukup.
2. Karena fleksibilitasnya tinggi, SRPM akan mempunyai perioda getar T yang relatif besar.

- Secara arsitektural SRPM memberi keleluasaan untuk menata ruangan yang diinginkan.



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

(Elkady dan Lignos, 2015) pernah melakukan penelitian dengan denah seperti pada gambar 2.6.



Gambar 2.6: Denah bangunan (Elkady dan Lignos, 2015)

2.8 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, genteng 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*)

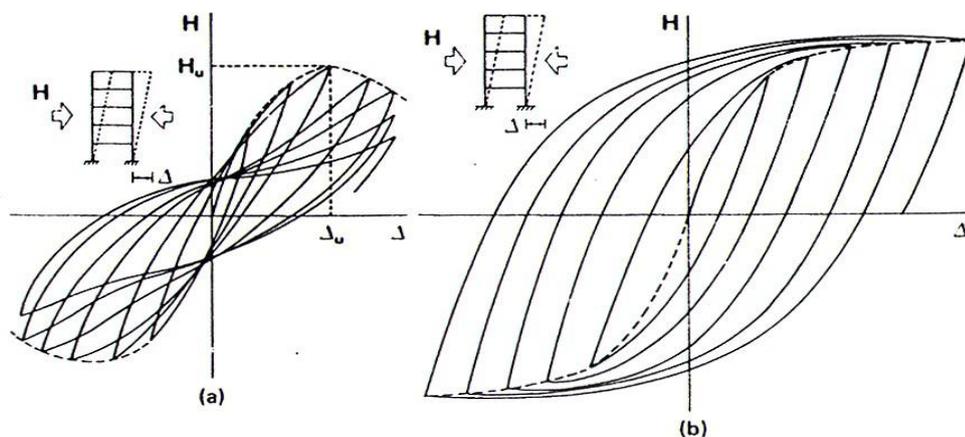
Jika gempa dengan intensitas (*intensity*) percepatan tanah yang kecil dalam waktu ulang yang besar mengenai suatu struktur, disyaratkan tidak mengganggu fungsi bangunan, seperti aktivitas normal di dalam bangunan dan perlengkapan yang ada. Artinya tidak dibenarkan terjadi kerusakan pada struktur baik 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*)

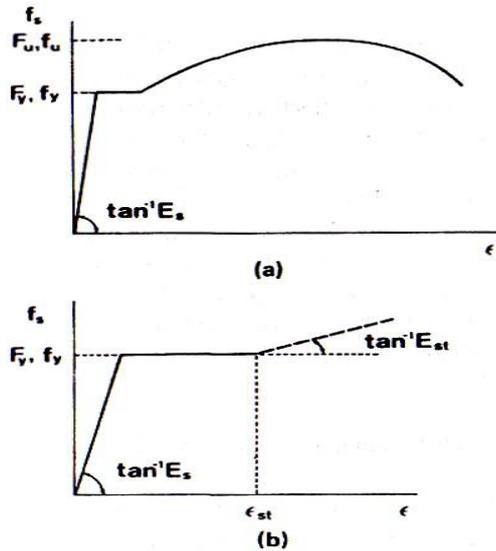
Jika gempa kuat yang mungkin terjadi pada umur (masa) bangunan yang direncanakan membebani struktur, maka struktur direncanakan untuk dapat bertahan dengan tingkat kerusakan yang besar tanpa mengalami keruntuhan (*collapse*). Tujuan utama dari keadaan batas ini adalah untuk menyelamatkan jiwa manusia.



Gambar 2.7: Perilaku struktur akibat pembebanan horisontal berulang, (a). Perilaku struktur yang buruk, (b). Perilaku struktur yang baik. (Siswanto, 2018).

Dari Gambar 2.7.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 2.7.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 2.8: Diagram tegangan (f_c) – regangan (ϵ) baja tertarik : (a) Diagram f_c - ϵ baja sebenarnya.(b) Diagram f_c - ϵ baja yang diidealisasikan. (Siswanto, 2018).

Dari Gambar 2.8 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 2.8.a merupakan hasil uji tarik material baja murni tanpa pengolahan data. Pada Gambar 2.8.b merupakan hasil diagram yang sudah disempurnakan hasilnya.

2.9 Analisis Struktur Terhadap Beban Gempa

Prosedur analisis yang paling sederhana dan yang langsung dapat digunakan untuk menentukan pengaruh dari beban gempa terhadap struktur bangunan adalah prosedur analisis statik. Analisis statik hanya boleh dilakukan untuk struktur-struktur bangunan dengan bentuk yang sederhana dan beraturan atau simetris, yang tidak menunjukkan perbandingan yang menyolok dalam perbandingan antara berat dan kekakuan pada tingkat-tingkatnya (Siswanto, 2018). Prosedur analisis statik ini hanyalah suatu cara pendekatan yang menirukan pengaruh dinamik dari beban gempa yang sesungguhnya. Untuk struktur-struktur bangunan gedung lainnya yang tidak begitu mudah untuk diperkirakan perilakunya terhadap pengaruh gempa (struktur dengan bentuk yang tidak beraturan), harus di analisis dengan prosedur analisis dinamik. Struktur-struktur bangunan yang beraturan, dapat juga dianalisis dengan prosedur analisis dinamik jika diinginkan.

2.10 Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa

Menurut prinsip dari perencanaan bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa.

1. Pada saat gempa kecil tidak diijinkan terjadi kerusakan sama sekali.
2. Pada saat gempa sedang diijinkan terjadinya kerusakan ringan tanpa kerusakan *structural*.
3. Pada saat gempa besar diijinkan terjadi kerusakan pada structural tanpa terjadinya keruntuhan.

Pandaleke dkk, (2013) mengatakan ada beberapa hal-hal yang harus diperhatikan dalam merencanakan suatu struktur tahan gempa yaitu dalam menghadapi gempa besar, kinerja struktur tahan gempa diupayakan dapat menyerap energi gempa secara efektif melalui terbentuknya sendi plastis pada bagian tertentu, dengan kriteria sebagai berikut:

1. Kekuatan, kekakuan, daktilitas, disipasi energi yang dapat dipenuhi oleh struktur baja.
2. Disipasi energi melalui plasifikasi komponen struktur tertentu, tanpa menyebabkan keruntuhan structural yang terpenuhi dengan perencanaan *Capacity Design*.

2.10.1 Perilaku Sistem Struktur yang Diharapkan

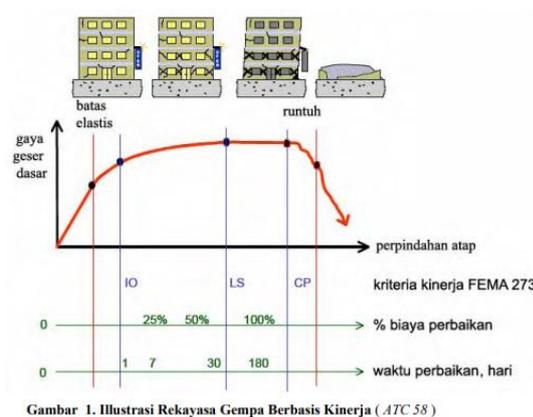
Ketika struktur harus sebuah mengalami sebuah kondisi gempa besar, maka struktur diizinkan mengalami kondisi inelastic dikarenakan sulit melakukan desain dan mahalnya biaya untuk melakukan desain, oleh karena itu perencanaan struktur tahan gempa harus berdasarkan pada metodologi *capacity design*.

2.10.2 Perencanaan Berbasis Kinerja

Perencanaan bangunan tahan gempa berbasis kinerja (*performance-based seismic design*) merupakan proses yang dapat digunakan untuk perencanaan bangunan baru maupun perkuatan bangunan yang sudah ada (bangunan eksisting), dengan pemahaman yang realistis terhadap resiko keselamatan,

kesiapan pakai dan kerugian harta benda yang mungkin terjadi akibat gempa yang akan datang (Pangemanan, 2017).

Peraturan perencanaan bangunan (*building codes*) digunakan sebagai acuan prosedur desain bangunan tahan gempa. Dengan mengacu pada *building codes* maka keselamatan penghuni dapat terjamin, kerusakan dapat dikurangi pada saat gempa besar. Namun, dengan prosedur tidak dapat menunjukkan kinerja bangunan secara langsung. Runtuhnya material bangunan yang rusak sangat mungkin terjadi.



Gambar 1. Ilustrasi Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (ATC 58)

Gambar 2.9: Ilustrasi rekayasa gempa berbasis kinerja (Dewobroto, 2005).

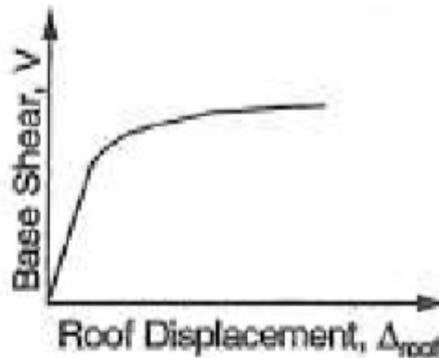
Dengan kurva hubungan gaya perpindahan makin terlihat secara kualitatif level kinerjanya secara menyeluruh. Kurva tersebut dihasilkan dari analisis pushover. Pada kurva pushover digambarkan secara kualitatif kerusakan tiap kinerja, agar orang awam tahu seberapa besar kerusakan yang terjadi.

2.10.3 Analisis Pushover

Analisa statik nonlinier (*Static Pushover Analysis*) merupakan analisis perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa, dikenal pula sebagai analisa *pushover* atau analisa beban dorong statik (Dewobroto, 2005). dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut,

kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan elastoplastis yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan

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



Gambar 2.10: Kurva *pushover* (Mamesah dkk, 2014).

2.10.4 Waktu Getar Alami Efektif (Perioda Alami)

Periode adalah besarnya waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan di mana frekuensi alami pada struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur (Rizkiani, 2019).

2.10.5 Target Perpindahan

Gaya dan deformasi setiap komponen atau elemen dihitung terhadap “perpindahan tertentu” di titik kontrol yang disebut sebagai “target perpindahan” dengan notasi δ_t dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat bangunan mengalami gempa rencana (Dewobroto, 2005).

Analisa *pushover* dilakukan dengan memberikan beban lateral pada pola tertentu sebagai simulasi beban gempa, dan harus diberikan bersama-sama dengan pengaruh kombinasi beban mati dan tidak kurang 25% dari beban hidup yang diisyaratkan. Beban lateral harus diberikan pada pusat massa untuk setiap tingkat. FEMA 273 mensyaratkan minimal harus diberikan dua pola beban yang berbeda

sebagai simulasi beban gempa yang bersifat rando, sehingga dapat memberikan gambaran pola mana yang pengaruhnya paling jelek. Selanjutnya beban tersebut harus diberikan secara bertahap dalam satu arah (monotonik).

Ada beberapa cara menentukan target perpindahan, dua yang cukup terkenal adalah *Displacement.coeficient method* atau Metoda Koefisien Perpindahan (FEMA 273/274, FEMA 356/440 dan ATC 40) dan *capacity spectrum method* atau Metoda Spektrum Kapasitas (FEMA 274/440, ATC 40). Selain itu ada persyaratan perpindahan dari SNI 1726-2002 yang dapat diijadikan sebagai kriteria kinerja.

2.11 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012

2.11.1 Parameter Percepatan Gempa

Parameter S_S (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spectral 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 factor amplikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplikasi meliputi factor amplikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan factor amplikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs.

2.11.2 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*) (Muliadi dkk, 2018). 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. Kenyamanan manusia (*human comfort*), sewaktu terjadi gempa bumi dan sesudah bangunan mengalami gerakan gempa.

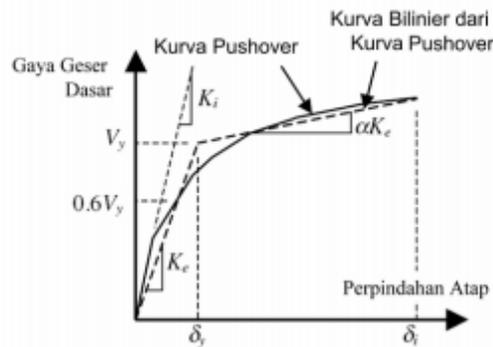
Sementara itu Richard (1987) berpendapat bahwa dalam perencanaan bangunan tinggi selalu dipengaruhi oleh pertimbangan lenturan (*deflection*), bukannya oleh kekuatan (*strength*). Simpangan antar tingkat dari suatu titik pada suatu lantai harus ditentukan sebagai simpangan horizontal titik itu, relatif 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).

2.11.3 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 *eigenvalue*. Waktu getar alami yang memperhitungkan kondisi in-elastis atau waktu getar efektif, T_e , dapat diperoleh dengan bantuan kurva hasil analisa *pushover*.



Gambar 2.11 Kurva *Pushover* yang disederhanakan menjadi kurva bilinear (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.

2.11.4 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.

2.11.5 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 redudansi (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:

1. Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
2. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstructural.
3. Desain struktural non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
4. 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.
5. Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.
6. Struktur bagian sistem peredaman.
7. 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 perimeter 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.

2.12 Kinerja Keruntuhan

Dengan melakukan analisis kinerja keruntuhan kita dapat mengetahui kapasitas struktur yang kita desain dan seberapa jauh dia dapat berdeformasi.

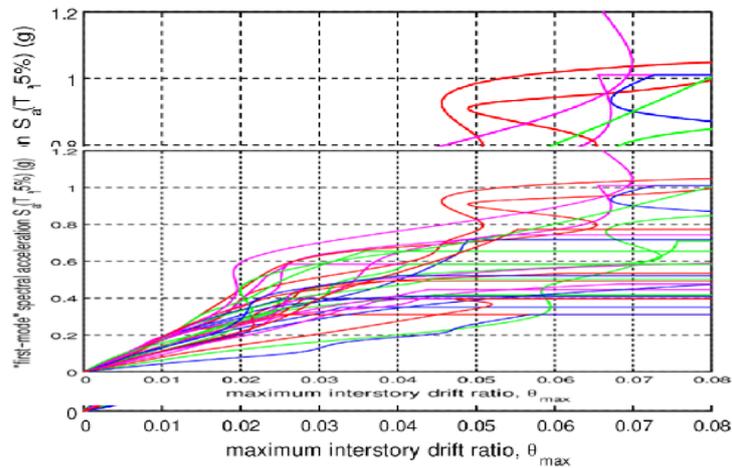
Menurut (Boen, 2010) penyebab kerentana struktur pada prinsip struktur ialah:

- 1) Kekuatan dan kesatuan bangunan (kemampuan struktur untuk menahan guncangan dan bergetar sebagai satu kesatuan).
- 2) Distribusi kekakuan (kemampuan struktur berdeformasi untuk menahan gaya yang bekerja) arah vertikal dan horizontal harus terdistribusi merata.
- 3) Daktilitas (kemampuan struktur menahan lendutan besar tanpa mengalami keruntuhan) untuk bangunan tingkat banyak.

2.12.1 *Incremental Dynamic Analysis*

Incremental Dynamic Analysis (IDA) merupakan metode analisis komputasi beban gempa untuk melakukan penilaian menyeluruh terhadap perilaku struktur dibawah beban gempa. Metode ini digunakan untuk membangun hasil analisis bahaya seismik probabilistik untuk memperkirakan resiko seismik yang dihadapi oleh struktur (Faisal,2019).

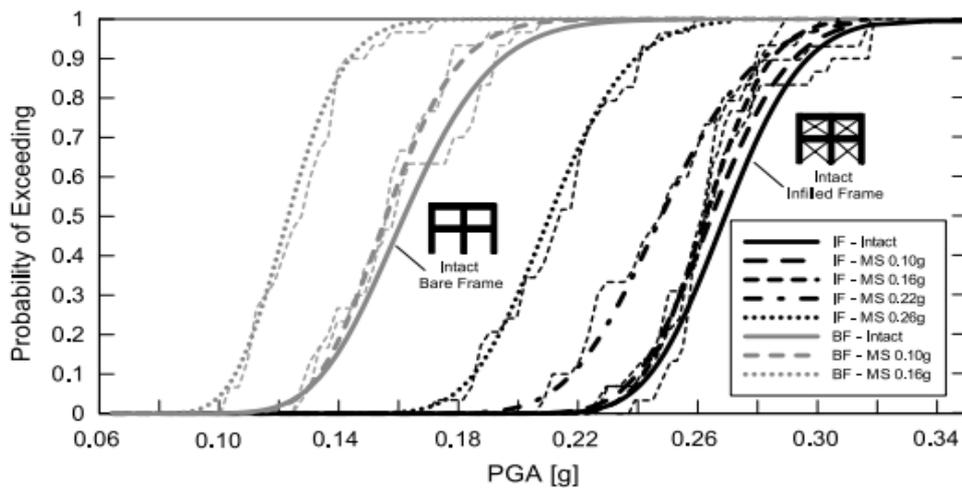
IDA melibatkan beberapa analisis riwayat waktu nonlinier terhadap model struktural di bawah rangkaian catatan gerak tanah berdasarkan tingkat intensitas seismik yang berbeda. Untuk membuat analisis IDA diperlukan nilai IDR *max* yaitu adalah rasio *interstory drift ratio* dibagi dengan tinggi lantai, yang dimana nilai IDR *max* tersebut di sandingkan dengan nilai RSA (*Respon Spektrum Acceleration*).



Gambar 2.12: Kurva IDA (Vamvatsikos 2011).

2.12.2 Kurva Kerapuhan

Simpangan lateral struktur yang besar dapat mengganggu kenyamanan dari penghuni gedung tersebut dan juga perlu diperhitungkan karena dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur (Sudarsana dkk, 2016).



Gambar 2.13: Grafik kurva kerapuhan (Trapani dan Malavisi, 2018).

2.13 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

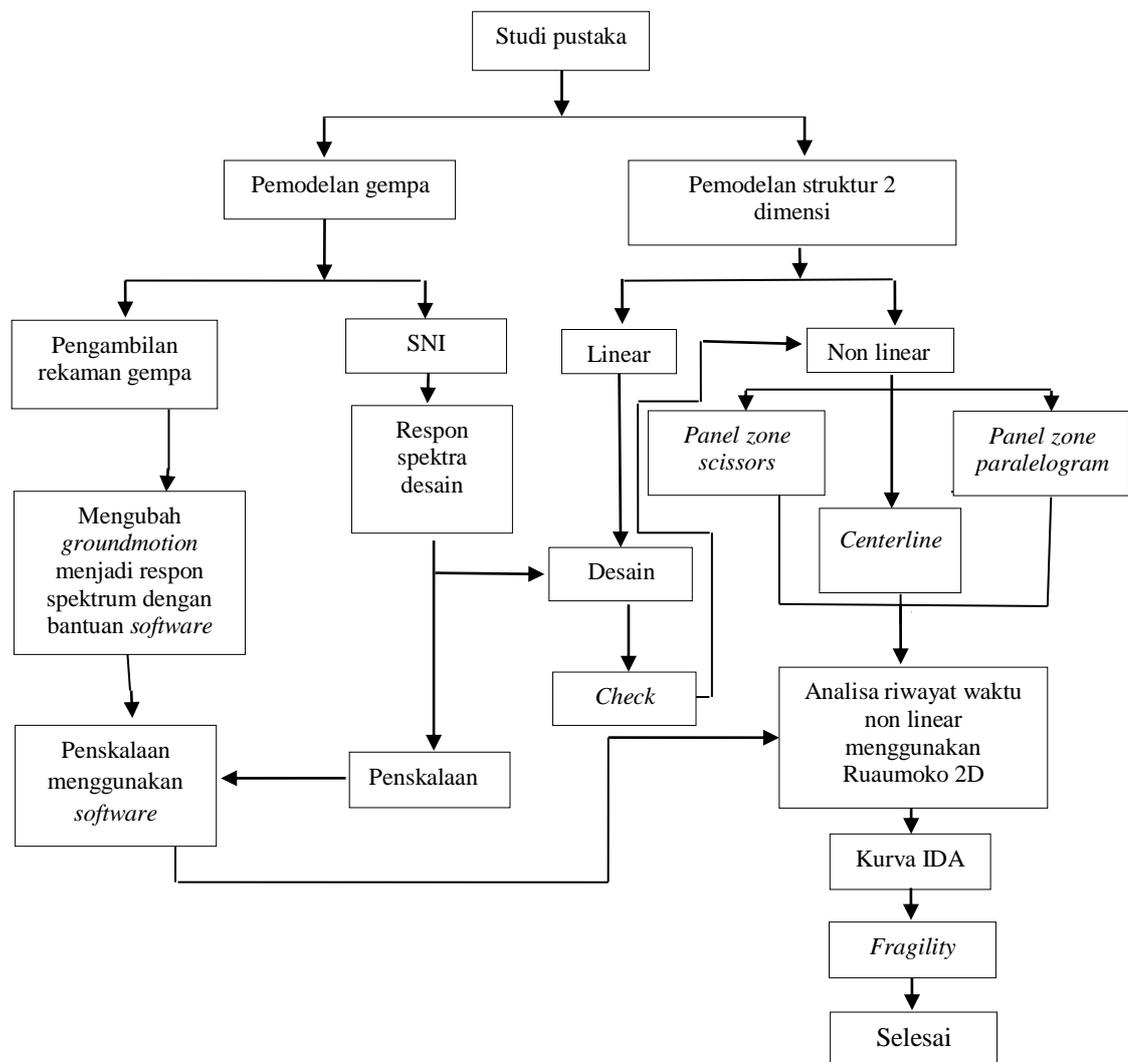
eksitasi dinamis lainnya. Program ini digunakan untuk studi eksitasi gempa termasuk pemodelan sistem base-isolation. Program ini juga dapat digunakan untuk menganalisa push over, baik statis maupun dinamis.

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 terdapat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.

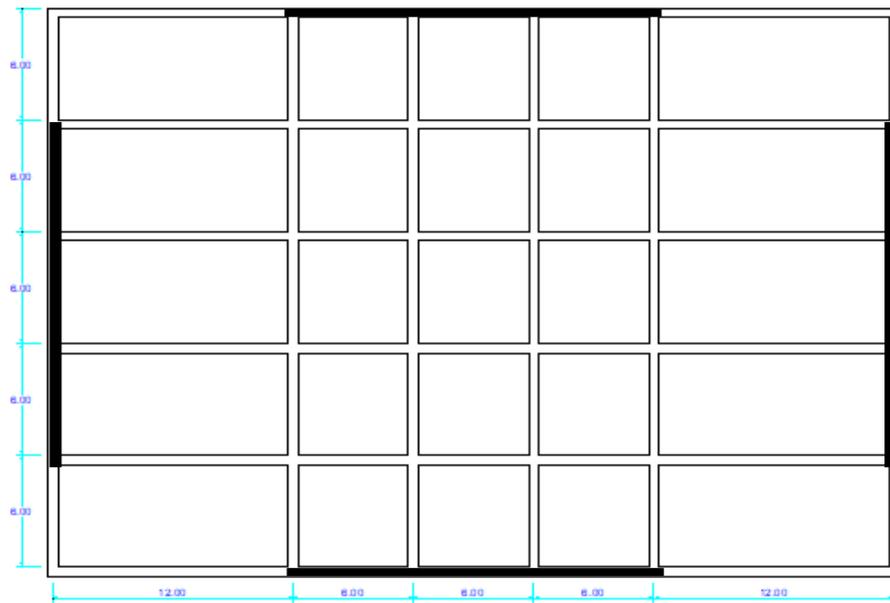
Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam tugas akhir ini analisis dilakukan terhadap 2 pemodelan *panel zone* dengan sistem rangka pemikul momen. Kedua pemodelan *Panel zone* tersebut dianalisis secara linear dan non-linear dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan program analisa struktur serta Analisis Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) dengan menggunakan *software* RUAUMOKO versi 04, untuk mendapatkan nilai simpangan yang ada ketika bangunan telah dikenakan gempa. Kemudian nilai simpangan tersebut akan dibandingkan untuk setiap modelnya.

3.2 Pemodelan Struktur

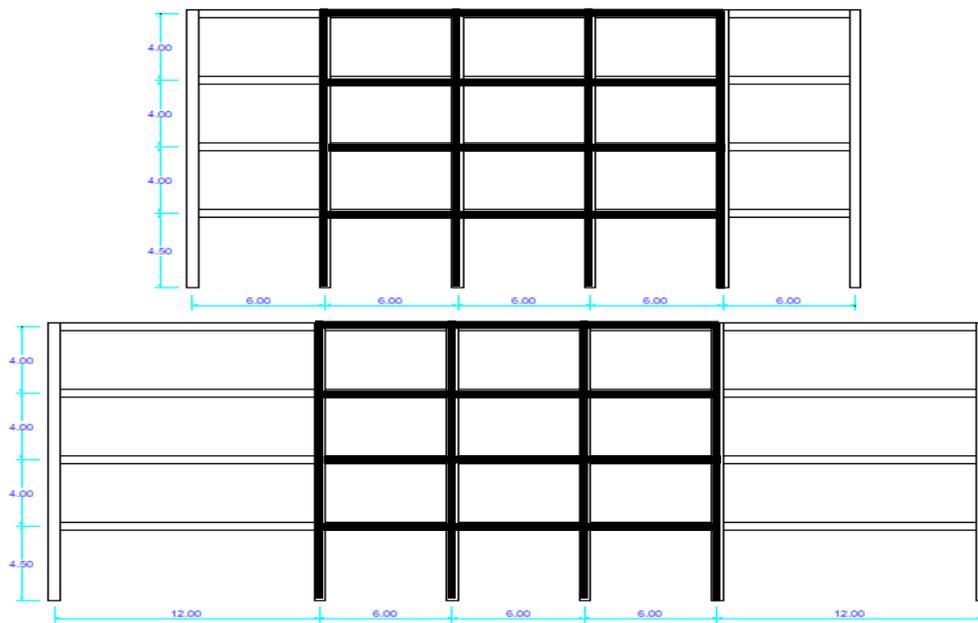
3.2.1 Data Perencanaan Struktur

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) : 50 ksi (345 Mpa)
 - Kuat tarik minimum (f_u) : 65 ksi (450 Mpa)



Gambar 3.2: Denah struktur model.



Gambar 3.3: Gambar proyeksi struktur model lantai 4.

3.2.2 Dimensi Balok-Kolom

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	Kolom Eksterior	Balok
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

Nilai beban gravitasi yang bekerja pada struktur bangunan adalah sebagai berikut :

- Beban Mati = 4.309 KN/m² untuk semua lantai.
- Beban Hidup = 2.39 KN/m² untuk lantai tipikal.
- Beban Hidup = 0.957 KN/m² untuk atap
- Beban Mati Tambahan = 1.197 KN/m² untuk semua lantai.

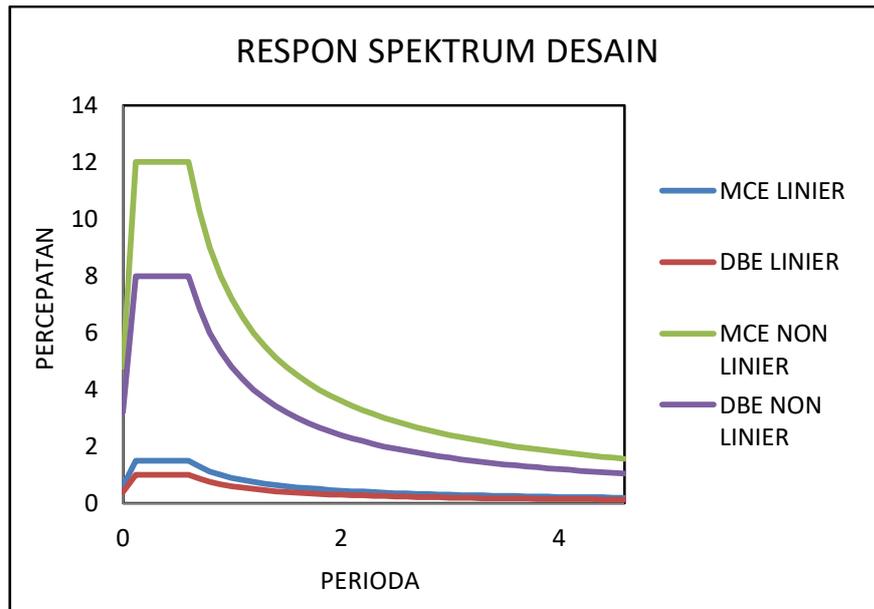
3.3.1.2 Respon Spektrum Desain

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah lunak yang terletak di Kota Banda Aceh. Berikut data-data respon spektrum linear sebagai berikut:

- PGA = 4,8 m/det²
- S_s = 1,5 g
- S₁ = 0,6 g
- Nilai F_a = 1,174
- Nilai F_v = 2.689
- S_{MS} = 1,761
- S_{M1} = 1,6134

- $T_0 = 0,12$
- $T_s = 0,6$
- Nilai $S_a = 0,6$

Respon spektrum diplot ke dalam grafik seperti yang ditampilkan pada Gambar 3.4.



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 Linear dengan Metode Respon Spektrum pada pemodelan menggunakan Program Analisa Struktur.

3.3.1.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2012 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa, 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)

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 20 data rekaman gempa PEER NGA dan COSMOS seperti terlihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Data 20 gempa.

No	Nama Gempa	Tahun	Nama Stasiun	Magnitude
1	Managua Nicaragua-01	1972	Managua ESSO	6.24
2	Fruili Italy-02	1976	Forgaria Cornino	5.5
3	Duzce Turkey	1999	Sakarya	7.4
4	Kobe Japan	1995	Kobe University	6.9
5	Northridge-01	1994	Cedar Hill	6.7
6	Cape Mendocino	1992	Cape Mendocino	7.01
7	Chichi-01	1999	CHY080	6.2
8	Erzican Turkey	1992	Erzincan	6.69
9	Kocaeli Turkey	1999	Duzce	7.51
10	Mammoth Lakes-01	1980	Convict Creek	6.06
11	Landers	1992	North Palm Springs	7.28
12	Borrego	1942	El Centro Array#9	6.5
13	Chalfant Valley-02	1942	Benton	6.19
14	Christchurch	2011	Christchurch Hospital	6.2
15	Morgan Hill-Gilroy	1984	Gliroy Array#1	6.19
16	Kalamata Greece-01	1986	Kalamata	6.2
17	Niigata	1979	Niigata Nishi Kaba District	6.6
18	Chuetsu-oki	2007	Nagano Togakushi	6.6
19	NorthwestChina-02	1997	Jiashi	6.1
20	Gazli	1976	Karakyr	6.8

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

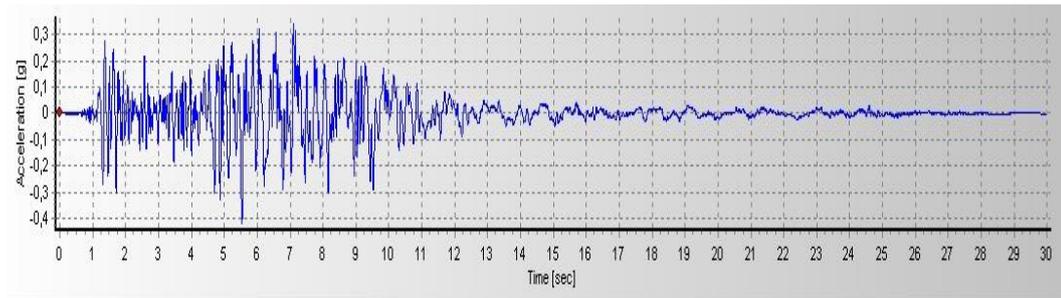
Adapun data-data yang dibutuhkan dalam analisis respon riwayat waktu nonlinier menggunakan *software* RUAUMOKO2D versi 04 antara lain:

- 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*

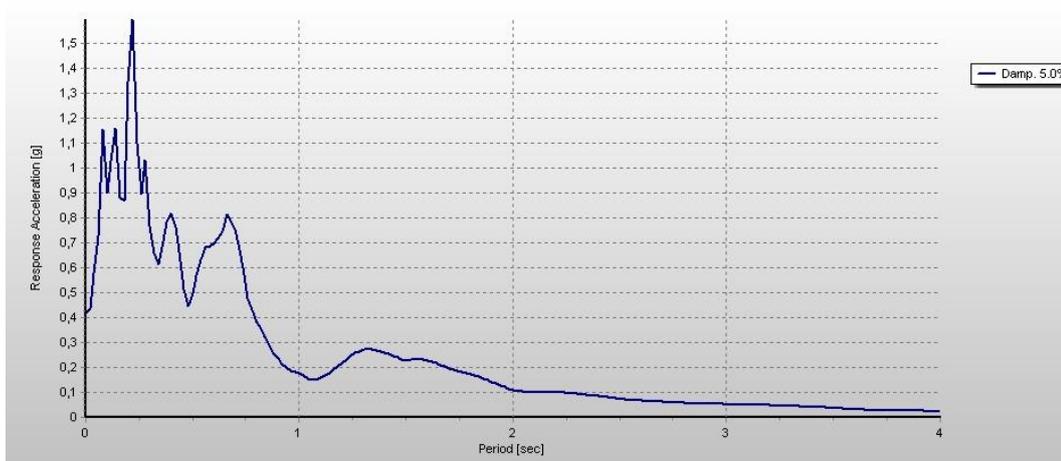
3.3.2.2 Analisis Respon Riwayat Waktu

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 :

1. Pengambilan rekaman gempa dari PEER NGA dan COSMOS. Daerah- daerah rekaman yang diambil tertera pada Tabel 3.7 dan 3.8.
2. 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 spectrum.



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

3.3.2.3 Momen Leleh (My)

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.

3.3.2.4 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).

3.3.2.5 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.

3.4 Perencanaan Linear Berdasarkan AISC-2012

3.4.1 Desain Kolom

Memastikan terlebih dahulu bahwa bentuk ukuran kolom dapat menahan kekuatan yang di perlukan antara tingkat dasar dan kedua. Tabel .. menunjukkan rumus yang berlaku untuk penggunaan ASCE/SEI 7 untuk perhitungan beban.

Kombinasi beban untuk LRFD

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + pQ_E + 0.5I + 0.2S \quad (3.1)$$

Menghitung C_b menggunakan persamaan

$$M(x) = M_{u \text{ top}} - \left(\frac{M_{u \text{ top}} - M_{u \text{ bot}}}{L} \right) x \quad (3.2)$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \quad (3.3)$$

$$P_c = \phi_c P_n \quad (3.4)$$

$$\frac{Pr}{Pc} = \geq 0,2 \quad (3.5)$$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.6)$$

$$\phi_v V_n > V_u \dots \dots \dots (\text{ok}) \quad (3.7)$$

3.4.2 Desain Balok

Berikut perumusan dalam desain balok dan beban kombinasi termasuk beban gempa pada persamaan dibawah ini.

$$(1.2+0.2S_{DS})D+\rho Q_E+0.5L+0.2S \quad (3.8)$$

$$M_0 = M_{u \text{ left}} \quad (3.9)$$

$$M_1 = M_{u \text{ right}} \quad (3.10)$$

$$(M_0+M_1)^* = MD \quad (3.11)$$

$$C_b = 3.0 - \frac{2}{3} \left(\frac{M_1}{M_0} \right) - \frac{8}{3} \left| \frac{M_{CL}}{(M_0+M_1)^*} \right| \quad (3.12)$$

$$F_{cr} = \frac{3.85\pi^2(29000\text{ksi})}{\left| \frac{30.0\text{ft}(\frac{12\text{in}}{\text{ft}})}{2.00\text{in.}} \right|^2} \quad (3.13)$$

$$M_n \leq M_p \quad (3.14)$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x \quad (3.15)$$

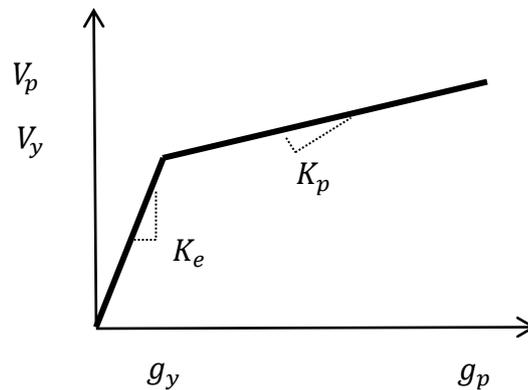
$$\phi_b M_n = M_0 \quad (3.16)$$

$$\phi_b V_n > V_u \quad (3.17)$$

3.5 Pemodelan Non Linear Struktur.

3.5.1 Pemodelan Sendi Plastis Di Badan Kolom *Panel Zone*.

Kondisi geser akan terjadi pada badan kolom di *panel zone*, maka dalam pemodelan material non linear unuk elemen *panel zone* akan dipakai nilai-nilai gaya-deformasi, seperi pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7: Kurva backbone gaya-deformasi untuk pemodelan material non linear elemen panel zone.

Berdasarkan (Krawinkler dan Mohasseb, 1987), kekakuan geser kondisi *elastic* (K_e), Deformasi geser (γ) dan kuat geser (V) yang dipikul oleh *Panel zone* di badan kolom pada persamaan 3.18 berikut ini:

$$K_e = \frac{V}{\gamma} = 0.95 h_k t_p G \quad (3.18)$$

Dimana h_t adalah tinggi profil kolom, t_p adalah tebal *panel zone*, dan G adalah modulus geser material baja. Maka kuat geser leleh pada panel zone (V_y) dapat ditentukan oleh 55% dari kuat leleh material baja (F_y) dikalikan tebal *panel zone* dan tinggi profil kolom dapat dilihat pada persamaan 3.19.

$$V_y = 0.55 F_y h_k t_p \quad (3.19)$$

Sedangkan deformasi leleh *panel zone* (γ_y) dapat dihitung melalui persamaan 3.20 berikut:

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}G} \quad (3.20)$$

Kekakuan geser kondisi plastis (K_p) diperoleh melalui perubahan kuat geser dan deformasi geser yang terjadi pada persamaan 3.21 yaitu:

$$K_p = \frac{\Delta V}{\Delta \gamma} = 1.095 b_k t_{sk}^2 G/h_b \quad (3.21)$$

Dimana b_k adalah lebar sayap profil kolom, t_{sk} = adalah tebal sayap profil kolom, h_b adalah balok yang menempel pada kolom. Kuat geser saat kondisi plastis (V_p) dapat ditentukan dengan persamaan 3.22:

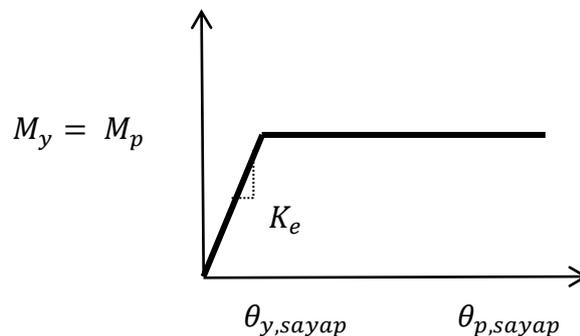
$$V_p = 0.5 F_y t_{ks} \left(1 + \frac{3.45 b_k 1.095 b_k t_{sk}^2}{h_b h_k t} \right) \quad (3.22)$$

Dimana V_p di atas terjadi pada kondisi deformasi plastis ($\gamma_p = 4\gamma_y$)

3.5.2 Pemodelan Sendi Plastis Di Sayap Kolom *Panel Zone*

Kurva *backbone* gaya-deformasi lentur pada sayap kolom *panel zone* ditunjukkan pada Gambar 3.8, dimana $M_{y,sayap} = M_{p,sayap}$ dan $\theta_{y,sayap} = \theta_{p,sayap}$. Untuk deformasi lentur ini, kekakuan lentur (K_s) dapat diperoleh melalui rasio momen leleh pada sayap kolom ($M_{y,sayap}$) dengan rotasi leleh ($\theta_{y,sayap}$), atau dengan persamaan 3.23 berikut ini (Downs, 2002):

$$K_s = 0.75 G b_{ks} t_{ks}^2 \quad (3.23)$$



Gambar 3.8: Kurva backbone gaya-deformasi lentur pada sayap kolom panel zone.

Dimana b_{ks} dan t_{ks} masing-masing adalah lebar sayap profil kolom dan tebal sayap profil kolom. Untuk momen leleh ($M_{y,sayap}$) pada sayap kolom dapat di tentukan dengan persamaan 3.24 berikut ini:

$$M_s = 1.8 F_y b_{sk} t_{sk}^2 \quad (3.24)$$

3.5.3 Pemodelan Sendi Plastis Pada Balok

$$\theta_{pc} = 5.63 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.565} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_w}\right)^{-0.8} \cdot \left(\frac{c^1 \text{unit.d}}{533}\right)^{-0.280} \cdot \left(\frac{c^2 \text{unit.F}_y}{355}\right)^{-0.43} \quad (3.25)$$

$$\theta_{pc} = 7.5 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.61} \cdot \left(\frac{b_f}{2 \cdot t_w}\right)^{-0.71} \cdot \left(\frac{I_b}{r_y}\right)^{-0.11} \cdot \left(\frac{c^1 \text{unit.d}}{533}\right)^{-0.161} \cdot \left(\frac{c^2 \text{unit.F}_y}{355}\right)^{-0.320} \quad (3.26)$$

Untuk: $d \geq 533$ mm

3.5.4 Pemodelan Sendi Plastis Pada Kolom

Untuk WF pada sumbu kuat:

$$\frac{M}{M_p} = 1.18 \left[1 - \left(\frac{P}{P_y} \right) \right] \leq 1.0 \quad (3.27)$$

Untuk WF pada sumbu lemah:

$$\frac{M}{M_p} = 1.19 \left[1 - \left(\frac{P}{P_y} \right)^2 \right] \leq 1.0 \quad (3.28)$$

3.6 Fragility Curve

$$\text{Probability} = \Phi \left\{ \frac{\ln \{RSA(T1) / \theta_{RSA(T1)}\}}{\sigma_{Ln(RSA(T1))}} \right\} \quad (3.20)$$

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 gempa, 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 ekivalen, maka gaya dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala pada persamaan 4.1.

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

Dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Tabel 4.1: Nilai gaya geser dasar nominal analisa statik ekivalen (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	141,16

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.

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:

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

Tabel 4.2: 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_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.

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 di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Pada hasil kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x untuk semua model, diperoleh nilai persentase kekakuan di atas batas yang ditentukan atau struktur yang direncanakan tidak mengalami *Soft Story*.

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..

4.3 Hasil Analisa Non Linier

Pada tahap ini merupakan bagian dari evaluasi struktur baja yang telah didesain terhadap beban gempa yang telah direncanakan, dalam hal ini respon struktur akan ditinjau terhadap perbedaan pemodelan *panel zone*. Ketiga pemodelan tersebut akan di responkan terhadap 20 gempa. Faktor R pada gedung merupakan faktor reduksi gedung yang telah didesain pada sistem struktur baja. Model struktur akan diambil data *interstory drift* dan dianalisa.

4.3.1 Interstory Drift

Jika masing-masing *node* mengalami perpindahan akibat gaya gempa, maka perpindahan tersebut dapat menghasilkan simpangan antar tingkat. Besarnya simpangan antar tingkat dipengaruhi oleh kekakuan dari struktur tersebut. Tabel 4.3 menunjukkan perbedaan nilai simpangan antar tingkat perbedaan pemodelan *panel zone*.

Tabel 4.3 : Nilai perbandingan *interstory drift* untuk masing- masing pemodelan.

Struktur	T (s)	Centerline (m)	Scissor (m)	Paralelogram (m)
Lantai 4	1.62	0.441	0.367	0,584

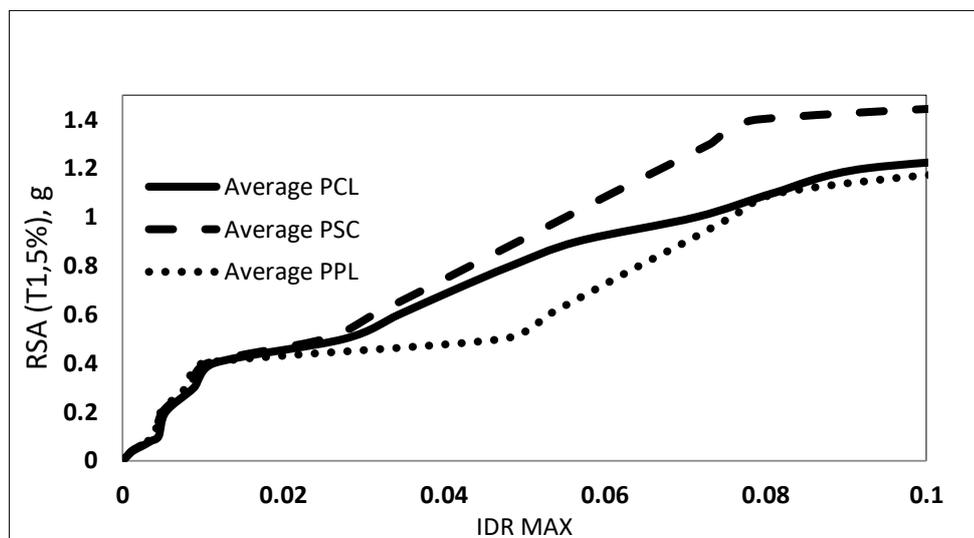
Tabel 4.4: Nilai persentasi perbandingan *interstory drift* dengan acuan ketiga pemodelan.

Struktur	T (s)	<i>Centerline</i> (%)	<i>Scissor</i> (%)	<i>Paralelogram</i> (%)
Lantai 4	1.62	100	83,21	132,42

Secara keseluruhan nilai *interstory drift* pemodelan *panel zone paralelogram* lebih besar daripada pemodelan *Centerline* maupun *Scissor* dan pemodelan *panel zone Scissor* memiliki nilai drift terkecil.

4.3.2 Incremental Dynamic Analysis (IDA)

Incremental Dynamic Analysis yang di lakukan pada ketiga model struktur menghasilkan gambaran respon dan kapasitas dari struktur yang selanjutnya dapat digunakan untuk membentuk kurva kerapuhan struktur sebagai metode dalam asamen kerapuhan seismik. Hasil IDA menggunakan 20 set rekaman gempa untuk masing-masing pemodelan *centerline (CL)*, *scissor (SC)*, *paralelogram (PL)*. Grafik IDA adalah hasil dari *interstory drift Ratio*.

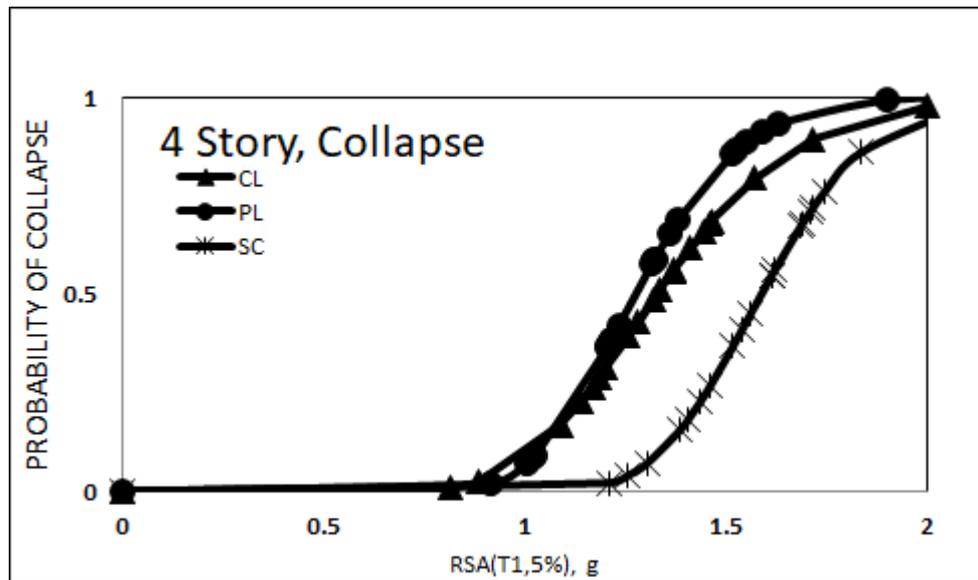


Gambar 4.1: Grafik kurva IDA pemodelan *centerline (PCL)*, *panel zone scissor (PSC)*, *panel zone paralelogram (PPL)* terhadap bangunan 4 lantai.

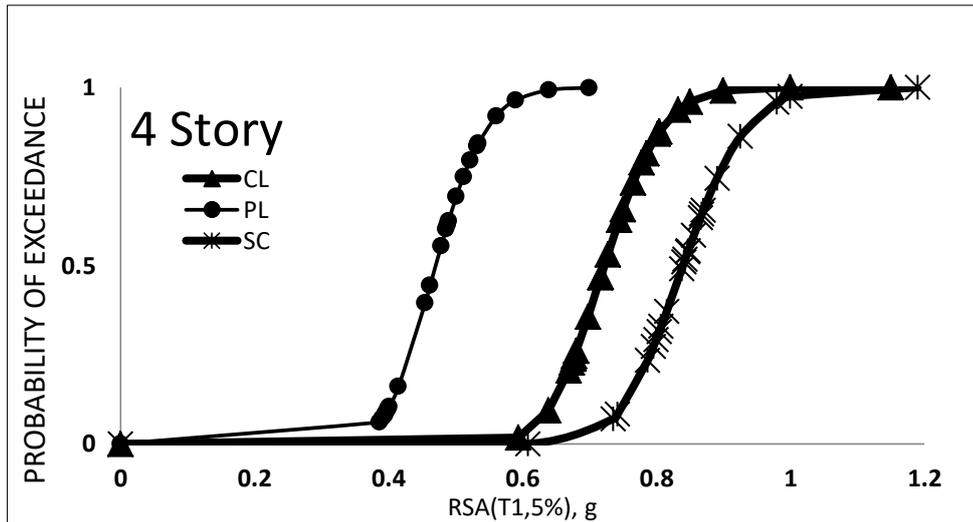
Pada gambar diatas menunjukkan *Incremental Dynamic Analysis* dari gambar 4.1 dapat dilihat mengalami kenaikan yang tidak terlalu besar, pada *centerline* saat nilai $RSA(T1) = 0.7$ mendapatkan nilai $IDR = 0,041$, pada Model 2 pada saat nilai $RSA(T1) = 0.7$ mendapatkan nilai $IDR = 0,037$, pada Model 3 pada saat nilai $RSA(T1) = 0.7$ mendapatkan nilai $IDR = 0,58$. Setelah peningkatan RSA 0.7 perbedaan IDR *max* sangat jelas terlihat perilaku sesungguhnya struktur yang ditandai memisahanya grafik antara 3 pemodelan.

4.3.3 Analisis *Probability of Exceedance*

Dari proses *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) didapatkan nilai IDR ratio pada RSA tertentu yang kemudian akan digunakan dalam menganalisa probabilitas *collapse* dan *collapse prevention* struktur gedung terhadap nilai RSA . Hasil Probabilitas keruntuhan struktur untuk ketiga model dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3.



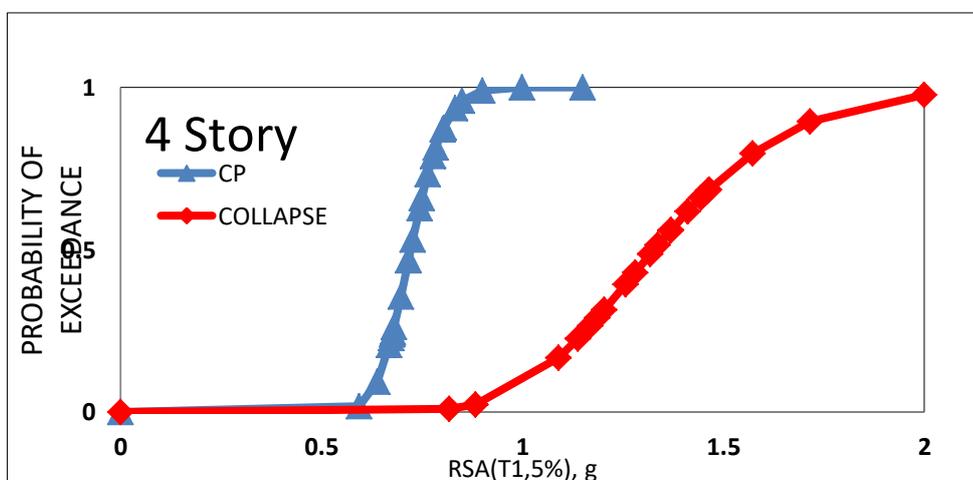
Gambar 4.2: Grafik kurva kerapuhan saat *collapse* pada pemodelan *centerline* (CL), *panel zone scissor* (SC), *panel zone paralelogram* (PL) terhadap bangunan 4 lantai.



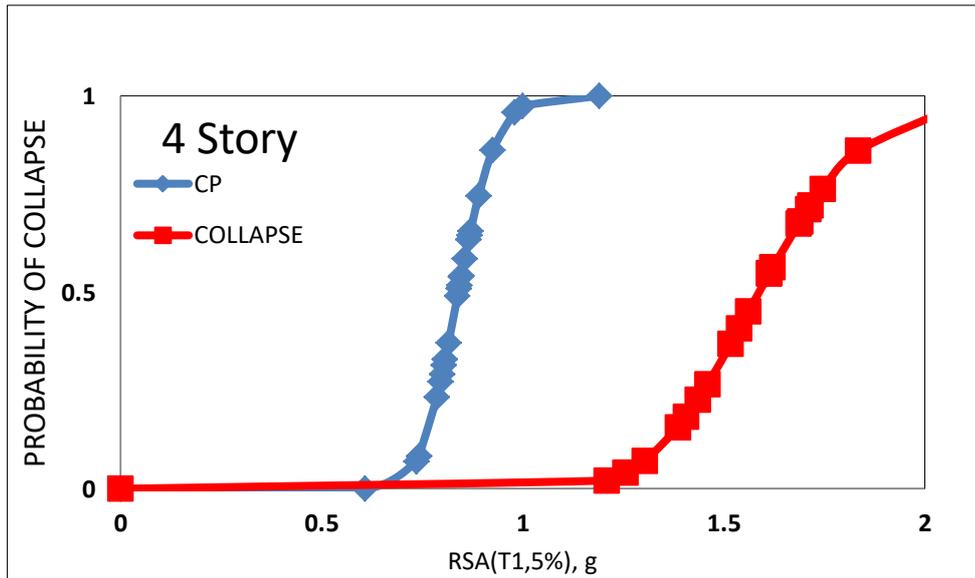
Gambar 4.3: Grafik kurva kerapuhan pada saat *collapse prevention* pada pemodelan *centerline* (CL), *panel zone scissor* (SC), *panel zone paralelogram* (PL) terhadap bangunan 4 lantai.

4.3.3.1 Perbandingan Kurva kerapuhan C/CP

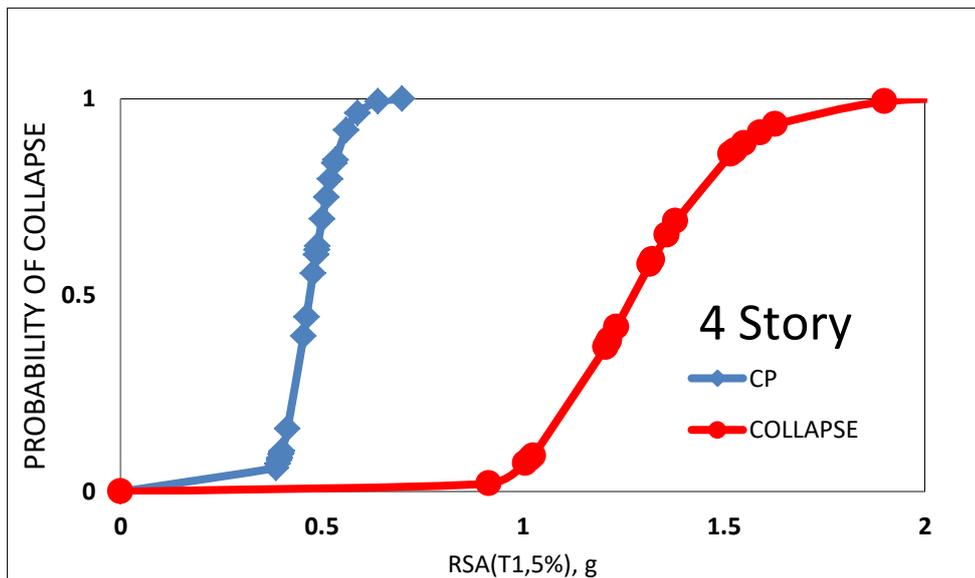
Dari kurva kerapuhan diatas sangat jelas bahwasannya secara garis besar pemodelan *panel zone scissor* membutuhkan RSA yang lebih besar mengalami keruntuhan akan tetapi *centerline* dan pemodelan *panel zone paralelogram* membutuhkan RSA yang hampir mendekati yang dimana *centerline* sedikit lebih besar dibanding *paralelogram*.



Gambar 4.4: Grafik perbandingan kurva kerapuhan pada saat *collapse* dan *collapse prevention* pada pemodelan *centerline* (CL) pada bangunan lantai 4.



Gambar 4.5: Grafik perbandingan kurva kerapuhan pada saat *collapse* dan *collapse prevention* pada pemodelan *panel zone scissor* (SC) pada bangunan lantai 4.



Gambar 4.6: Grafik perbandingan kurva kerapuhan pada saat *collapse* dan *collapse prevention* pada pemodelan *panel zone paralelogram* (PL) pada bangunan lantai 4.

4.3.3.2 Median Kurva Kerapuhan

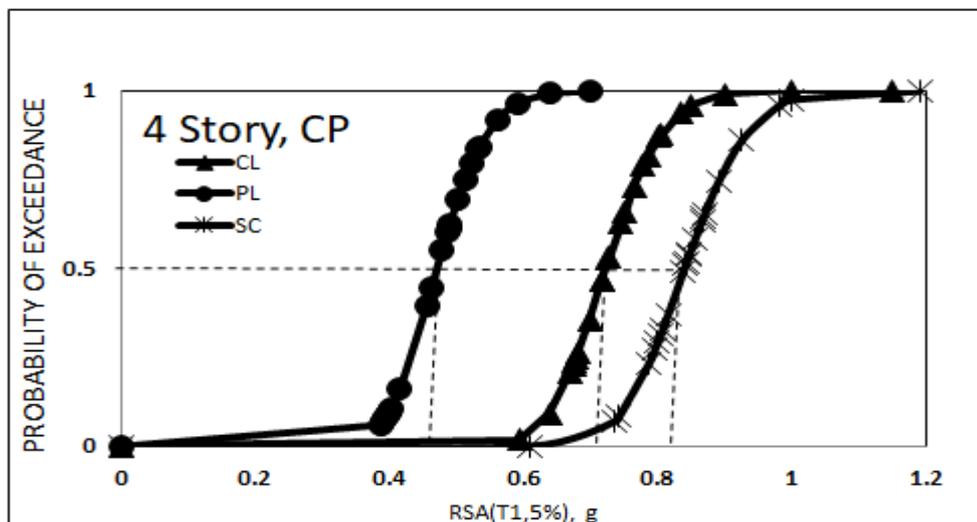
Nilai median yang telah diperoleh dari analisis kurva kerapuhan *centerline*, *panel zone scissor*, *panel zone paralelogram* Lihat tabel 4.5:

Tabel 4.5: Nilai RSA(T1) untuk kondisi *collapse* (10%) dan kondisi *collapse prevention*.

COLLAPSE			COLLAPSE PREVENTION		
<i>Centerline</i>	<i>Scissor</i>	<i>Paralelogram</i>	<i>Centerline</i>	<i>Scissor</i>	<i>Paralelogram</i>
1.340219	1.559098	1.288694	0.729097	0.81911	0.460259

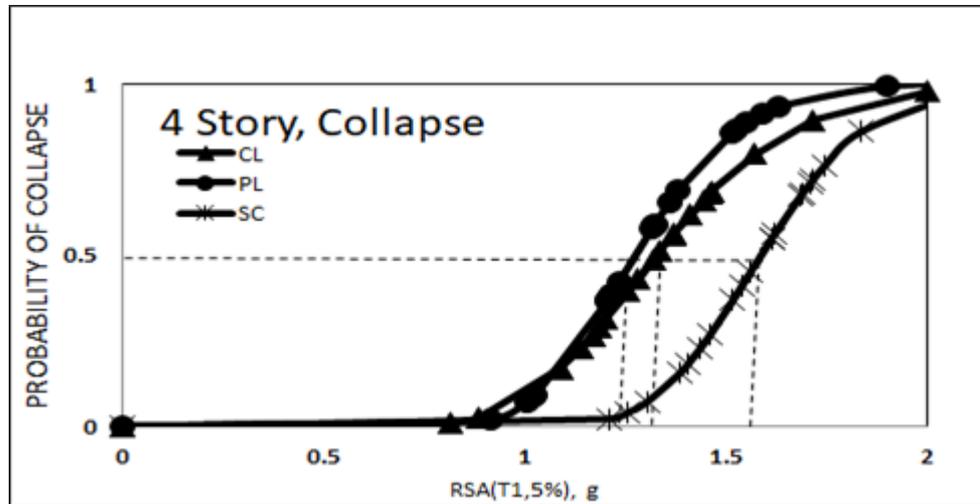
Dari Tabel 4.5 diatas menunjukkan *Scissor* memiliki RSA terbesar yaitu 1.55 untuk terjadi *collapse* dan 0.819 untuk *collapse prevention*, disusul *centerline* dengan RSA sebesar 1.34 untuk *collapse* dan 0.72 untuk *collapse prevention*, dan *paralelogram* memiliki RSA terkecil pada saat *collapse* yaitu 1.28 dan 0.46 untuk *collapse prevention*.

4.3.3.3 Perbandingan Kurva Kerapuhan saat 50%



Gambar 4.7: Grafik kerapuhan *collapse prevention* saat kondisi 50%.

Dari Gambar 4.7 terlihat bahwa untuk mencapai kondisi 50% saat *collapse prevention* pada pemodelan *centerline* membutuhkan RSA sebesar 0.72, pada pemodelan *panel zone scissor* membutuhkan RSA sebesar 0.83, pada pemodelan *panel zone paralelogram* membutuhkan RSA sebesar 0.69



Gambar 4.8: Grafik kerapuhan *collapse* saat kondisi 50%.

Dari Gambar 4.8 terlihat bahwa untuk mencapai kondisi 50% saat *collapse prevention* pada pemodelan *centerline* membutuhkan RSA sebesar 1.32, pada pemodelan *panel zone scissor* membutuhkan RSA sebesar 1.58, pada pemodelan *panel zone paralelogram* membutuhkan RSA sebesar 1.27.

Tabel 4.6 rasio perbandingan antara RSA *collapse* dan *collapse prevention*

Pemodelan	<i>RSA Collapse/collapse prevention</i>
CL	0.543
SC	0.528
PL	0.547

Pada Tabel 4.6, dari hasil perbandingan nilai RSA *collapse* dan *collapse prevention* pada saat 50% didapatkan 0.5. Hasil ini membuktikan bahwasannya perhitungan pada analisis kinerja keruntuhan sudah benar, dimana kerapuhan *collapse* (10%) dan *collapse prevention* (5%) juga memiliki rasio 0.5.

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 pemodelan *panel zone* maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil analisa pada struktur terhadap pemodelan *panel zone* yang berupa kurva IDA dari pemodelan *panel zone* tipe *paralelogram* membutuhkan RSA terkecil untuk mengalami keruntuhan dibandingkan pemodelan *centerline* dan *panel zone scissor* akibatnya pemodelan *panel zone paralelogram* memiliki kinerja keruntuhan yang sangat rentan dibandingkan tipe pemodelan lainnya dan pemodelan *panel zone scissor* memiliki kinerja keruntuhan paling baik dari semua pemodelan yang di analisis.
2. Pada hasil analisis kurva kerapuhan yang di ambil nilai mediannya di dapati pemodelan *paralelogram* juga yang paling besar dalam mengalami kerusakan dan pemodelan *scissor* memiliki kerusakan paling kecil dengan RSA yang sama.
3. Dari hasil semua analisis yang dilakukan trend yang terjadi selalu pemodelan *panel zone scissor* memiliki kapasitas yang paling besar sementara pemodelan *panel zone paralelogram* memiliki kapasitas paling kecil dan hasil dari pemodelan *panel zone paralelogram* yang paling mendekati dengan pemodelan *centerline*.

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

- 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*.
- Badan Standarisasi Nasional (2012) Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Boen, T, Dkk (2010). Cara memperbaiki bangunan sederhana yang rusak akibat gempa bumi. *World Seismic Initiative*.
- Budiono, B. dan Supriatna, L (2011) Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726:2002 dan SNI 1726:2012. Bandung: ITB.
- 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. *Tanggerang: Penerbit Jurusan Teknik Sipil UPH*.
- 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.
- Downs, W. M. (2002). *Modeling and Behavior of the Beam/Column Joint Region of Steel Moment Resisting Frames* (Doctoral dissertation, Virginia Tech).
- 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.
- 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.
- Goulet, C. A., Haselton, C. B., Mitrani-Reiser, J., Beck, J. L., Deierlein, G. G., Porter, K. A., & Stewart, J. P. (2007). Evaluation of the seismic performance

of a code-conforming reinforced-concrete frame building—from seismic hazard to collapse safety and economic losses. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 1973-1997.

<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.

Krawinkler, H., & Mohasseb, S. (1987). Effects of panel zone deformations on seismic response. *Journal of Constructional Steel Research*, 8, 233-250.

Krawinkler, H. (1978). Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames. *Engineering Journal*, 15(3).

Lukmansa, I. (2015). Studi Perbandingan Perencanaan Struktur Baja Menggunakan Profil Biasa Dan Profil Kastela Pada Proyek Gedung Pgn Di Surabaya. *Extrapolasi: Jurnal Teknik Sipil*, 8(02).

Mamesah, H. Y., Wallah, S. E., & Windah, R. S. (2014). Analisis Pushover pada Bangunan dengan Soft First Story. *Jurnal Sipil Statik*, 2(4).

Pawirodikromo, W., (2012), *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*, Pustaka Pelajar., Yogyakarta.

Rizkiani, R. E. (2019). Studi Perbandingan Struktur Gedung Dispenda Kota Samarinda Berdasarkan Sni 03-1726-2002 Dan Sni 03-1726-2012. *Kurva S Jurnal Mahasiswa*, 1(1), 341-353.

Sampakang, J. J., Pandaleke, R. E., Pangouw, J. D., & Khosama, L. K. (2013). Perencanaan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Pada Komponen Balok–kolom Dan Sambungan Struktur Baja Gedung Bpjn XI. *Jurnal Sipil Statik*, 1(10).

Sepasdar, R., Banan, M. R., & Banan, M. R. (2019). A Numerical Investigation on the Effect of Panel Zones on Cyclic Lateral Capacity of Steel Moment Frames. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 1-10.

Siswanto, B., & Salim, M., (2018), *Rekayasa Gempa*, K-Media, Yogyakarta.

Sudarsana, I. K. Perbandingan Perubahan Kinerja Struktur Rangka Struktur Beton Bertulang Dan Baja Dengan Dinding Pengisi. *Jurnal Ilmiah Teknik Sipil*.

- Vamvatsikos, D. (2011). Performing incremental dynamic analysis in parallel. *Computers & structures*, 89(1-2), 170-180.
- 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 (KN)</i>
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 Ekuivalen

Gaya geser dasar yang digunakan untuk menghitung gaya lateral statik ekuivalen 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

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Maksimum} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,2}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,0625 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,5}{1,3538 \left(\frac{8,0}{1,0}\right)} = 0,01846 \end{aligned}$$

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)	$W_x \cdot h_x^k$	$\frac{Force}{(\sum W_x \cdot h_x^k)} \times V$	Story Shear (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 (($\delta \cdot C_d$)/I _e)	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

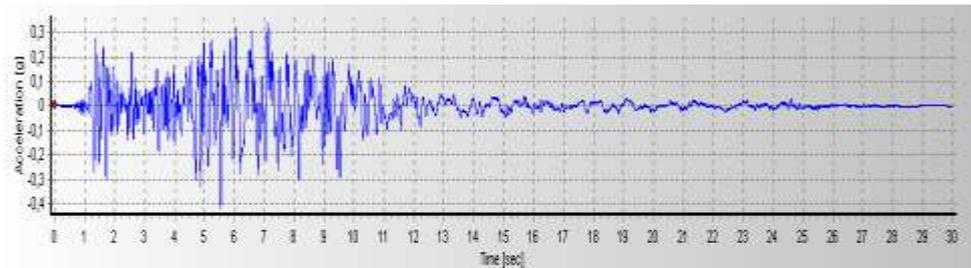
A.9. Pengaruh Efek P-Delta

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

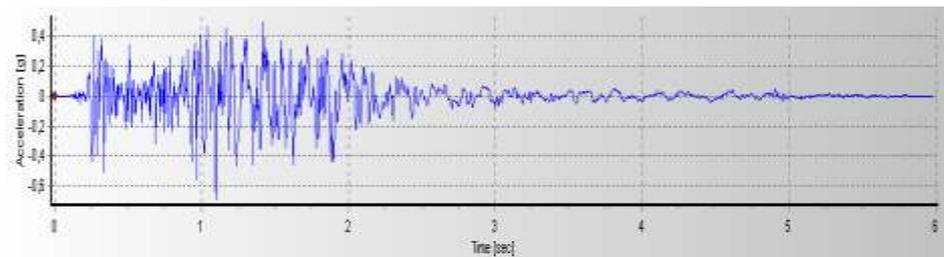
ARAH X								
LANTAI	TINGGI	INTER STORY DRIFT	V _u	P _u	I _e	C _d	STABILITY RATIO	CEK < 1
4	16,5	0,038	1375,43	2524,78	1	5.5	0,0317	OK
3	12,5	0,0126	2381,6	5075,44	1	5.5	0,0122	OK
2	8,5	0,0094	3004,02	7626,1	1	5.5	0,0109	OK
1	4,5	0,0165	3289,27	10176,8	1	5.5	0,0233	OK

A.10. *Groundmotion* (Rekaman gempa)

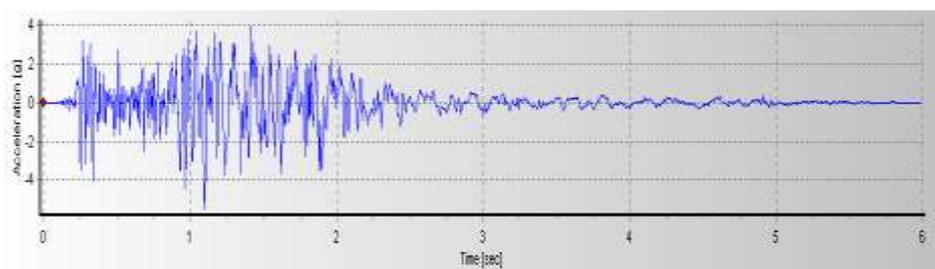
groundmotion yang akan digunakan dalam tugas akhir ini yaitu tipe *groundmotion* tunggal yang berjumlah 20 dan akan diskalakan berdasarkan penskalaan DBE linier, MCE, DBE non linier dan MCE non linier.



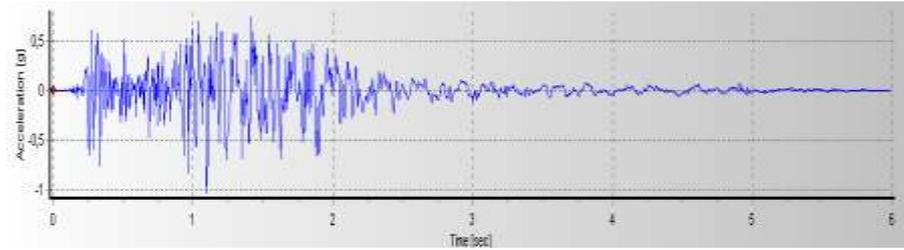
Gambar L.1: Rekaman gempa Mammoth Lakes-01 California sebelum penskalaan.



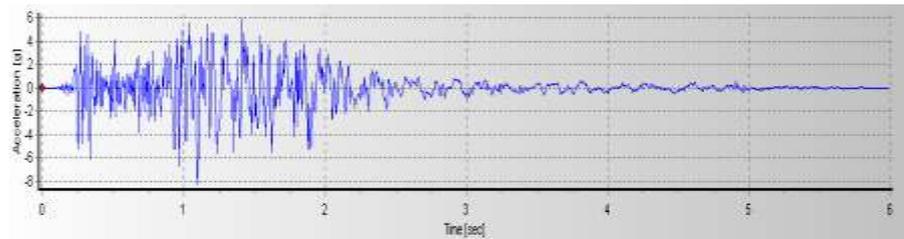
Gambar L.2: Rekaman gempa Mammoth Lakes-01 California sesudah penskalaan DBE linier.



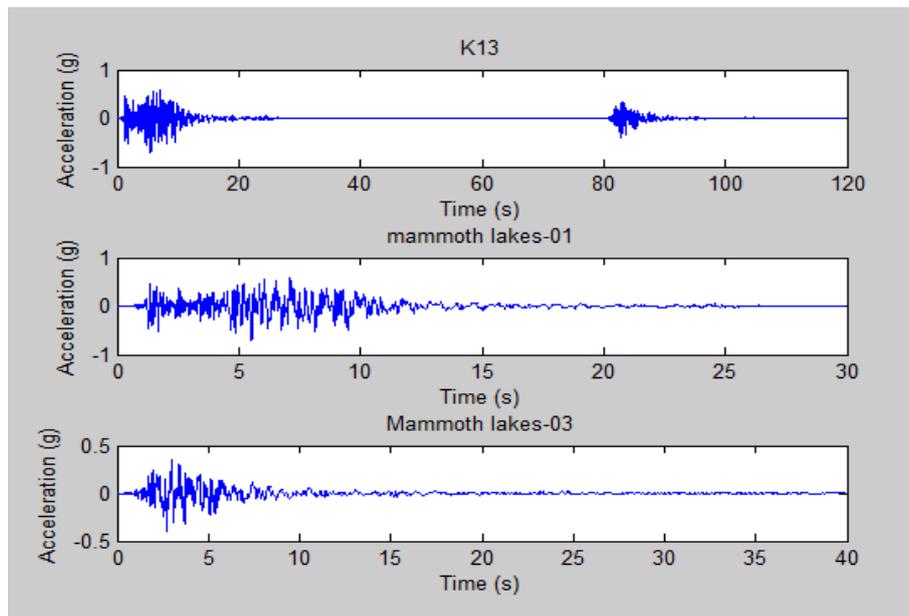
Gambar L.3: Rekaman gempa Mammoth Lakes-01 California sesudah penskalaan DBE non linier.



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**

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

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

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

$$C = 1$$

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

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

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

$$P_r/P_c = 1.038429569 > 0.2$$

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

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



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

Jl. Kapten Mukhtar Basri No.3 Medan Telp. (061)-6622400

LEMBAR ASISTENSI

NAMA : MUHAMMAD DEWANGGA RAMADHAN
NPM : 1607210098
JUDUL : "PERILAKU KERUNTUHAN STRUKTUR SRPM BAJA
AKIBAT PERBEDAAN PEMODELAN PANEL ZONE"

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
		- perbaikan Bab 1 : tujuan	✓ Mh 02/02/20
		- lanjutan ke bab 2	
		- perbaikan tinjauan pustaka	✓ Mh 11/03/20
		- tambahan	
		- perbaikan bab 2 : tambahan referensi	✓ Mh 22/05/20
		- lanjutan ke bab 3	
		- Buat model elastis	
		- perbaikan model elastis	✓ Mh 15/04/20
		- perbaikan bab 3	
		- perbaikan model elastis (time history analysis)	✓ Mh 21/05/20
		- Buat model nonlinear	
		- perbaikan model nonlinear	✓ Mh 10/06/20
		- Buat analisis output data	
		- Buat bab 4	✓ Mh 30/07/20
		- perbaikan bab 4	✓ Mh 22/08/20
		- Cek hasil	
		- Buat Graph Fragility	✓ Mh 25/10/20
		acc uke seminar	✓ Mh 28/10/20

Mengetahui,
Pembimbing Tugas Akhir


(Dr. Ade Faisal, S.T, MSc, PhD)

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



INFORMASI PRIBADI

Nama : Muhammad Dewangga Ramadhan
Panggilan : Angga
Tempat, Tanggal Lahir : Medan, 12 Maret 1999
Jenis Kelamin : Laki - Laki
Alamat Sekarang : Jl. Sesar No. 17
HP/Tlpn Seluler : 081959994581

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Induk Mahasiswa : 1607210098
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Jenis Kelamin : Laki - Laki
Peguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Peguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri, No. 3 Medan 20238-

PENDIDIKAN FORMAL

Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun
Kelulusan		
Sekolah Dasar	SDN 064980	2010
Sekolah Menengah Pertama	SMP Negeri 11 Medan	2013
Sekolah Menengah Atas	SMK Tritech Informatika Medan	2016

ORGANISASI

Informasi

Tahun

-

-