

TUGAS AKHIR

PENGARUH PEMODELAN *PANEL ZONE* TERHADAP *COLLAPSE MARGIN RATIO* SRPM BAJA 8 LANTAI (*LITERATUR*)

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

DISUSUN OLEH:

MUAMMAR SIDDIQ

1607210107



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

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



UMSU
Inggit | Cerdas | Terampil

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

Bila menjawab surat ini agar disebutkan
Nomor dan tanggalnya

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Muammar Siddiq

NPM : 1607210107

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : "PENGARUH PEMODELAN *PANEL ZONE* TERHADAP
COLLAPSE MARGIN RATIO SRPM BAJA 8 LANTAI"

Bidang Ilmu : Struktur

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

Medan, 11 November 2020

Mengetahui dan menyetujui:

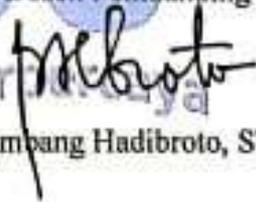
Dosen Pembimbing


Dr. Ade Faisal, ST., MSc., PhD

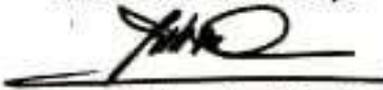
Dosen Pembimbing I


Sri Erpanti, ST., MT

Dosen Pembimbing II


Bambang Hadibroto, ST., MT

Ketua Prodi Teknik Sipil


Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST., MSc., PhD



UMSU
Unggul | Cerdas | Terpercaya

**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

Bila menjawab surat ini agar disebutkan
Nomor dan tanggalnya

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Muammar Siddiq
Tempat/Tanggal Lahir : Stabat/ 27 November 1997
NPM : 1607210107
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil

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

“Pengaruh Pemodelan *Panel Zone* Terhadap *Collapse Margin Ratio* Srpm Baja 8 Lantai”.

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

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

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

Unggul | Cerdas | Terpercaya

Medan, 11 November 2020

Saya yang menyatakan,

Muammar Siddiq



ABSRTAK

PENGARUH PEMODELAN PANEL ZONE TERHADAP COLLAPSE MARGIN RATIO SRPM BAJA 8 LANTAI (STUDI LITERATUR)

Muammar Siddiq

1607210107

Dr. Ade Faisal, ST., MSc., PhD

Penggunaan material baja untuk struktur bangunan baja bisa mengurangi risiko bangunan hancur saat diguncang gempa bumi dibanding sturuktur beton bertulang, itu dikarenakan tingkat fleksibilitasnya yang cukup tinggi. Indonesia terdapat banyak daerah yang rawan terhadap gempa 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*. Struktur yang digunakan adalah SRPM 8 lantai dengan tinggi 32.5 m. Analisa yang digunakan adalah Respon Spektrum sebagai tahap desain dan Respon Riwayat Waktu Linear dan Nonlinear sebagai tahap evaluasi, dengan alat bantu *software* SAP2000 versi 20 dan RUAUMOKO2D versi 04. Pada struktur bangunan akan dikenakan 20 respon gempa yang sudah diskalakan dengan spectra desain kota Banda Aceh. Hasilnya menunjukkan bahwa struktur dengan pemodelan *panel zone scissor* memiliki nilai CMR (*collapse margin ratio*) yang lebih besar sedangkan *panel zone centerline* memiliki nilai CMR yang lebih kecil, itu mengakibatkan *panel zone centerline* lebih cepat mendapatkan keruntuhan dari pada *panel zone scissor* dan *panel zone pararelogram*.

Kata kunci: RUAUMOKO2D, *panel zone*, CMR *collapse margin ratio*.

ABSTRACT

EFFECT OF PANEL ZONE MODELING ON COLLAPSE MARGIN RATIO SPECIAL MOMENT FRAME 8 FLOOR (LITERATURE STUDY)

Muammar Siddiq

1607210107

Dr. Ade Faisal ST, MSc, PhD

The use of steel materials for steel building structures can reduce the risk of buildings being destroyed when shaken by earthquakes compared to reinforced concrete structures, because of their high degree of flexibility. In Indonesia, there are many areas that are prone to earthquakes, especially Banda Aceh, which is an area that is prone to earthquakes, 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. The structure used is SRPM 8 floors with a height of 32.5 m. The analysis used is the Response Spectrum as the design stage and Linear and Nonlinear Time History Responses as the evaluation stage, with SAP2000 version 20 and RUAUMOKO2D version 04 software tools. The building structure will be subjected to 20 earthquake responses that have been scaled with the design spectra of the city of Banda Aceh. The results show that the structure with the zone scissor panel modeling has a greater CMR (collapse margin ratio) value, while the zone centerline panel has a smaller CMR value, which results in the zone centerline panel collapsing faster than the zone scissor panel and the zone parallelogram panel.

Keywords: RUAUMOKO2D, panel zone, CMR collapse margin ratio.

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Puji syukur kehadirat Allah SWT, atas limpahan Rahmat dan Karunia-Nya, sehingga penulis dapat merampungkan skripsi dengan judul: “Pengaruh Pemodelan *Panel Zone* Terhadap *Collapse Margin Ratio* SRPM Baja 8 Lantai”

. Ini untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan studi serta dalam rangka memperoleh gelar Sarjana Teknik Strata Satu pada program studi teknik sipil di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Penghargaan dan terima kasih yang setulus-tulusnya kepada kedua orang tua yang telah mencurahkan segenap cinta dan kasih sayang serta perhatian moril maupun materil. Semoga Allah SWT selalu melimpahkan Rahmat, Kesehatan, Karunia dan keberkahan di dunia dan di akhirat atas budi baik yang telah diberikan kepada penulis.

Dalam kesempatan yang berbahagia ini, dengan segenap hati saya mengucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada berbagai pihak yang telah banyak memberikan pengetahuan dan bimbingan serta saran kepada saya untuk penyusunan laporan ini, terutama kepada :

1. Bapak Dr. Ade Faisal S.T, MSc, PhD selaku Dosen Pembimbing yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Ibu Sri Frapanti, S.T , M.T selaku Dosen Penguji I yang telah mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Bambang Hadibroto S.T, M.T selaku Dosen Penguji II yang telah mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Ibu Hj. Irma Dewi S.T, M.Si selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

6. Bapak Munawar Alfansury Siregar, S.T, M.T selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
8. Bapak/Ibu Staff Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Orang tua saya Naharman Effendi S.Pd, Rosmawati, dan saudara/i kandung saya atas dukungan moril maupun material dan kasih sayang tulus selama ini kepada penulis.
10. Terimakasih juga di berikan kepada partner kerja, main, belajar yang selalu ada dalam keadaan apapun, Alisyia Nurmaya Pasaribu, S.I.Kom yang sedari SMA yang selalu memberi dukungan dan selalu membantu dalam keadaan apapun, semoga kedepan kita bisa menjadi manusia yang berguna untuk orang lain dan apa yang diinginkan segera terwujud.
11. Terimakasih kepada abangda Afiful Anshari, S.T yang telah membantu saya dalam mengerjakan tugas akhir ini.
12. Kepada teman kos yang sedari semester 1 sampai sekarang, Dicky Hendrawan, Dahry Ramadhan, Teguh Wanprala, Rizky.
13. Tim *earthquake engineering*, Fahmi, Angga Ramadhan, Wahyu, Ega, Ridho, dan semua teman seperjuangan 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, 11 November 2020

(Muammar siddiq)

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK	iii
KATA PENGANTAR	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 Penelitian	4
1.4. Ruang Lingkup	4
1.5. Manfaat Penelitian	5
1.6. Sistematika Penulisan	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Gempa Bumi	7
2.2. Respon Spektrum	8
2.3. Ground Motion (Getaran Tanah)	9
2.4. Sistem Rangka Pemikul Momen	10
2.5. Karakteristik Bangunan Tahan Gempa	12
2.6. Panel Zone	15
2.7. Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa	16
2.7.1. Perilaku Sistem Struktur yang Diharapkan	17
2.7.2. Perencanaan Berbasis Kinerja	17
2.7.3. Analisis <i>Pushover</i>	18
2.7.4. Waktu Getar Alami Efektif (Perioda Alami)	18
2.7.5. Target Perpindahan	19
2.8. Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012	19
2.8.1. Parameter Percepatan Gempa	19

2.8.2.	Simpangan Lantai (<i>Drift</i>) Akibat Gempa	20
2.8.3.	Perioda Alami Struktur	20
2.8.4.	Analisa Riwayat Waktu	21
2.8.5.	Pembebanan	22
2.9.	<i>Incremental Dynamic Analysis</i>	24
2.10.	<i>Collapse Margin Ratio</i> (CMR)	24
2.11.	<i>Program Ruaumoko</i>	26
BAB 3 METODOLOGI		
3.1.	Umum	27
3.2.	Pemodelan Struktur	28
3.2.1.	Data Perencanaan Struktur	28
3.2.2.	Dimensi Kolom dan Balok	30
3.3.	Analisa Struktur	30
3.3.1.	Analisis Dinamik Struktur Linier	30
3.3.1.1.	Pembebanan	30
3.3.1.2.	Respon Spektrum Desain	31
3.3.1.3.	Pembebanan	32
3.3.2.	Analisis Dinamik Struktur Non Linier	33
3.3.2.1.	<i>Groundmotion Records</i>	33
3.3.2.2.	Analisis Respon Riwayat Waktu	34
3.3.2.3.	Momen Leleh	37
3.3.2.4.	Kapasitas Rotasi	38
3.3.2.5.	Rotasi Leleh	38
3.4.	Pemodelan Linear Struktur Untuk Desain	38
3.4.1.	Desain Rangka Kolom	38
3.4.2.	Desain Rangka Balok	39
3.4.3.	Desain Kekuatan Balok	39
3.4.4.	Cek Elemen Kelangsingan Balok	40
3.4.5.	Cek Elemen Kekuatan Kolom	40
3.4.6.	<i>Panel Zone</i> Kolom	41
3.4.6.1.	<i>Panel Zone</i> Kolom Dirancang Elastik	42
3.4.6.2.	<i>Panel Zone</i> Kolom Dirancang Inelastik	43

3.5. Pemodelan Non Linear Struktur	43
3.5.1. Sendi Plastis Di Badan Kolom <i>Panel Zone</i>	43
3.5.2. Sendi Plastis Di Sayap Kolom <i>Panel Zone</i>	44
3.5.3. Sendi Plastis Pada Balok	45
3.5.4. Sendi Plastis Pada Kolom	45
3.6 <i>Fragility Curve</i>	46
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN	
4.1. Hasil Model Linier Dan Non Linier	47
4.2. Hasil Analisa Linier	47
4.2.1. Repon Spektrum Ragam	47
4.2.2. Koreksi Gempa Dasar Nominal	48
4.2.3. Koreksi Faktor Reduksi	48
4.2.4. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	49
4.2.5. Nilai Simpangan Gedung	49
4.2.6. Kontrol Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	49
4.2.7. Pengaruh Efek P-Delta	49
4.3. Hasil Analisa Non Linier	50
4.3.1. <i>Incremental Dynamic Analysis (IDA)</i>	50
4.3.2. Kondisi Keruntuhan Struktur	51
4.3.3. Median Kurva Kerapuhan	52
4.3.4. Collapse Margin Ratio	55
DAFTAR PUSTAKA	xv

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Komponen Struktural Bangunan	30
Tabel 3.2	Kombinasi Pembebanan	31
Tabel 3.3	Data Gempa Tunggal	32
Tabel 4.1:	Nilai V_t sb,x Gempa Dasar Nominal	47
Tabel 4.2:	Nilai V_t sb.x Skala Simpangan Antar Tingkat	48
Tabel 4.3:	Nilai RSA(T1) untuk kondisi keruntuhan (10%)	50
Tabel 4.4:	Nilai RSA(T1) untuk kondisi mendekati keruntuhan (2%)	51
Tabel 4.5:	Nilai RSA(T1) untuk nilai median <i>Probability of collapse</i> (50%)	53
Tabel 4.6:	Nilai RSA(T1) untuk nilai <i>collapse margin ratio</i>	55

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Distribusi gaya momen dan gaya geser yang terjadi pada pertemuan balok,kolom dan panel	2
Gambar 1.2	Jenis Panel Zone (a) <i>Panel Zone Scissor</i> , (b) <i>Panel Zone Krawinkler</i>	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	Respon Spektrum Desain	9
Gambar 2.3	Ciri khas riwayat waktu kecepatan dan perpindahan dari gerakan tanah (a) gempa jauh, (b) gempa dekat (<i>forward-directivity</i>), and (c) gempa dekat (<i>fling-step</i>)	9
Gambar 2.4	Histeresis di sendi plastis yang stabil	10
Gambar 2.5	Denah 8 lantai	12
Gambar 2.6	Perilaku struktur akibat pembebanan horisontal berulang, (a). Perilaku struktur yang buruk, (b). Perilaku struktur yang baik	13
Gambar 2.7	Diagram tegangan (f_c) – regangan (ϵ) baja tertarik : (a) Diagram f_c - ϵ baja sebenarnya.(b) Diagram f_c - ϵ baja yang diidealisasikan	14
Gambar 2.8	Sendi plastis pada panel zone yaitu akibat deformasi geser pada badan kolom dan deformasi lentur pada sayap kolom	15
Gambar 2.9	<i>Panel zone</i> pada bangunan baja	15
Gambar 2.10	Model untuk <i>panel zone</i> (a) Model Krawinkler, dan (b) Model Gunting (Scissor).	16
Gambar 2.11	Ilustrasi Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja	17
Gambar 2.12	Kurva <i>Pushover</i>	18
Gambar 2.13	Kurva <i>Pushover</i> yang disederhanakan menjadi kurva bilinear	21
Gambar 2.14	Kurva IDA	24
Gambar 2.15	Bangunan runtuh terkena gempa	24
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	26
Gambar 3.2	Denah Struktur Model Lantai 8	28
Gambar 3.3	Proyeksi Struktur Model Lantai 8	28

Gambar 3.4	Respon spektrum desain	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 spektrum	35
Gambar 3.7	Respon spektrum dengan 20 daerah gempa setelah diskalakan terhadap respon spektrum diindonesia (Bandar lampung)	35
Gambar 3.8	Rekaman gempa Mammoth Lakes California sebelum (gambar atas) dan setelah diskalakan (gambar bawah),	36
Gambar 3.9	Gaya Momen yang terjadi pada kolom <i>Panel Zone</i>	41
Gambar 3.10	Gaya geser kolom <i>Panel Zone</i>	41
Gambar 3.11	Kurva <i>Backbone</i> Gaya Deformasi untuk pemodelan material non linear elemen <i>Panel Zone</i>	43
Gambar 3.12	Kurva <i>Backbone</i> gaya deformasi pada sayap kolom <i>Panel Zone</i>	44
Gambar 4.1	Grafik IDA Perbandingan	46
Gambar 4.2	Grafik Kurva Kerapuhan Saat <i>Collapse</i>	48
Gambar 4.3	Grafik Kurva Kerapuhan Saat <i>Life Safety</i>	48
Gambar 4.4	Grafik 50% <i>Collapse</i> Pada Pemodelan	49
Gambar 4.5	Grafik perbandingan kurva kerapuhan pada saat <i>collapse dan life safety</i> pada pemodelan <i>centerline (CL)</i>	50
Gambar 4.6	Grafik perbandingan kurva kerapuhan pada saat <i>collapse dan life safety</i> pada pemodelan <i>paralelogram (PL)</i>	50
Gambar 4.7	Grafik perbandingan kurva kerapuhan pada saat <i>collapse dan life safety</i> pada pemodelan <i>scissor (SC)</i>	51

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
F_a	= Faktor amplikasi getaran pada perioda pendek
F_v	= Faktor amplikasi getaran pada perioda 1 detik
S_{MS}	= Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek
S_{M1}	= Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik
T_e	= Waktu getar efektif
K_e	= Kekakuan lateral efektif
V_y	= Kuat leleh bangunan
ρ	= Faktor redudansi
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
DBE	= <i>Desain Basis Earthquake</i>
MCE	= <i>Maximum Considered Earthquake</i>
DL	= <i>Dead load</i>
LL	= <i>Live load</i>
EX	= <i>Earthquake-X</i>
EY	= <i>Earthquake-Y</i>
CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>

BAB 1

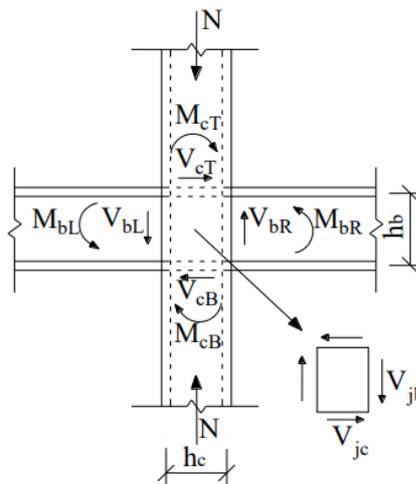
PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Saat ini, cukup didalilkan bahwa struktur yang sesuai standart harus tetap aman terhadap peristiwa ekstrim yang diratakan dengan bahaya yang mungkin terjadi selama lima puluh tahun di. Gaya lateral yang ditentukan dalam ketentuan desain seismik yang ada jauh lebih rendah daripadadiperlukan kekuatan lateral. Alasannya adalah karena desain yang adaperangkat lunak dikembangkan berdasarkan perilaku elastis struktur sementara struktur yang dirancang akan berperilaku non-linear terhadap spektrum desain . Oleh karena itu, gaya geser gempa asli yang diinduksi harus dikurangi kekekuatan lateral gerakan kuat yang lebih rendah yang terstrukturbiasanya berperilaku elastis. Ini dilakukan oleh faktor yaitu "Faktor modifikasi" atau faktor R yang memungkinkan analis untuk secara linear mendistribusikan gaya lateral kode seismik yang diterapkan . Selama dekad terakhir, beberapa peneliti telah menyatakan kekhawatiran mereka tentang kurangnya rasionalitas dalam faktor R saat ini. Oleh karena itu, perbaikan faktor R telah diidentifikasi sebagai cara untuk meningkatkan keandalan gempa bumi saat ini -ketentuan desain tahan. (A. Nicknam,dkk.2018)

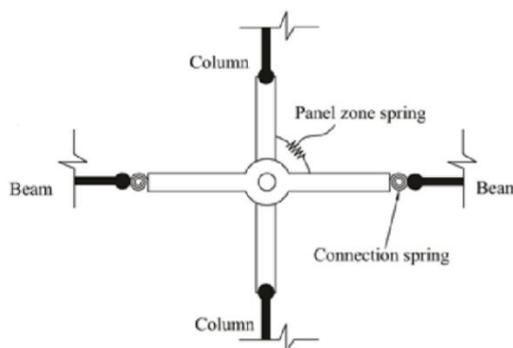
Tujuan utama dari ketentuan desain seismik dalam kode untuk bangunan adalah untuk menghindari runtuhnya struktur dan menjamin keselamatan hidup penghuni di gedung-gedung di bawah gerakan tanah yang parah. Untuk mencapai ini, resistensi anti-runtuhnya tujuan seismik struktur harus diterima kuat. Dalam kode desain saat ini, perlawanan anti-runtuhnya seismik struktur terutama dipastikan dengan konsep desain tahan gempa dan persyaratan merinci tahan gempa, tapi itu tidak bisa diukur. Rasio runtuh margin (CMR) diperkenalkan pada ATC-63 (2010), yang didasarkan pada analisis dinamis inkremental (IDA) adalah indeks yang wajar untuk mengevaluasi ketahanan anti-runtuhnya seismik global struktur. Namun, beberapa isu yang terkait dengan penentuan CMR masih ada, misalnya pemilihan gerakan tanah, kriteria keruntuhan, parameter seismik, beberapa Eksitasi dukungan, dll. (X. Y. Ou,dkk.2017)

Penggunaan material baja untuk konstruksi bangunan masa depan akan sangat baik menahan gaya gempa bumi dikarenakan tingkat fleksibilitas 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.

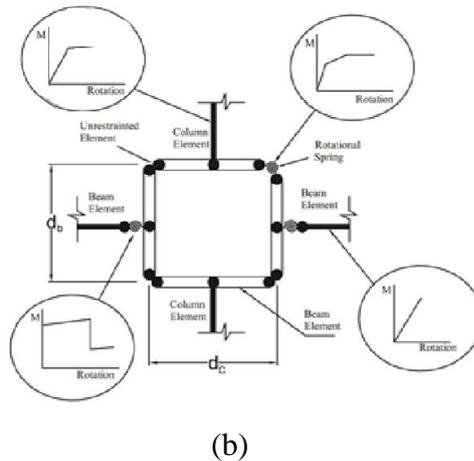


Gambar 1.1: Distribusi gaya momen dan gaya geser yang terjadi pada pertemuan balok, kolom dan panel (Zhang dkk, 2019).

Umumnya pemodelan *panel zone* dapat dilakukan dengan 2 metode, yaitu *panel zone* Metode Krawinkler dan Metode Gunting atau Scissor (I. Mansouri and H. Saffari, 2015) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1.2a dan 1.2b.

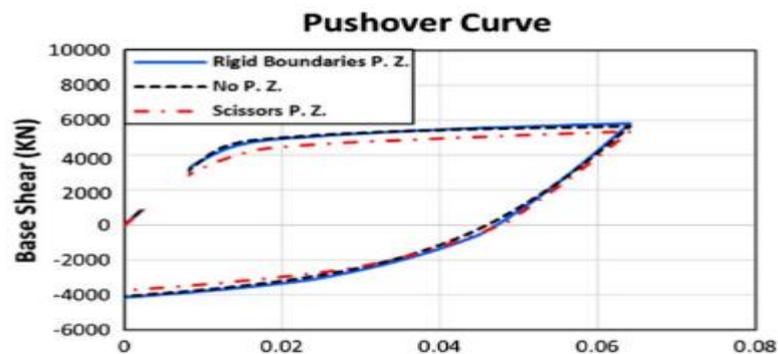


(a)



(b)
 Gambar 1.2 : Jenis Panel Zone (a) *Panel Zone Scissor*, (b) *Panel Zone Krawinkler* .(I. Mansouri and H. Saffari,2015)

Perbandingan hasil tes eksperimental dengan simulasi numerik (Metode Krawinkler dan Seissor) 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, 2019)

1.2. Rumusan Masalah

1. Apakah perbedaan pemodelan dengan *panel zone* akan mempengaruhi simpangan antar tingkat ?
2. Apakah perbedaan pemodelan pada *panel zone* SRPM baja akan mempengaruhi Collapse Margin Ratio ?

1.3. Tujuan Penelitian

1. Untuk mengetahui pengaruh pemodelan *panel zone* terhadap simpangan antar tingkat.
2. Untuk mengetahui pengaruh pemodelan *panel zone* SRPM baja terhadap *Collapse Margin Ratio* (CMR).

2.1. Ruang Lingkup

Untuk memperjelas masalah yang akan dibahas dan agar tidak terjadi pembahasan yang meluas atau menyimpang, maka perlu kiranya dibuat suatu batasan masalah. Adapun ruang lingkup permasalahan yang akan dibahas dalam penulisan skripsi ini, yaitu:

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 Krawinkler*, Struktur Baja tanpa dimodelkan *panel zone*, pada bangunan 20 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Bandar Lampung 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.
 - 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 : - Kurva IDA dan CMR (*Collapse Margin Ratio*)

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 *collapse margin rasio*.

1.6. Sistematika Penulisan

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

BAB 1 PENDAHULUAN

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

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

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

BAB 3 METODE PENELITIAN

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 4 ANALISIS DAN PEMBAHASAN

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

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

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

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Gempa Bumi

Gempa bumi (earthquake) adalah peristiwa bergetar atau bergoncangnya bumi karena pergerakan/pergeseran lapisan batuan pada kulit bumi secara tiba-tiba akibat pergerakan lempeng-lempeng tektonik. Gempabumi yang disebabkan oleh aktivitas pergerakan lempeng tektonik disebut gempabumi tektonik. Namun selain itu, gempabumi bisa saja terjadi akibat aktifitas gunung berapi yang disebut sebagai gempabumi vulkanik. Pergerakan tiba-tiba dari lapisan batuan di dalam bumi menghasilkan energi yang dipancarkan ke segala arah berupa gelombang gempabumi atau gelombang seismik. Ketika gelombang ini mencapai permukaan bumi, getarannya dapat merusak segala sesuatu di permukaan bumi seperti bangunan dan infrastruktur lainnya.(Sunarjo,dkk.2012)

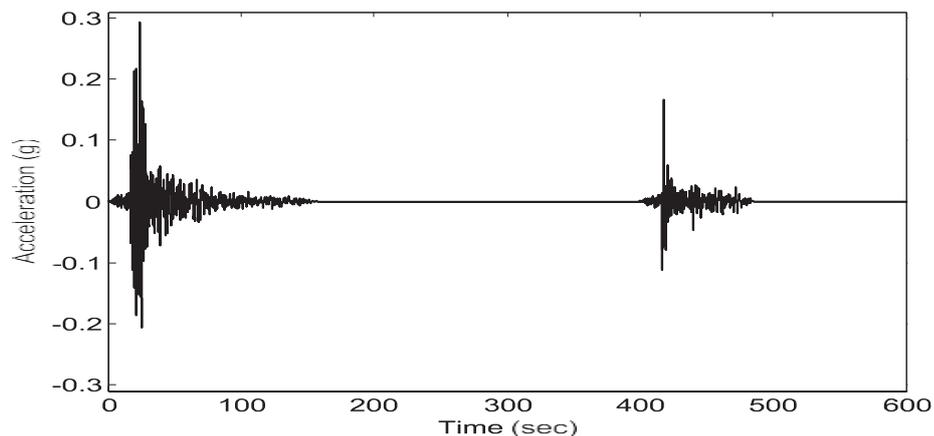
Penyebab terjadinya gempa bumi menurut Sunarjo dkk. (2012) :

1. Gempabumi tektonik adalah gempabumi yang disebabkan oleh pelepasan energi elastis yang tersimpan dalam lempeng tektonik. Karena adanya dinamika yang terjadi pada lapisan mantel bumi, lempeng tektonik bumi kita ini terus menerima energi dari lapisan tersebut.
2. Gempabumi vulkanik adalah gempabumi yang disebabkan oleh kegiatan gunung api. Magma yang berada pada kantong di bawah gunung tersebut mendapat tekanan dan melepaskan energinya secara tiba-tiba sehingga menimbulkan getaran tanah. Selain itu, pelepasan energi stress tersebut juga menyebabkan gerakan magma secara perlahan.
3. Gempabumi runtuh adalah gempabumi lokal yang terjadi apabila suatu gua di daerah batuan karst atau lokasi pertambangan runtuh. Sedangkan gempabumi jatuhnya meteor akibat kejatuhan meteorit atau benda langit ke permukaan bumi

2.2 Respon Spektrum

Menurut teori dinamika struktur (*structural dynamics*) salah satu cara untuk menentukan/menghitung simpangan, gaya-gaya dinamik pada struktur derajat kebebasan banyak (*Multi Degree of Freedom, MDOF*) adalah dengan menggunakan metode respons spectrum. Respon spektrum adalah suatu spectrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T , lawan respons-respons maksimumnya untuk suatu rasio redaman dan beban gempa tertentu (Pawirodikromo, 2012).

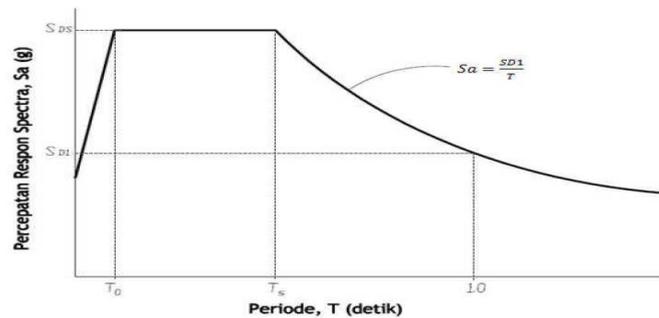
Respons maksimum dapat berupa simpangan maksimum (*Spectral Displacement, SD*), kecepatan maksimum (*Spectral Velocity, SV*) atau percepatan maksimum (*Spectral Acceleration, SA*) suatu massa struktur dengan derajat kebebasan tunggal (*Single Degree of Freedom, SDOF*). Terdapat 2 macam respon spectrum yang ada yaitu Respon Spektrum elastik dan Respon Spektrum inelastik. Respons spektrum elastik adalah suatu spectrum 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 spectrum yang diturunkan berdasarkan *elastic respons spectrum* dengan tingkat daktilitas tertentu (Pawirodikromo, 2012).



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.

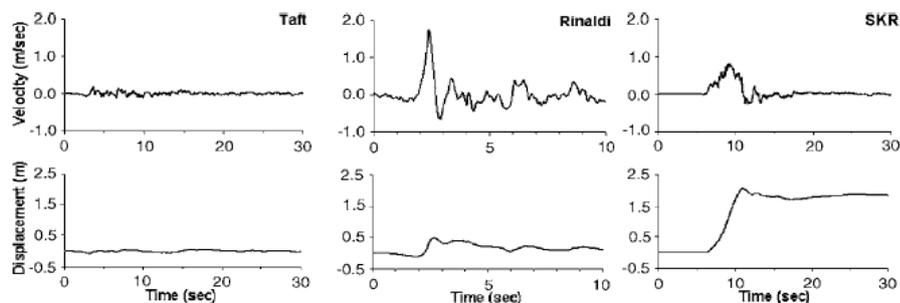


Gambar 2.2: Respon Spektrum Desain (SNI 03-1726-2012).

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.



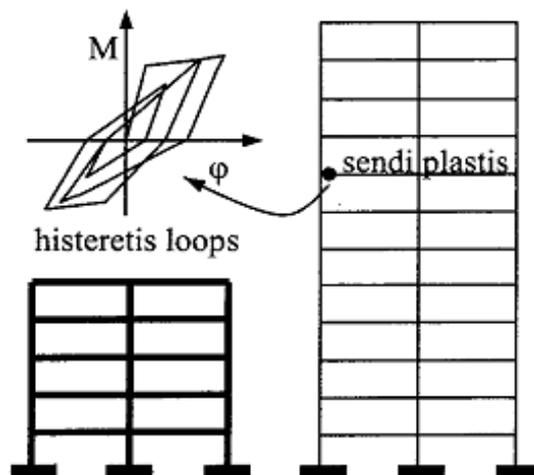
Gambar 2.3 : Ciri khas riwayat waktu kecepatan dan perpindahan dari gerakan tanah (a) gempa jauh, (b) gempa dekat (*forward-directivity*), and (c) gempa dekat (*fling-step*) (Kalkan dan Kunnath, 2006).

2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen

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

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

1. Apabila didesain secara baik maka struktur portal dapat menjadi struktur yang daktail dengan *hysteresis loops* di sendi plastis yang stabil, seperti Gambar 2.3 dan dapat memberikan sistem pengekangan/kekakuan yang cukup.
2. Karena fleksibilitasnya tinggi, SRPM akan mempunyai perioda getar T yang relatif besar.
3. Secara arsitektural SRPM memberi keleluasaan untuk menata ruangan yang diinginkan.



Gambar 2.4: Histeresis di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo, 2012).

Adapun kekurangan dari SRPM adalah:

1. Kerusakan secara total pada *frame* dapat saja terjadi terutama apabila tidak adanya penerapan pola mekanisme yang jelas.

2. Desain tulangan lateral tidak layak baik pada lokasi sendi plastis maupun pada *joint*.
3. Distribusi kekakuan struktur portal yang secara vertikal yang tidak merata akan menyebabkan timbulnya tingkat yang relatif lemah (*soft storey*).
4. Struktur portal yang terlalu fleksibel dapat menyebabkan simpangan antar tingkat yang relatif besar terutama pada tingkat-tingkat bawah.

Menurut Sampakang dkk (2013), sebagai seorang perencana juga dituntut untuk menciptakan suatu konstruksi bangunan yang daktail, yaitu bangunan yang dapat menahan respon inelastic yang diakibatkan oleh beban gempa. Di Indonesia ada 3 (tiga) macam struktur yang digunakan yaitu:

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

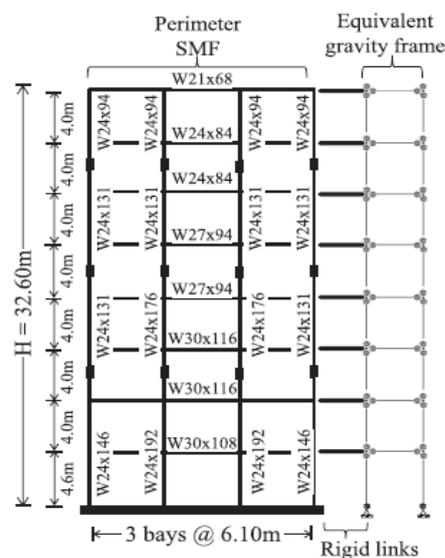
Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk pada zona 1 dan 2 yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan rendah.

2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk pada zona 3 dan 4 yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan sedang.

3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk pada zona 5 dan 6 yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan tinggi.

Elkady dan Lignos pernah melakukan penelitian dengan denah seperti pada gambar 2.5.



Gambar 2.5: Denah 8 lantai (Elkady dan Lignos, 2015)

2.5 Karakteristik Bangunan Tahan Gempa

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), 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 adalah:

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

Menurut Rizkiani (2019), 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 . Tingkat layanan dari struktur akibat gaya gempa terdiri dari tiga, yaitu:

1. Kemampuan layan (*serviceability*)

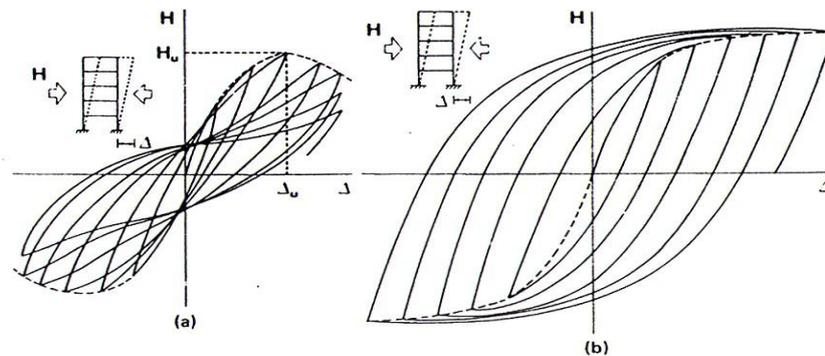
Jika gempa dengan intensitas (*intensity*) percepatan tanah yang kecil dalam waktu ulang yang besar mengenai suatu struktur, disyaratkan tidak mengganggu fungsi bangunan, seperti aktivitas normal di dalam bangunan dan perlengkapan yang ada. Artinya tidak dibenarkan terjadi kerusakan pada struktur baik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

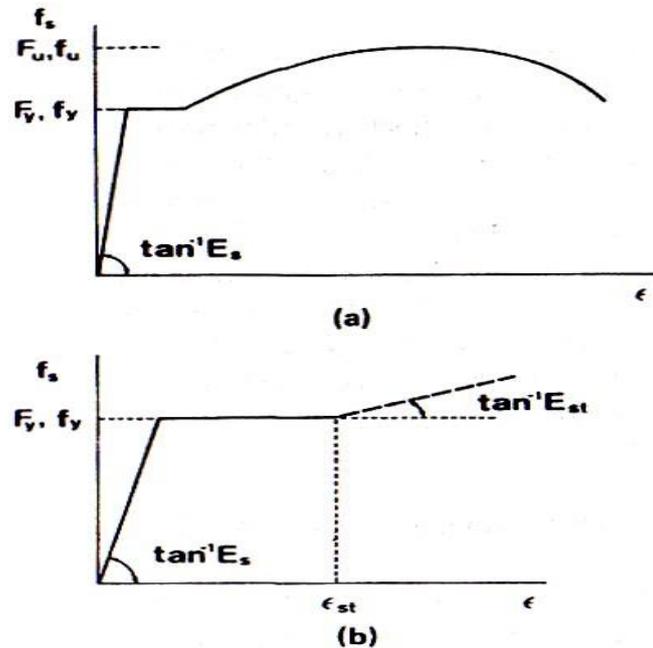


Gambar 2.6: Perilaku struktur akibat pembebanan horisontal berulang, (a). Perilaku struktur yang buruk, (b). Perilaku struktur yang baik (Siswanto, 2018).

Dari Gambar 2.6.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 2.6.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.

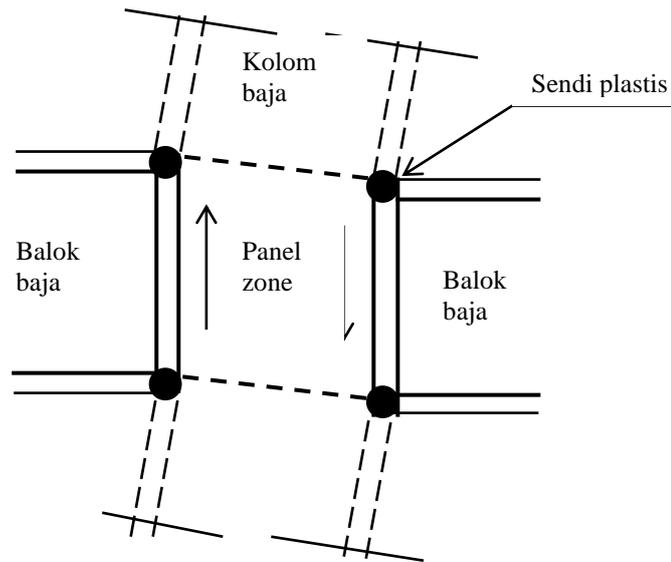


Gambar 2.7: Diagram tegangan (f_c) – regangan (ϵ) baja tertarik : (a) Diagram f_c - ϵ baja sebenarnya. (b) Diagram f_c - ϵ baja yang diidealisasikan (Sisawanto, 2018).

Dari Gambar 2.7 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 2.9.a merupakan hasil uji tarik material baja murni tanpa pengolahan data. Pada Gambar 2.9.b merupakan hasil diagram yang sudah disempurnakan hasilnya.

2.6 Panel Zone

Panel zone adalah sebuah bagian sayap dan badan profil kolom yang letaknya tepat berada di tengah-tengah pertemuan kolom-balok struktur baja (Gambar 2.8). *Panel zone* hanya terjadi bila sambungan kolom-balok struktur baja sepenuhnya kaku (sambungan momen). Sendi plastis yang terjadi pada ketika gaya lateral bekerja, umumnya terjadi akibat deformasi geser dan deformasi lentur pada sayap profil kolom pada pertemuan sisi atas dan bawah balok, seperti ditunjukkan pada Gambar 2.8.

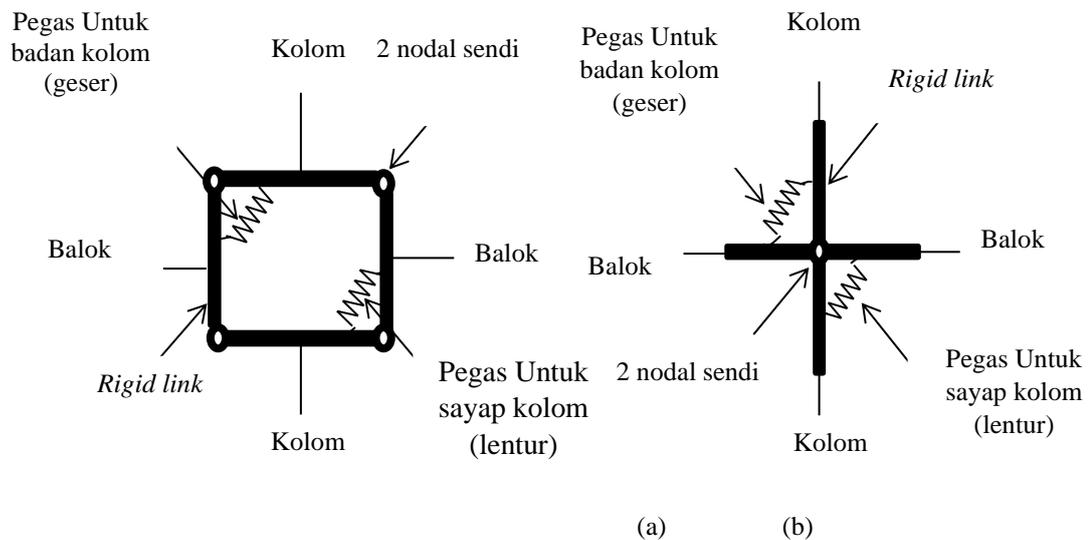


Gambar 2.8: Sendi plastis pada *panel zone* yaitu akibat deformasi geser pada badan kolom dan deformasi lentur pada sayap kolom.



Gambar 2.9: *Panel zone* pada bangunan baja, (Tohoku Japan Earthquake, 2011)

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 2.10.



Gambar 2.10: Model untuk *panel zone* (a) Model Krawinkler, dan (b) Model Gunting (Scissor).

2.7 Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa

Prinsip dari perencanaan bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa (Sampakang dkk, 2013):

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.

Sampakang 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*.

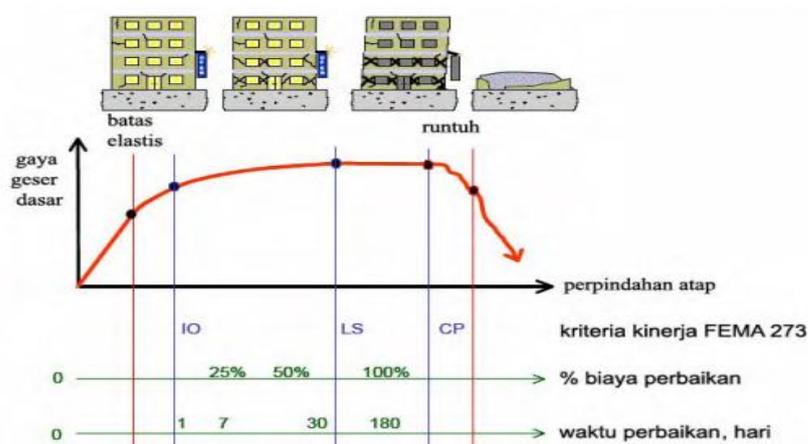
2.7.1 Perilaku Sistem Struktur yang Diharapkan

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*.

2.7.2 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 (Dewobroto, 2005).

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 (Dewobroto, 2005).



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

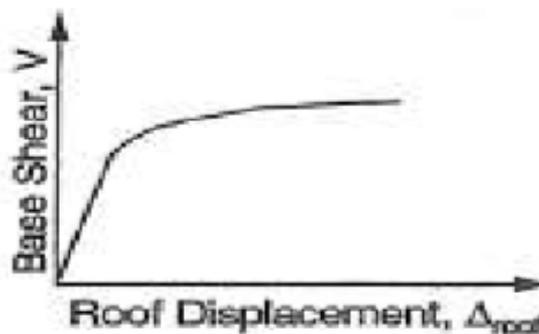
Gambar 2.11 : Ilustrasi Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Dewobroto, 2005).

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.

2.7.3 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 2.12 : Kurva Pushover (Mamesah, 2014).

2.7.4 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).

2.7.5 Target Perpindahan

Gaya dan deformasi setiap komponen/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 random, sehingga dapat memberikan gambaran pola mana yang pengaruhnya paling jelek. Selanjutnya beban tersebut harus diberikan secara bertahap dalam satu arah (monotonic) (Dewobroto, 2005).

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 dijadikan sebagai kriteria kinerja (Dewobroto, 2005).

2.8 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 1726:2012

2.8.1 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 faktor 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.

2.8.2 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, menurut Farzat Naeim (1989):

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.

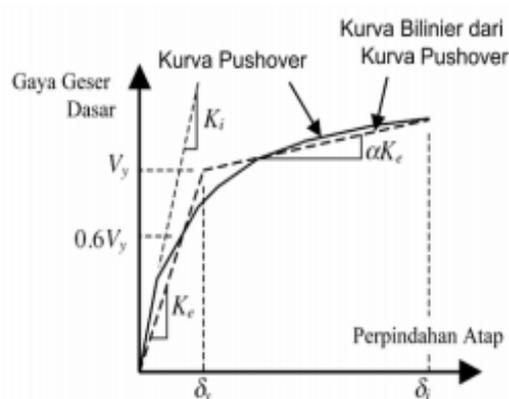
Sementara itu White dan Salmon (1987) berpendapat bahwa dalam perencanaan bangunan tinggi selalu dipengaruhi oleh pertimbangan lenturan (*deflection*), bukannya oleh kekuatan (*strength*). Simpangan antar tingkat dari suatu titik pada suatu lantai harus ditentukan sebagai simpangan horizontal titik itu, relatif terhadap titik yang sesuai pada lantai yang berada dibawahnya. Untuk menjamin agar kenyamanan para penghuni gedung tidak terganggu maka dilakukan pembatasan-pembatasan terhadap simpangan antar tingkat pada bangunan.

2.8.3 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 (Purwoko, 2018).

Analisa *eigen-value* pada umumnya digunakan untuk mengetahui waktu getar alami bangunan, dimana informasi tersebut sangat penting untuk mendapatkan estimasi besarnya gaya gempa yang akan diterima oleh bangunan tersebut. Analisa *eigen-value* dilaksanakan menggunakan data-data yang masih dalam kondisi elastis linier, padahal pada saat gempa kondisi bangunan mengalami keadaan yang berbeda, yaitu berperilaku in-elastis. Oleh karena itu waktu getar alami bangunan pada saat gempa maksimum berbeda dengan hasil analisa *eigen-value*. Waktu getar alami yang memperhitungkan kondisi in-elastis atau waktu getar efektif, T_e , dapat diperoleh dengan bantuan kurva hasil analisa *pushover*.



Gambar 2.13: 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. Karena kuat leleh diperoleh dari titik potong kekakuan lateral efektif pada kondisi elastis (K_e) dan kondisi in-elastis (αK_e), maka prosesnya dilakukan secara *trial-error*.

2.8.4 Analisa Riwayat Waktu

Analisa riwayat waktu terbagi menjadi 2 jenis metode (Darmawan dkk, 2017), 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 (nonlinear) 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.

2.8.5 Pembebanan

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

1. Beban mati, yaitu berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu seperti pipa-pipa, saluran listrik, AC, lampu-lampu, penutup lantai/atap, plafon, dan sebagainya.
2. Beban hidup, yaitu semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.
3. Beban angin, yaitu semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.

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

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

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

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 reduksi (ρ) harus sama dengan 1,3; kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana ρ diizinkan diambil sebesar 1.

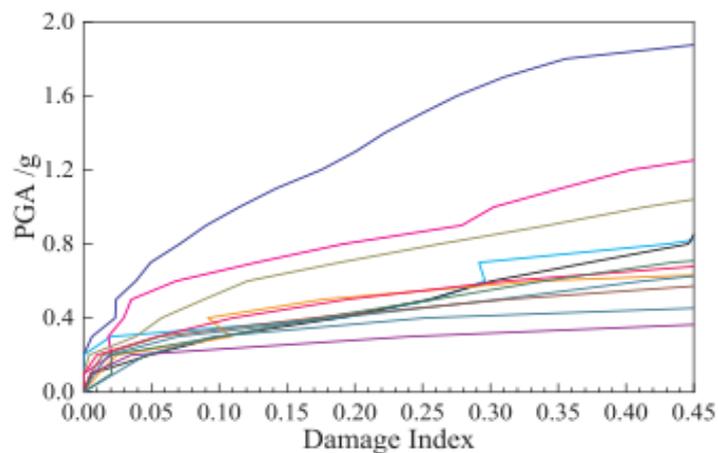
1. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau.

2. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang permeter penahan gaya yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar.

2.9 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.



Gambar 2.14: Kurva IDA (Pang dkk, 2018).

2.10 Collapse Margin Ratio (CMR)

Collapse Margin Ratio (CMR) diperkenalkan pada ATC-63 laporan (2010), yang didasarkan pada *Incremental Dynamic Analysis (IDA)*, adalah indeks yang wajar untuk mengevaluasi ketahanan anti-runtuhnya seismik global struktur. Namun, beberapa isu yang terkait dengan penentuan CMR masih ada, misalnya

pemilihan gerakan tanah, kriteria keruntuhan, parameter seismik, beberapa Eksitasi dukungan, dll

Tujuan utama dari ketentuan desain seismik dalam kode untuk bangunan adalah untuk menghindari runtuhnya struktur dan menjamin keselamatan hidup penghuni di gedung-gedung di bawah gerakan tanah yang parah. Untuk mencapai ini, resistensi anti-runtuhnya tujuan seismik struktur harus diterima kuat. Dalam kode desain saat ini, perlawanan anti-runtuhnya seismik struktur terutama dipastikan dengan konsep desain tahan gempa dan persyaratan merinci tahan gempa, tapi itu tidak bisa diukur.

Untuk mendapatkan rasio margin runtuhnya lebih masuk akal yang dapat mencerminkan resistensi anti-runtuhnya gempa sebenarnya struktur, tiga aspek yang dibahas dalam makalah ini, misalnya perpanjangan periode modulus pertama di negara nonlinear struktur, pemilihan ukuran intensitas (IM) dan pengaruh bahaya seismik untuk perhitungan CMR. Jika tidak, kriteria keruntuhan yang digunakan untuk penilaian komputasi kegagalan global yang kritis struktur adalah penting banyak, rasional Model kerusakan global yang baru struktur (XY Ou,dkk.2017).

Untuk memperoleh peluang keruntuhan struktur yang seragam terhadap gempa rencana, dipergunakanlah suatu parameter yang disebut MCE (*Maximum Considered Earthquake*). MCE adalah suatu gempa maksimum yang terjadi di suatu wilayah dengan mempertimbangkan seismisitas dari wilayah tersebut dan disesuaikan dengan target resiko. (SNI-1726-2012).



Gambar 2.15: Bangunan runtuh terkena gempa, (Tohoku Japan Earthquake,2011).

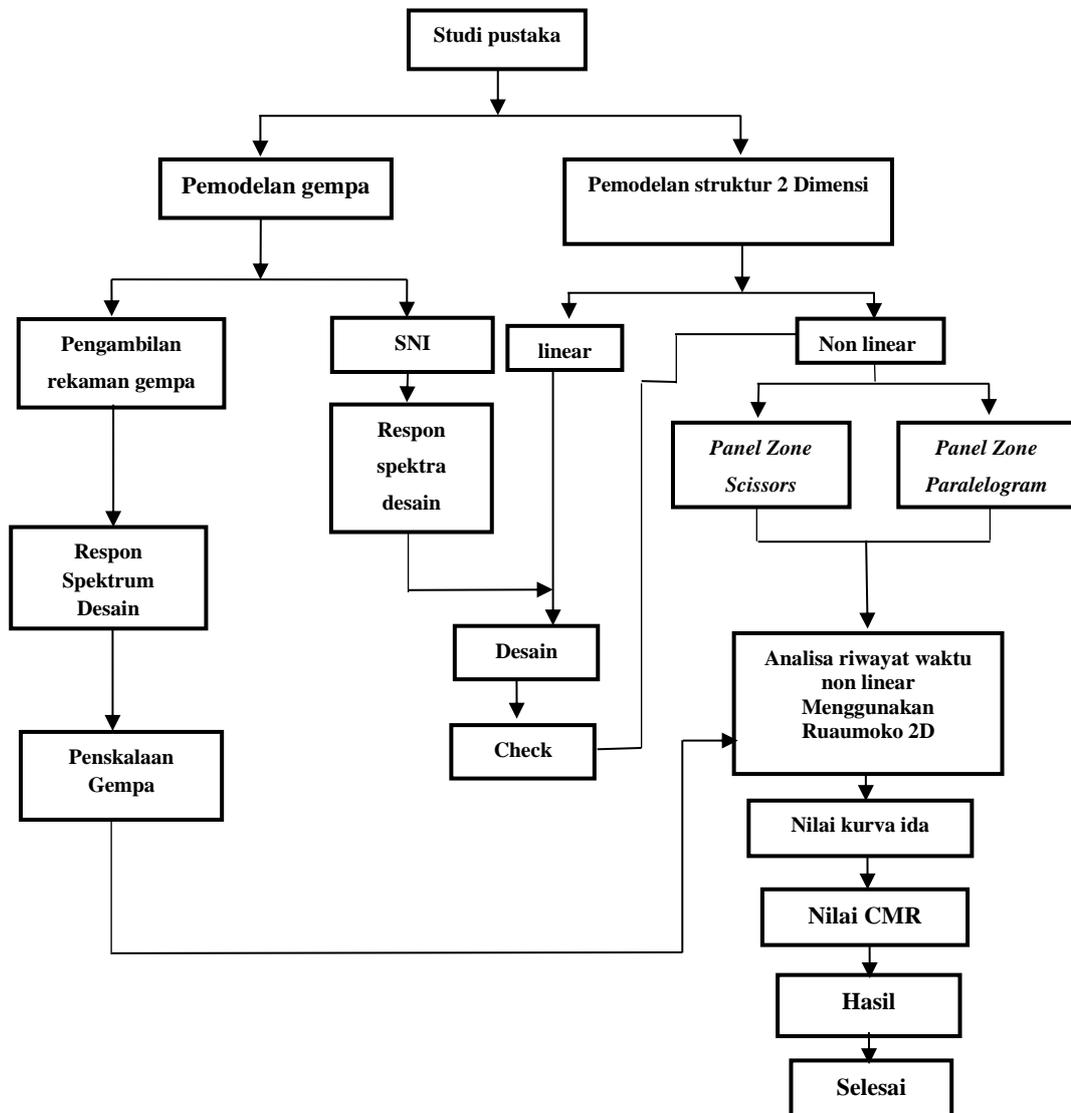
2.11 Program Ruaumoko

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 tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 : Bagan alir penelitian.

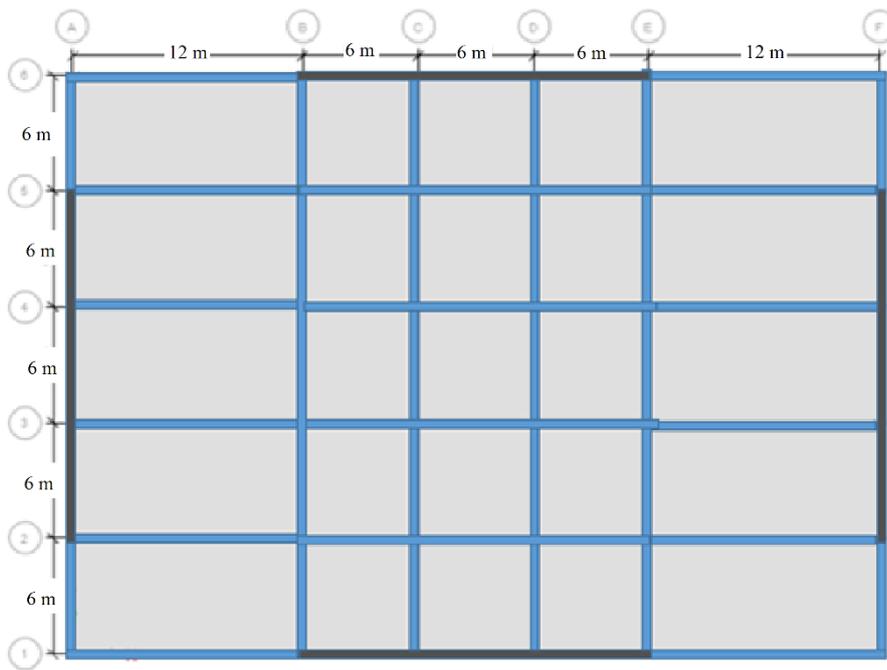
Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan terhadap model dengan sistem rangka pemikul momen khusus pada bagian luar dan sistem rangka pemikul gravitasi pada bagian dalam. Model bangunan tersebut dianalisis secara Linear dan Non-Linear dengan menggunakan Metode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

3.2 Pemodelan Struktur

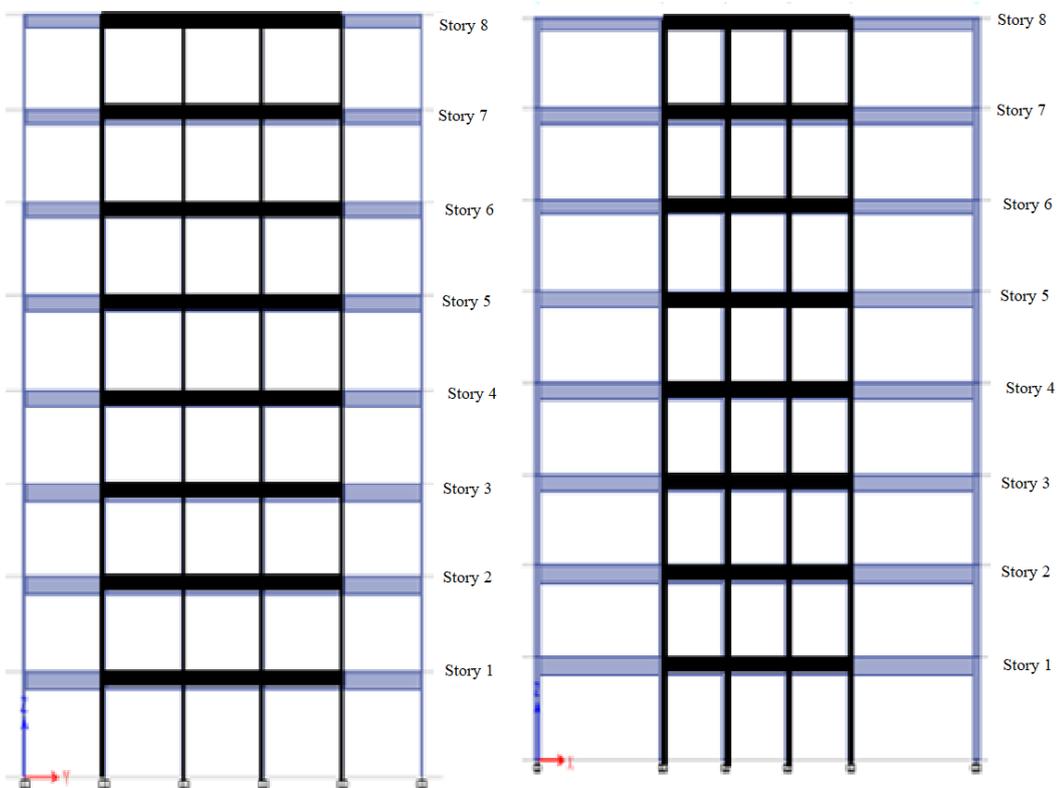
3.2.1 Data Perencanaan Struktur

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 Lantai 8



Gambar 3.3: Gambar Proyeksi Struktur Model Lantai 8

3.2.2. Dimensi Kolom dan Balok

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

Tabel 3.1 Komponen Struktural Bangunan

Model Bangunan	Lantai	Kolom Interior (mm)	Kolom Eksterior (mm)	Balok (mm)
Lantai 8	1	W24X162	W24X131	W30X108
	2	W24X162	W24X131	W30X116
	3	W24X162	W24X131	W30X116
	4	W24X162	W24X131	W27X94
	5	W24X131	W24X131	W27X94
	6	W24X131	W24X131	W24X84
	7	W24X94	W24X94	W24X84
	8	W24X94	W24X94	W21X68

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 :

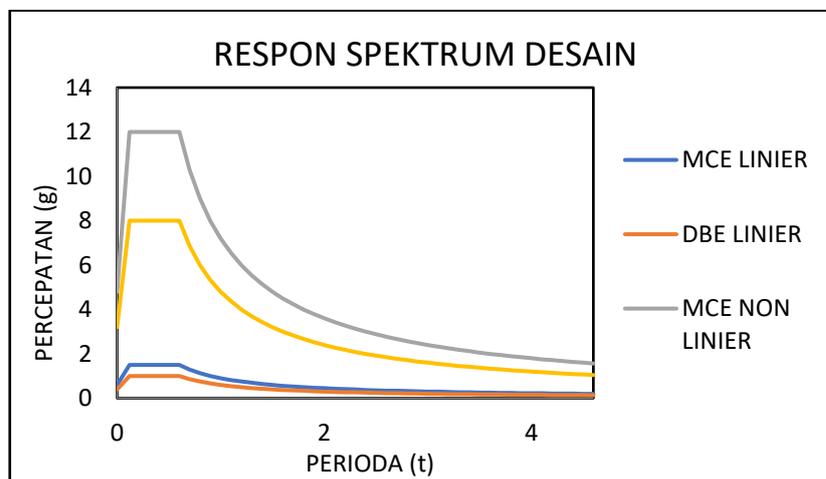
- Beban Mati = 90 psf = 4,309 KN/m² untuk semua lantai.
- Beban Hidup = 50 psf = 2,394 KN/m² untuk lantai tipikal.
- Beban Hidup = 20 psf = 0,957 KN/m² untuk atap
- Beban Mati Tambahan = 25 psf = 1,197 KN/m² untuk semua lantai.

3.3.1.2. Respon Spektrum Desain Gempa Banda Aceh (Tanah Lunak)

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

- $PGA = 4.8 \text{ m/det}^2$
- $S_s = 1.5 \text{ g}$
- $S_l = 0.6 \text{ g}$
- Nilai $F_a = 1.174$
- Nilai $F_v = 2.689$
- $S_{MS} = 1.761$
- $S_{MI} = 1.6134$
- $T_0 = 0.12$
- $T_s = 0.6$
- 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 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 gempa tunggal dengan jarak *epicentral* diatas 20 km diambil sebanyak 20 data rekaman gempa diperoleh dari PEER NGA dan COSMOS seperti terlihat pada Tabel.

Tabel 3.3: data gempa tunggal

No	Nama Gempa	Tahun	Nama Stasiun	Magnitude
1	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU049	7.6
2	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU052	7.6
3	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU067	7.6
4	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU071	7.6
5	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU072	7.6
6	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU074	7.6
7	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU076	7.6
8	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU078	7.6
9	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU082	7.6
10	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU089	7.6
11	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU129	7.6
12	Kocaeli Turkey	1999	Izmit	7.4
13	Kocaeli Turkey	1997	Yarimca	7.4
14	ManaguaNicaragua-01	1972	Managua ESSO	6.24
15	Fruili Italy-02	1976	Forgaria Cornino	5.5
16	Duzce Turkey	1999	Sakarya	7.4
17	Kobe Japan	1995	Kobe University	6.9
18	Northridge-01	1994	Cedar Hill	6.7
19	Cape Mendocino	1992	Cape Mendocino	7.01
20	Chi-Chi Taiwan	1999	TCU065	7.62

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

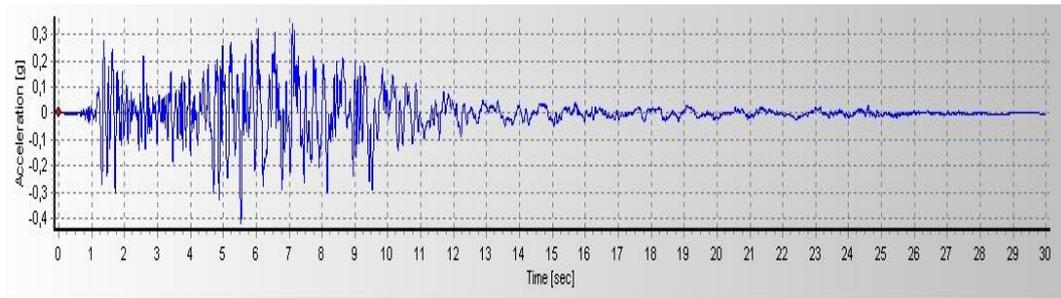
Selanjutnya data rekaman gempa yang diperoleh tersebut diskalakan terhadap respon spektrum desain. Pada proses penskalaan dibutuhkan data respon spektrum desain agar data rekaman gempa original disesuaikan dengan kondisi geologis pada Kota Banda Aceh (tanah lunak). Selain itu, rentang perioda alami (T)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

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

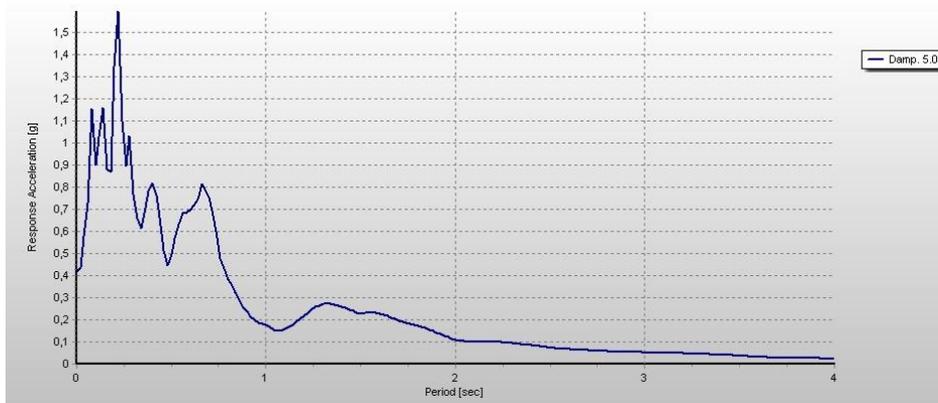
3.3.2.2. Analisis Respon Riwayat Waktu

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

- a. Pengambilan rekaman gempa dari PEER NGA dan COSMOS. Daerah- daerah rekaman yang diambil tertera pada tabel 3.7 dan 3.8.
- b. Mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan *software Seismosignal*. Hal ini dilakukan untuk memudahkan proses penskalaan.

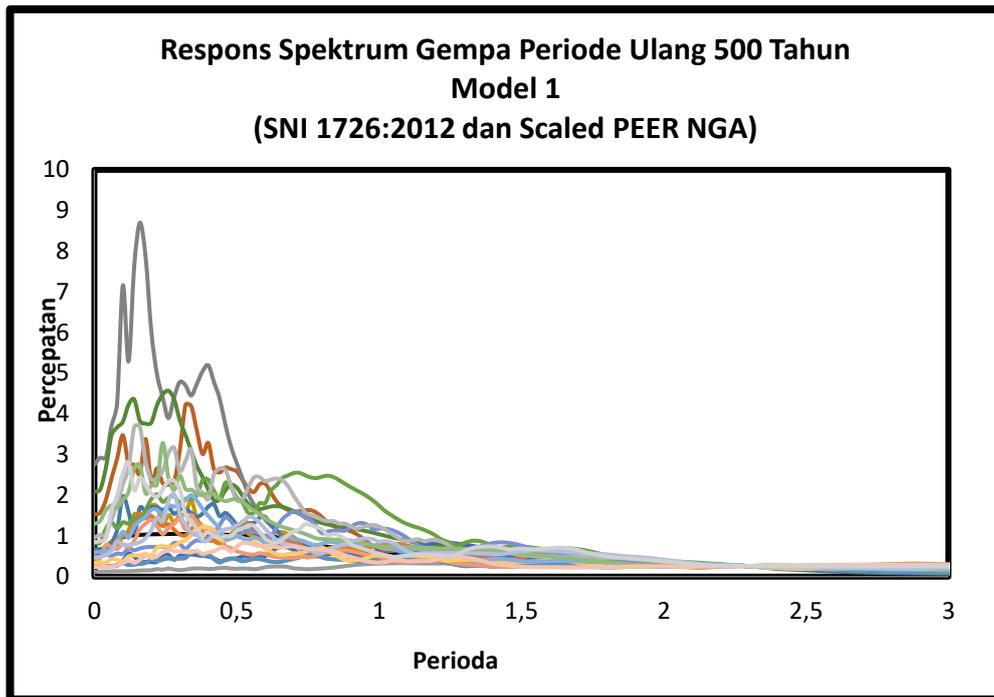


Gambar 3.5: Rekaman gempa Mammoth Lakes California sebelum diubah menjadi respon spektrum



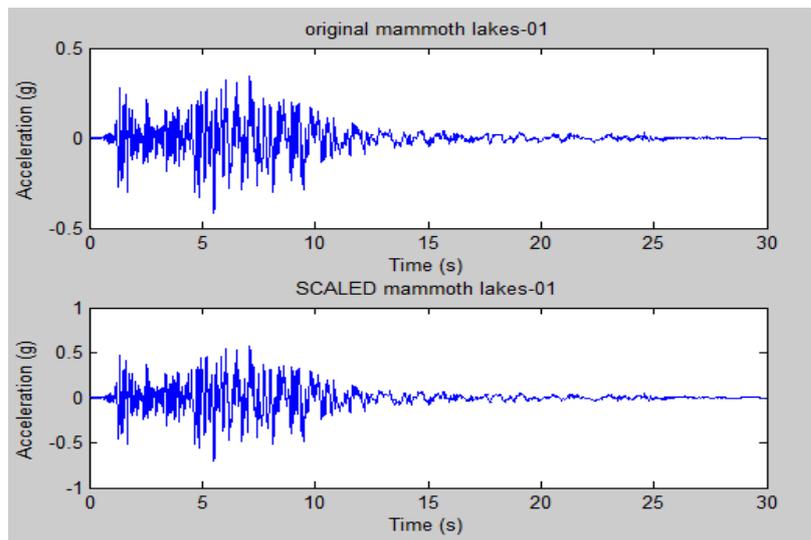
Gambar 3.6: Rekaman gempa Mammoth Lakes California setelah diubah menjadi respon spektrum

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



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

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



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

Data- data rekaman yang telah diskalakan dan digabungkan dengan analisa struktur, akan digunakan sebagai input data pada analisis menggunakan

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

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

3.3.2.3 Momen leleh (M_y)

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

3.3.2.4. 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 Rangka 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

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

Menghitung C_b menggunakan persamaan

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

$$M_{max} = M_A + M_B + M_C$$

Bahwasannya A, B dan C adalah jarak yang ditinjau.

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$P_c = \phi_c \cdot P_n$$

$$\frac{Pr}{Pc} = \geq 0,2$$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1,0$$

$$\phi_v V_n > V_u \dots \dots \dots (ok)$$

3.4.2 Desain Rangka Balok

Beban Kombinasi Termasuk Beban Gempa

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

$$M_0 = M_{u \text{ left}}$$

$$M_1 = M_{u \text{ right}}$$

$$(M_0 + M_1)^* = MD$$

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

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

Dengan syarat:

$$M_n \leq M_p$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$\phi_b M_n = M_0$$

$$\phi_b V_n > V_u$$

3.4.3 Cek Kekuatan Balok

Kombinasi Beban Lentur dan Gaya Geser Pada Permukaan Kolom

$$M_u = (1.2 + 0.2SS_{ds}) + D + \rho Q_E + 0.5L + 0.2S$$

Kombinasi Beban Lentur dan Gaya Geser Pada Garis tengah *RBS (Reduced Beam Section)*

$$M_u = (1.2 + 0.2SS_{ds}) + D + \rho Q_E + 0.5L + 0.2S$$

Dimensi *RBS* harus memenuhi kriteria-kriteria berikut:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

3.4.4 Cek Elemen Kelangsingan Balok

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$$

$$b_{f,RBS} = 2(R - c) + b_f - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{3}\right)^2}$$

$$\lambda_{hd} = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Dengan syarat

$$L_p < L_b < L_r$$

$$C_b > 1.0$$

$$M_n = C_b \left| M_P - (M_P - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right| \leq M_p$$

$$M_{max} = M_A + M_B + M_C$$

Bahwasannya A, B dan C adalah jarak yang ditinjau.

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$Z_{RBS} = Z_x - 2cf_{bf}(d - t_{bf})$$

$$M_{n@RBS} = F_y Z_{RBS}$$

$$\phi_b M_{n@RBS}$$

3.4.5 Cek Kekuatan Kolom

Beban kombinasi untuk geser termasuk efek gempa

$$V_u = (1.2 + 0.2 S_{SD})D + \rho Q_E + 0.5L + 0.2S$$

beban kombinasi untuk kekuatan aksial termasuk amplifikasi beban gempa dari

ASCE/SEI adalah:

$$P_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + \Omega_E Q_E + 0.5L + 0.2S$$

Beban kombinasi untuk aksial dan kekuatan lentur termasuk efek gempa:

$$P_u = (1.2 + 0.2 S_{SD})D + \rho Q_E + 0.5L + 0.2S$$

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

$$P_y = F_y \cdot A_g$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$$

Karena $C_a \leq 0.125$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} (1^2 - 0.93C_a)}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 13.7 < \lambda_{hd}$$

$$M_{ex} = \phi_b M_{px}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} = \left(\frac{M_{rx}}{M_{ex}} + \frac{M_{ry}}{M_{ey}} \right) \leq 1.0$$

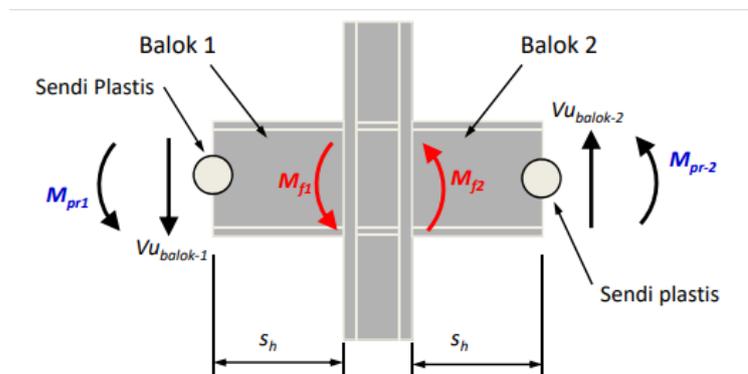
3.4.6 Panel Zone Kolom

Kuat geser perlu < Kuat geser rencana

$$R_u \leq \phi_v R_n$$

$$\phi_v = 1.0$$

Bila diperlukan, tambahkan pelat ganda, pelat sejajar pelat badan kolom tebal minimal 6 mm dihubungkan dengan sambungan las .



Gambar 3.9. Gaya momen yang terjadi pada kolom *panel zone*

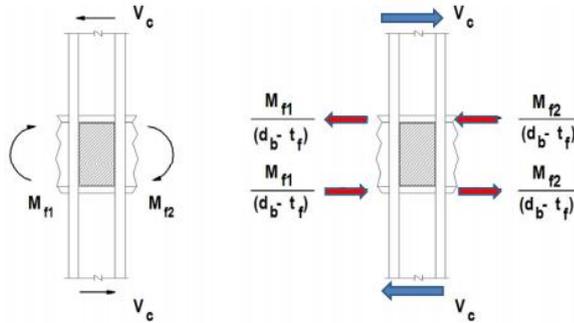
Momen pada muka kolom :

$$M_f = M_{pr} + V_u \cdot S_h$$

Dimana ;

V_u = kuat geser perlu balok

S_h = jarak dari muka kolom ke lokasi sendi plastis



Gambar 3.10 Gaya geser kolom *panel zone*

Kuat Geser Perlu Panel :

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d_b - t_f} - V_c$$

3.4.6.1 Panel Zone Kolom Dirancang Elastik

Bila $P_u \leq 0.4 P_y$:

$$R_n = 0.6 F_y \cdot d_c \cdot t_w$$

Bila $P_u > 0.4 P_y$:

$$R_n = 0.6 F_y \cdot d_c \cdot t_w \left[1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right]$$

Dimana :

d_c = jarak antar pelat sayap kolom

d_b = jarak antar tepi pelat terusan pada panel

b_c = lebar pelat sayap kolom

t_c = tebal pelat sayap kolom

F_y = tegangan leleh minimum badan kolom

t_w = tebal pelat badan kolom, termasuk pelat ganda

3.4.6.2 Panel Zone Kolom Dirancang Inelastik

Bila $P_u \leq 0.75 P_y$:

$$R_n = 0.6F_y * d_c * t_w \left[1 + \frac{3B_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right]$$

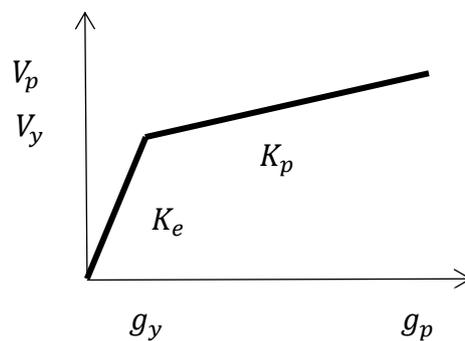
Bila $P_u > 0.75 P_y$: (tidak direkomendasikan)

$$R_n = 0.6F_y * d_c * t_w \left[1 + \frac{3B_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right] \left[1.9 + \frac{1.2P_u}{P_y} \right]$$

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 untuk elemen *panel zone* akan dipakai nilai-nilai gaya-deformasi, seperti pada Gambar 3.5.



Gambar 3.11: 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 (g) dan kuat geser (V) yang dipikul oleh *Panel zone* di badan kolom adalah sebagai berikut:

$$K_e = \frac{V}{\gamma} = 0.95d_c t G$$

Dimana d_c adalah tinggi profil kolom, t 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:

$$V_y = 0.55F_y d_c t$$

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

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}G}$$

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

$$K_p = \frac{\Delta V}{\Delta g} = 1.095b_c t^2_{cf} G/d_b$$

Dimana b_c adalah lebar sayap profil kolom, t_{cf} adalah tebal sayap profil kolom, d_b adalah balok yang menempel pada kolom. Kuat geser saat kondisi plastis (V_p) dapat ditentukan dengan:

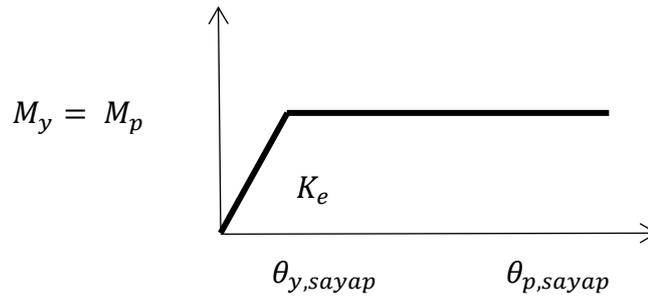
$$V_p = 0.5F_y d_c t \left(1 + \frac{3.45b_c t^2_{cf}}{d_b d_c t} \right)$$

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 3.6, 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 berikut ini (Downs, 2002):

$$K_s = 0.75G b_{ks} t^2_{ks}$$



Gambar 3.12. Kurva backbone gaya-deformasi 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 berikut ini:

$$M_s = 1.8F_y b_{sk} t_{sk}^2$$

3.5.3 Pemodelan Sendi Plastis Pada Balok

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

Persamaan empiris dan berlaku untuk kondisi:

$$20 \leq h/t_w \leq 55$$

$$20 \leq l_b/r_y \leq 80$$

$$4 \leq b_f/2t_f \leq 8$$

$$2.5 \leq L/d \leq 7$$

$$102 \text{ mm} \leq d \leq 914 \text{ mm}$$

$$240 \text{ MPa} \leq F_y \leq 450 \text{ MPa}$$

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

Untuk: $d \geq 533 \text{ mm}$

3.5.4 Pemodelan Sendi Plastis Pada Kolom

Untuk WF pada sumbu kuat:

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

Untuk WF pada sumbu lemah:

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

3.6 Fragility Curve

$$\text{Probability} = \Phi \left\{ \frac{\ln \{RSA(T_1) / \theta_{RSA(T_1)}\}}{\sigma_{Ln(RSA(T_1))}} \right\}$$

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 yaitu:

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

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 .

Berdasarkan Tabel 4.1 nilai V_t sb. x diperoleh :

Struktur	Arah Gempa	V_1 (KN)	V_t (KN)
Lantai 4	Gempa X	2408,748	2154,45

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:

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

Berdasarkan Tabel 4.2 nilai V_t sb. x diperoleh :

Struktur	Arah Gempa	V_t (KN)	$0,85 C_s W$	Cek
Lantai 4	Gempa X	2154,45	2047,435	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

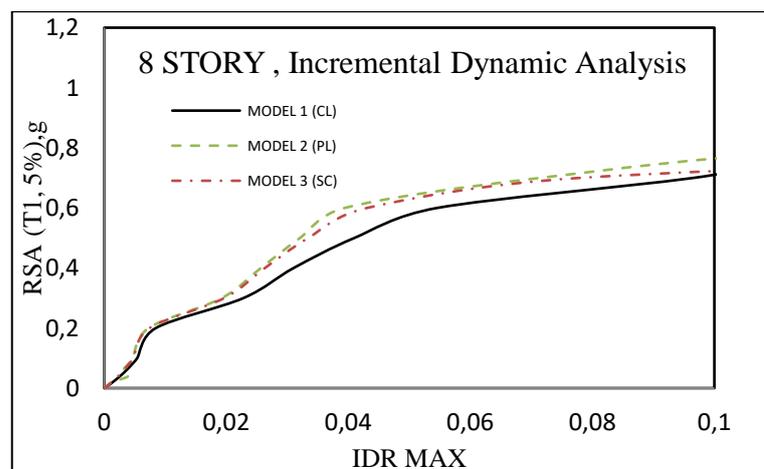
untuk semua model atau dapat dikatakan kontrolnya memenuhi syarat yang ditentukan. Pada dasarnya efek p-delta dapat diabaikan jika syarat *stability ratio* sudah terpenuhi.

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. Incremental Dynamic Analysis (IDA)

Incremental Dynamic Analysis yang di lakukan pada satu model struktur dengan tiga pemodelan *panel zone* 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-masin pemodelan *centerline* (CL) *pararelogram* (PL) , dan *scissor* (SC) . Grafik IDA adalah hasil dari *interstory drift Ratio*.



Gambar 4.1: Grafik IDA perbandingan pemodelan *centerline*(CL),*panel zone parallelogram* (PL) dan *panel zone scissor* terhadap bangunan 8 lantai

Dari grafik diatas menggambarkan bahwasannya pemodelan *panel zone centerline*, model 1 pada saat $RSA(T1) = 1,1$ mendapatkan nilai $IDR = 0,3869$, Model 2 *parallelogram* pada saat $RSA(T1) = 1,1$ mendapatkan nilai $IDR = 0,5387$, Model 3 *scissor* pada saat nilai $RSA(T1) = 1,1$ mendapatkan nilai $IDR = 0,4561$. Maka dari itu pemodelan *panel zone centerline* lebih awal mendapatkan kinerja keruntuhan jika dilihat dari grafik . Disusul oleh *panel zone scissor* yang tidak terlalu beda dengan *panel zone parallelogram*.

4.3.2 Kondisi Keruntuhan Struktur

Nilai keruntuhan struktur menurut SNI (1726 : 2012) untuk kategori resiko I dan II adalah 10 % , dan kondisi mendekati keruntuhan adalah 2 % . Lihat tabel 4.5 dan tabel 4.6.

Tabel 4.3: Nilai $RSA(T1)$ untuk kondisi keruntuhan (10%).

Model Bangunan	Centerline	Paralelogram	Scissor
	$RSA(T1)$	$RSA(T1)$	$RSA(T1)$
8 lantai	0,7104	0,7546	0.7182

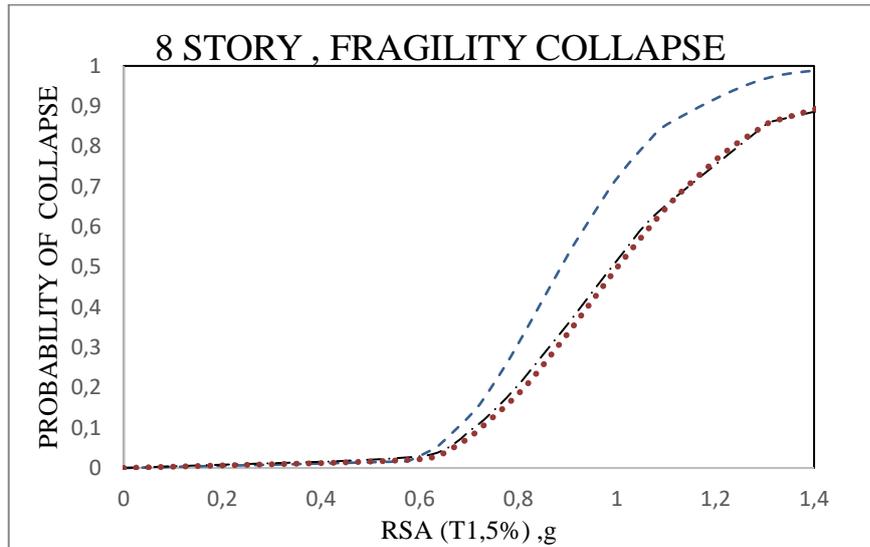
Dari tabel 4.1 dapat dilihat nilai keruntuhan untuk kategori resiko I dan II dengan nilai keruntuhan = 10 % pada Model 2 memiliki nilai $RSA(T1)$ yang paling besar dari pada Model 1 dan Model 3.

Tabel 4.4: Nilai $RSA(T1)$ untuk kondisi mendekati keruntuhan (2%).

Model Bangunan	Centerline	Paralelogram	Scissor
	$RSA(T1)$	$RSA(T1)$	$RSA(T1)$
8 lantai	0.2803	0.3114	0.3048

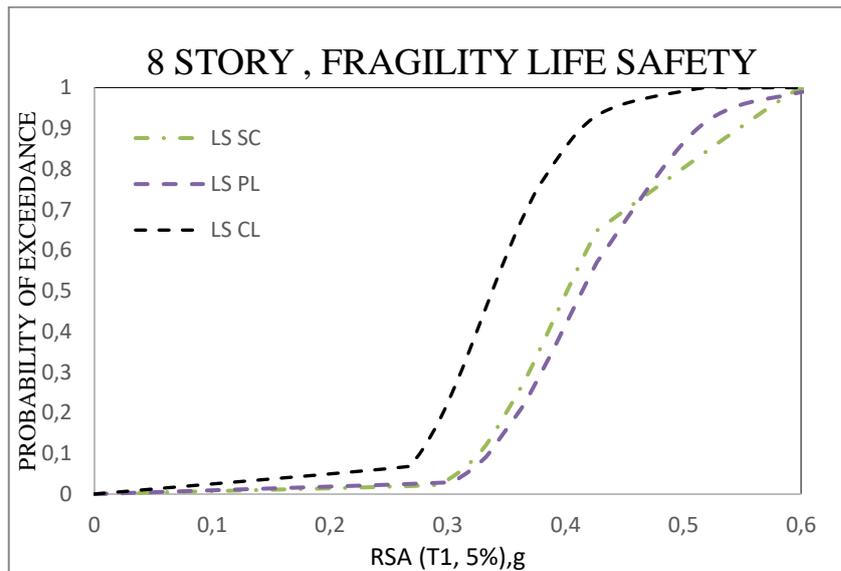
Dari tabel 4.2 dapat dilihat untuk nilai mendekati keruntuhan menurut SNI dengan nilai keruntuhan = 2 % pada Model 2 memiliki nilai $RSA(T1)$ yang paling besar dari pada Model 1 dan Model 3.

4.3.3. Median Kurva Kerapuhan



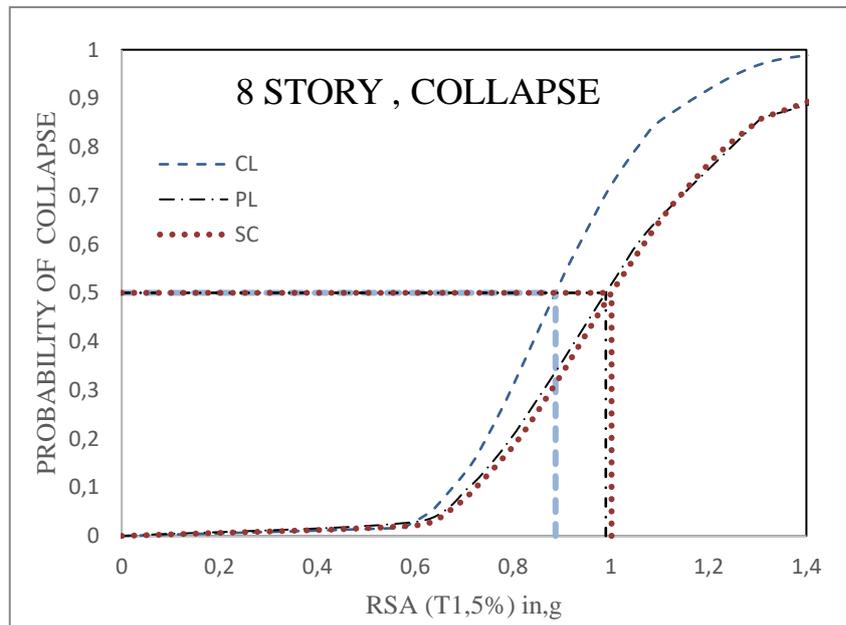
Gambar 4.2: Grafik kurva kerapuhan saat *collapse* pada pemodelan *centerline* (CL), *panel zone scissor* (SC), *panel zone paralelogram* (PL) terhadap bangunan 8 lantai.

Dari kurva kerapuhan 10% diatas sangat jelas pengaruh pemodelan *panel zone* bahwasannya secara garis besar pemodelan *panel zone scissor* membutuhkan RSA(T1) yang lebih besar untuk mengalami keruntuhan akan tetapi pemodelan *panel zone paralelogram* hampir mendekati besarnya RSA yang dibutuhkan pemodelan *panel zone scissor* .



Gambar 4.3: Grafik kurva kerapuhan saat *life safety* pada pemodelan *centerline* (CL), *panel zone scissor* (SC), *panel zone paralelogram* (PL) terhadap bangunan 8 lantai.

Dari kurva kerapuhan 2% pemodelan *panel zone paralelogram* di RSA(T1) kecil lebih dominan tetapi ketika RSA(T1) lebih besar pemodelan *panel zone scissor* mendominasi dan membutuhkan RSA(T1) yang lebih besar untuk mengalami keruntuhan .



Gambar 4.4: Grafik 50% *collapse* pada pemodelan *centerline* (CL), *panel zone scissor* (SC), *panel zone paralelogram* (PL) terhadap bangunan 8 lantai.

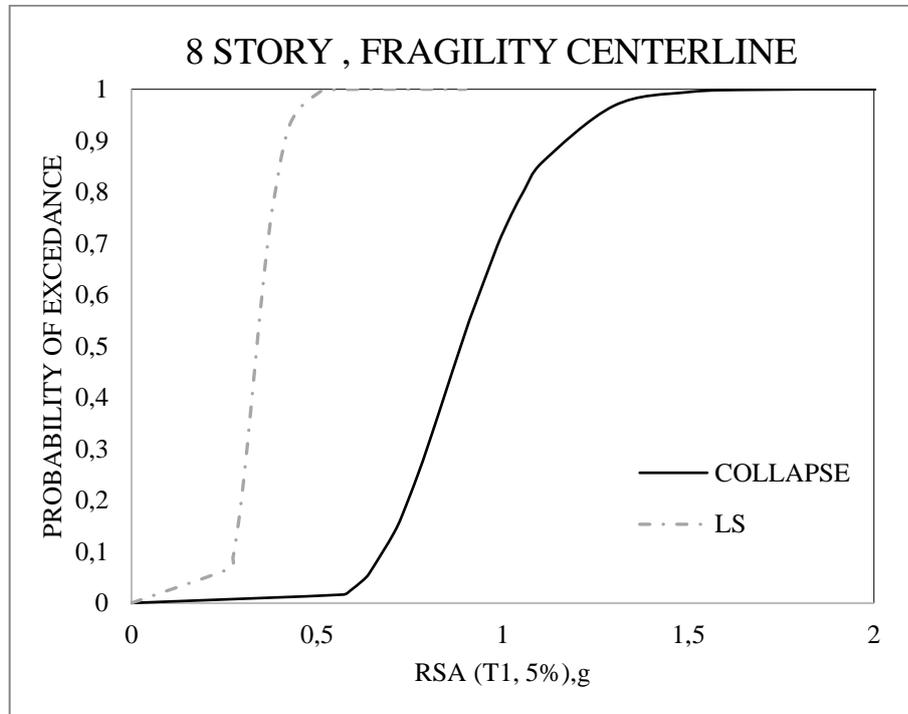
Dari grafik diatas didapatkan nilai median yang telah diperoleh dari analisis kurva kerapuhan Model 1, Model 2, dan Model 3. Lihat tabel 4.3:

Tabel 4.5: Nilai RSA(T1) untuk nilai median *Probability of collapse* (50%).

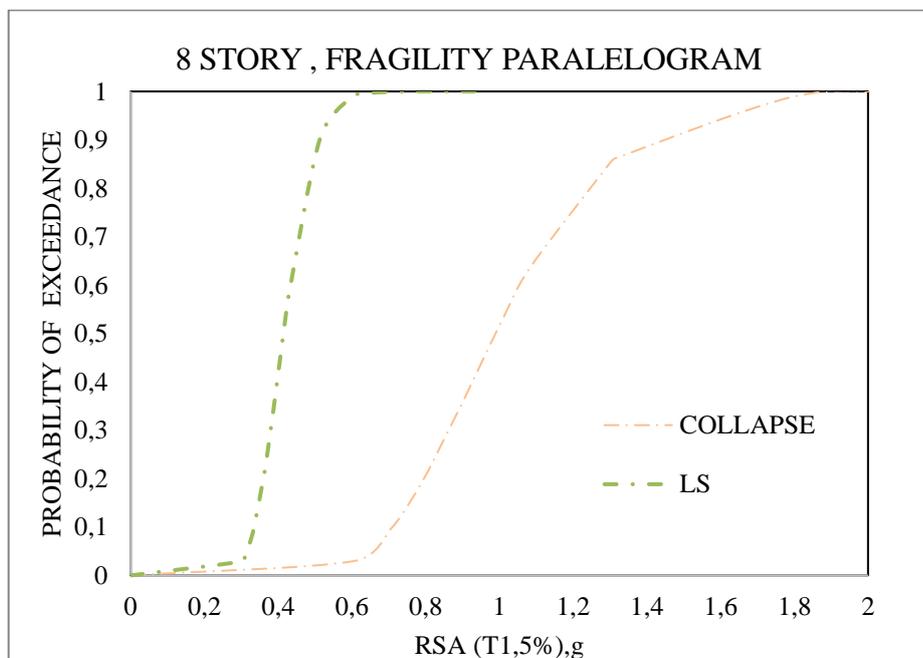
Model Bangunan	Centerline	Paralelogram	Scissor
	RSA(T1)	RSA(T1)	RSA(T1)
8 lantai	0.887	0.989	1.001

Dari table 4.7 dapat dilihat pada nilai median pemodelan setiap model memiliki nilai RSA(T₁), yang paling besar dari pada nilai RSA(T₁) pada pemodelan *panel zone scissor* untuk mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,5.

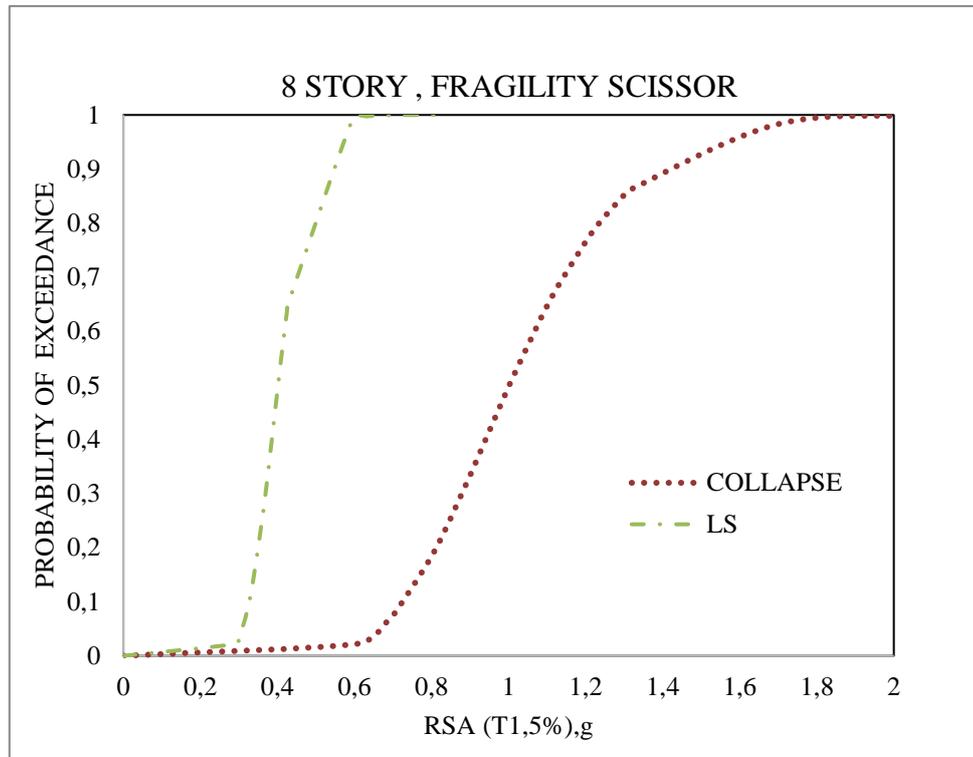
Pada Model 3 membutuhkan Nilai RSA(T_1) lebih dari 1,0 untuk mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,5, sedangkan pada Model 1 dan 2 membutuhkan nilai RSA(T_1) lebih kecil dari 1,0 untuk mencapai nilai *Probability of collapse* = 0,5.



Gambar 4.5: Grafik perbandingan kurva kerapuhan pada saat *collapse* dan *life safety* pada pemodelan *centerline* (CL) pada bangunan lantai 8.



Gambar 4.6: Grafik perbandingan kurva kerapuhan pada saat *collapse dan life saftey* pada pemodelan *paralelogram* (PL) pada bangunan lantai 8.



Gambar 4.7: Grafik perbandingan kurva kerapuhan pada saat *collapse dan life saftey* pada pemodelan *scissor* (SC) pada bangunan lantai 8.

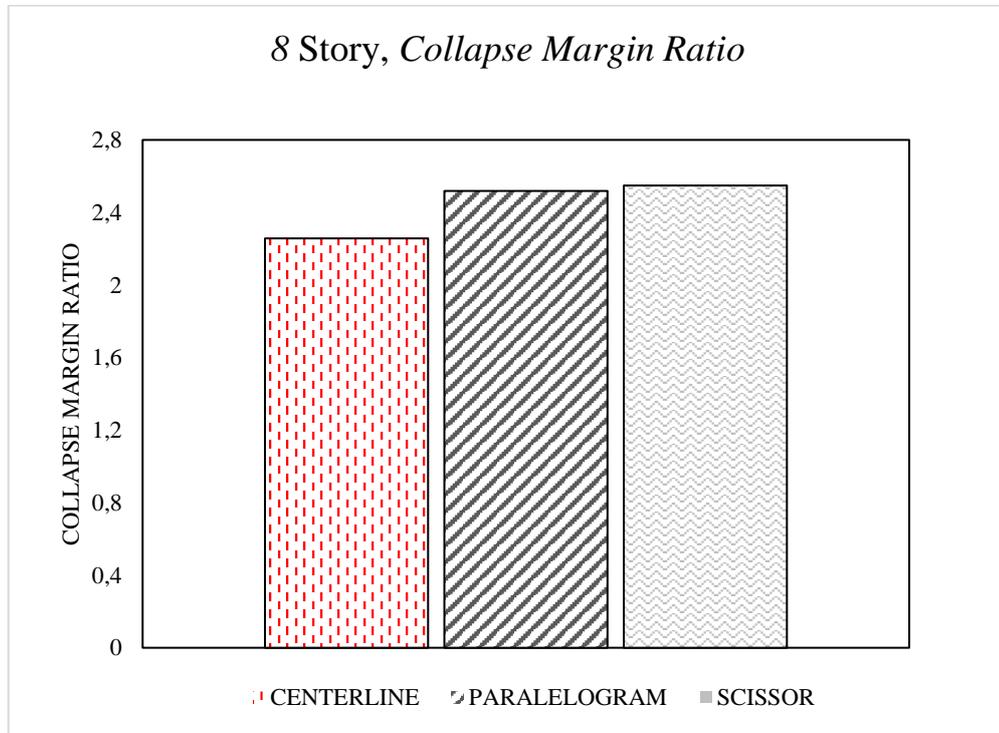
4.3.4. Collapse Margin Ratio

Tabel 4.4: Nilai RSA(T1) untuk nilai *collapse margin ratio*

Model Bangunan	MCE	Centerline	Paralelogram	Scissor
	RSA(T1)	RSA(T1)	RSA(T1)	RSA(T1)
8 lantai	1	2.25714	2.51868	2.54865

Bahwasannya nilai *centerline* lebih besar 2.25 kali lipat dari MCE , begitu juga dengan paralelogram dan scissor , paralelogram lebih besar 2,51 kali lebih besar dari MCE , sedangkan scissor lebih besar 2,54 kali lebih besar dari MCE. Dimana Nilai MCE sebagai acuan untuk mencari perbandingan ataupun pengaruh pemodelan *panel zone terhadap collapse margin ratio* (CMR). Grafik batang

dibawah menjelaskan bahwasannya nilai terbesar didapat pada pemodelan *scissor*. Tidak berbanding jauh dengan pemodelan *paralelogram*.



Gambar 4.8: Diagram batang perbandingan nilai *collapse margin ratio* pada pemodelan *panel zone* bangunan lantai 8.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis non linear yaitu pembahasan mengenai perbandingan kurva IDA antara struktur *panel zone centerline*, *scissor* dan *paralelogram* adalah sebagai berikut :

1. Pada hasil Analisa *interstory drift* struktur saat terkena gempa tunggal, menunjukkan bahwa pada struktur *panel zone centerline* memiliki nilai *interstory drift* sebesar 0,3869, pada *panel zone paralelogram* memiliki nilai *interstory drift* sebesar 0,5387, dan pada struktur *panel zone scissor* memiliki nilai *interstory drift* sebesar 0,4561. Yang berarti struktur *panel zone centerline* mendapatkan kinerja keruntuhan lebih cepat dibandingkan *panel zone scissor* dan *panel zone paralelogram*. Hasil kurva IDA yang diperoleh dipengaruhi oleh nilai perioda struktur, jenis *panel zone* dan karakteristik gempa itu sendiri.
2. Pada nilai CMR didapatkan bahwa nilai *centerline* lebih besar 2.25 kali lipat dari MCE , begitu juga dengan paralelogram dan scissor , paralelogram lebih besar 2,51 kali lebih besar dari MCE , sedangkan scissor lebih besar 2,54 kali lebih besar dari MCE.

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., & Bojorquez, E. (2019). Residual displacement ratios of structures under mainshock-aftershock. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 121, 179–193.
- ANSI, A. (2012). AISC Seismic Design Manual. *American Institute of Steel Construction Inc., Chicago*.
- Departemen Pekerjaan Umum (1987). *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta: Yayasan Badan Pen erbit PU.
- Dewobroto, W. (2005). Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover. *Universitas Pelita Harapan*.
- Elkady, A., & Lignos, D. G. (2015). Effect Of Gravity Framing On The Overstrength And Collapse Capacity Of Steel Frame Buildings With Perimeter Special Moment Frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(8), 1289-1307.
- <http://peer.berkeley.edu>.
- <http://puskim.pu.go.id>.
- <http://strongmotioncenter.org>.
- Faisal, A. (2019). Perilaku Nonlinear Struktur Gedung Baja Dengan Bentuk Denah L, T Dan U Akibat Gempa. *Progress In Civil Engineering Journal*, 1(1), 63-73.
- Faisal, A. (2019). PERILAKU NONLINEAR STRUKTUR GEDUNG BAJA DENGAN BENTUK DENAH L, T DAN U AKIBAT GEMPA. *PROGRESS IN CIVIL ENGINEERING JOURNAL*, 1(1), 63-73.
- 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).
- Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2011). Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE*, 1291-1302.
- Lignos, D. G., Hartloper, A. R., Elkady, A., Deierlein, G. G., & Hamburger, R. (2019). Proposed Updates to the ASCE 41 Nonlinear Modeling Parameters for Wide-Flange Steel Columns in Support of Performance-Based Seismic Engineering. *J. Struct. Eng.*, 2019, 145(9): 04019083 .
- Mamesah, H. Y., Wallah, S. E., & Windah, R. S. (2014). Analisis Pushover pada Bangunan dengan Soft First Story. *Jurnal Sipil Statik*, 2(4).

- Mansouri, I. and Saffari, H. (2014), "A new steel panel zone model including axial force for thin to thick column flanges", *Steel Compos. Struct., Int J.*, **16**(4), 417-436.
- Mansouri, I., & Saffari, H. (2015). New Mathematical Modeling Of Steel Panel Zone With Thin To Thick Column Flanges. *Asian Journal Of Civil Engineering (BHRC) VOL. 16, NO. 4 (2015)*, 451-466.
- Muliadi, M., Afifuddin, M., & Aulia, T. B. (2018). Analisis Simpangan Antar Lantai Pada Bangunan Menggunakan Base Isolator Di Wilayah Gempa. *Jurnal Teknik Sipil dan Teknologi Konstruksi*, 3(4).
- Nasrabadi, M.M., Torabian, S. and Mirghaderi, S.R. (2013), "Panel zone modelling of flanged cruciform columns: An analytical and numerical approach", *Eng. Struct.*, 49, 491-507.
- Nicknam, A., Farhangdoust, M., Mazarei, A., & Ganjvar, A. (2018). Seismic Design Parameters Assessment of Special Steel Moment Resisting Frames. *Amirkabir J. Civil Eng.*, 50(2), 101-104.
- Pang, R., Xu, B., Kong, X., & Zou, D. (2018). Seismic fragility for high CFRDs based on deformation and damage index through incremental dynamic analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 104, 432-436.
- Pawirodikromo, W. (2012). *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- Purwoko, A. (2018). Studi Perbandingan Gaya Gempa Pada Struktur Bangunan Di Samarinda Berdasarkan Sni 03-1726-2002 Dan Sni 03-1726-2012. *Kurva S Jurnal Mahasiswa*, 1(1), 691-705.
- 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.
- Saffari, H., Hedayat, A.A and Nejad, M.P. (2013a), "Post-Northridge connections with slit dampers to enhance strength and ductility", *J. Construct. Steel Res.*, 80, 138-152.
- Saffari, H., Hedayat, A.A. and Goharizi, N.S. (2013b), "Suggesting double-web I-shape columns for omitting continuity plates in a box column", *Steel Compos. Struct., Int J.*, 15(6), 585-603.
- Saffari, H., Hedayat, A.A. and Goharizi, N.S. (2015), "New alternatives for continuity plates in I-beam to box columns connections", *Asian J. Civil Eng. (BHRC)*, **16**(2), 219-233.
- 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, A.B, dan Salim, M.,2018,*Rekayasa Gempa*, K-Media, Yogyakarta

Sunarjo, Gunawan, M. T., & Pribadi, S. (2012). *Gempa Bumi*. Jakarta: Badan Meteorologi Klimatologi Dan Geofisika.

Zhang, Y., Liu, H., Yang, Y., & Bao, E. (2019). Influence Of Panel Zone Sizes On Ultimate Bearing Capacity Of H-Shaped Steel Frames. *The Civil Engineering Journal* 4.

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.

➤ Model 1

Data struktur:

- Tinggi lantai bawah : 4,5 m
- Tinggi lantai tipikal : 4m
- Hn : 32,5 m
- Cu : 1,5
- Ct : 0.0724
- x : 0,8

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

SYARAT PERIODA					
Arah	T_{amin} ($C_t \times h_n^x$)	T_{amax} ($C_u \times T_{amin}$)	$T_{sap2000}$	$T_{dipakai}$	KONTROL
X	1.6612	2.4918	2.2824	2.2824	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

A.3.1. Modal Participating Mass Ratios Model 1

Tabel L.6: Hasil output *Modal Participating Mass Ratios* struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur (Model 1).

Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	UX	SumUX
MODAL	1	2.282461	0.79969	0.79969
MODAL	2	0.805605	0.12188	0.92157
MODAL	3	0.456869	0.03928	0.96085
MODAL	4	0.305521	0.0189	0.97975
MODAL	5	0.291874	0	0.97975
MODAL	6	0.246799	1.52E-05	0.97977
MODAL	7	0.228864	0.0105	0.99026
MODAL	8	0.187901	0	0.99026
MODAL	9	0.185739	0.00075	0.99101
MODAL	10	0.17953	0.00496	0.99597
MODAL	11	0.149381	0.00295	0.99892
MODAL	12	0.129412	0.00106	0.99998

Tabel L.7: Hasil selisih persentase nilai perioda

Mode	persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	64.705	not ok	ok
T2-T3	43.289	not ok	ok
T3-T4	33.127	not ok	ok
T4-T5	4.467	ok	not ok
T5-T6	15.443	not ok	ok
T6-T7	7.267	ok	not ok
T7-T8	17.898	not ok	ok
T8-T9	1.151	ok	not ok
T9-T10	3.343	ok	not ok
T10-T11	16.793	not ok	ok
T11-T12	13.368	ok	not ok

A.4. Berat Sendiri Struktur

A.4.1. Berat Sendiri Struktur

Tabel L.16: Hasil output berat sendiri struktur pemodelan dengan Program Analisa Struktur.

Story	Self weight
	(KN)
8	2373.19
7	2428.35
6	2435.73
5	2430.60
4	2429.05
3	2439.13
2	2439.13
1	2408.75
total	19383.938

Dapat dilihat pada tabel di atas bahwa berat total struktur untuk tersebut adalah 19383.938KN.

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
- T : 2,3005

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

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Minimum} &= \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,5 \cdot 0,642}{\left(\frac{8,0}{1}\right)} = 0,040125 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Cs Hitungan} &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,2}{2,3005 \left(\frac{8,0}{1,0}\right)} = 0,010867 \end{aligned}$$

Tabel L.21: Nilai Cs yang digunakan untuk Model 1 (R=8).

Arah	Cs Maksimum	Cs Hitungan	Cs Minimum	Cs Digunakan
X	0,0625	0,010867	0,040125	0,018467

Pada peraturan SNI 1726:2012. Pemilihan nilai Cs 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

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,018467 \times 5812629,876$$

$$V = 63166,75 \text{ KN}$$

✓ Penentuan nilai k

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, kadalah 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.22: Nilai *story shear* untuk gaya lateral statik ekuivalen Model 1 (R=8).

lantai	berat W_x	tinggi lantai h_x	$W_x \cdot h_x^k$	Force	<i>Story Shear</i> (F_x)
8	2373,192	32,5	1716532,19	18653,822	18653,822
7	2428,353	28,5	1370118,29	14889,289	33543,111
6	2435,733	24,5	1032433,86	11219,619	44762,730
5	2430,599	20,5	735430,34	7992,036	52754,766
4	2429,054	16,5	487505,35	5297,796	58052,563
3	2439,130	12,5	289563,64	3146,733	61199,296
2	2439,130	8,5	139630,36	1517,385	62716,681
1	2408,748	4,5	41415,84	450,072	63166,753
TOTAL			5812629,876		

Berdasarkan Tabel L.22, dapat diketahui nilai gaya geser pada lantai 1 yang merupakan nilai gaya geser dasar untuk struktur tersebut adalah 63166,753KN.

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

Tabel L.51: Hasil analisa Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1 untuk faktor R=8.

Story	V_x	35%V_x dasar	base	Kontrol
8	18619,95262	108,29		ok
7	33482,82082	108,29		ok
6	44682,59184	108,29		ok
5	52660,45936	108,29		ok
4	57948,85784	108,29		ok
3	61090,0319	108,29		ok
2	62604,73612	108,29		ok
1	63054,00334	108,29		ok
Base	0	0		ok

A.7. Nilai Simpangan Gedung

Tabel L.66: Hasil analisa nilai simpangan gedung untuk faktor R=8.

Tinggi Gedung (hi)	Lantai Gedung	Simpangan (δx_e - m)	Simpangan antar tingkat ($(\delta * C_d) / I_e$)	Syarat (Δa) $0.02 * h_i$	Cek (Sb.X,Y) Story drift $< \Delta a$
32,5	8	0,026268	0,0162085	0,08	oke
28,5	7	0,023321	0,016093	0,08	oke
24,5	6	0,020395	0,017259	0,08	oke
20,5	5	0,017257	0,0184195	0,08	oke
16,5	4	0,013908	0,01848	0,08	oke
12,5	3	0,010548	0,0186945	0,08	oke
8,5	2	0,007149	0,0195525	0,08	oke
4,5	1	0,003594	0,019767	0,09	oke

Berdasarkan Tabel L.66: 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.81: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x.

Story	Kekakuan Total	Ki/Ki+1 (%)	RATA-RATA KEK. 3TINGKAT (Kr)	Ki/Kr (%)
8	1742,160		-	-
7	1879,699	107,895	626,566	-
6	2083,333	110,833	694,444	-
5	2398,082	115,108	799,361	382,734
4	2906,977	121,221	968,992	418,605
3	3787,879	130,303	1262,626	473,864
2	5555,556	146,667	-	573,333
1	11494,253	206,897	-	910,345

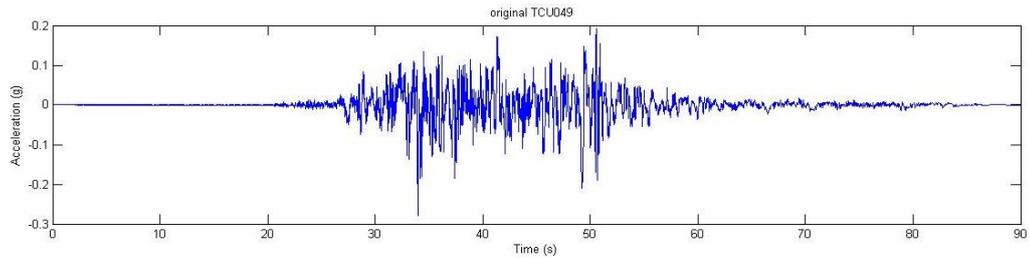
A.9. Pengaruh Efek P-Delta

Tabel L.86: Hasil analisa P-Delta struktur pemodelan (R=8).

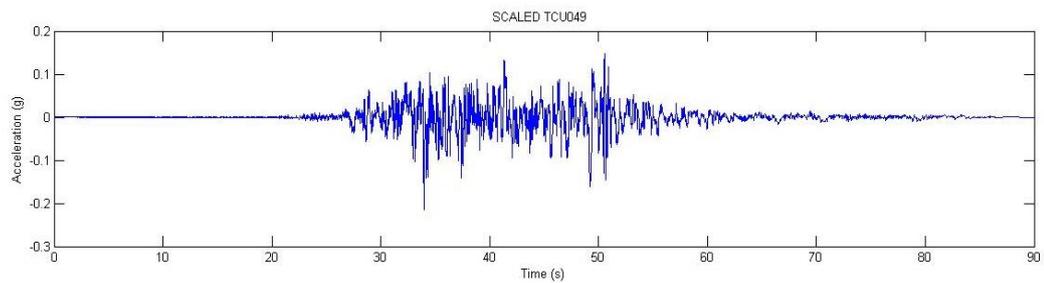
ARAH X								
Lantai	Tinggi	Interstory Drift	vu	beban kumulatif	Ie	Cd	Stability Ratio	CEK < 1
8	32,5	0,01621	18653,822	2434,788	1	5,5	0,000962	ok
7	28,5	0,01609	33543,111	4895,442	1	5,5	0,001068	ok
6	24,5	0,01726	44762,730	7356,096	1	5,5	0,001289	ok
5	20,5	0,01842	52754,766	9816,75	1	5,5	0,001558	ok
4	16,5	0,01848	58052,563	12277,404	1	5,5	0,001776	ok
3	12,5	0,01869	61199,296	14738,058	1	5,5	0,002046	ok
2	8,5	0,01955	62716,681	17198,712	1	5,5	0,002437	ok
1	4,5	0,01977	63166,753	19659,366	1	5,5	0,002796	ok

A.10. *Groundmotion* (Rekaman gempa)

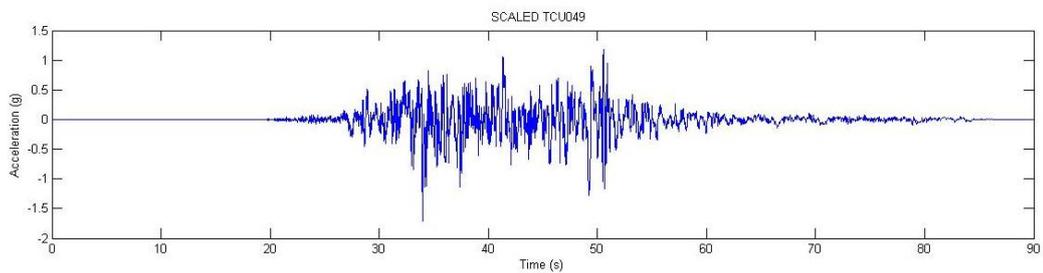
Terdapat 1 tipe *groundmotion* yang akan digunakan dalam tugas akhir ini yaitu tipe *groundmotion* tunggal dan *groundmotion* berulang 2 kali yang akan diskalakan berdasarkan penskalaan DBE linier, MCE, DBE non linier dan MCE non linier.



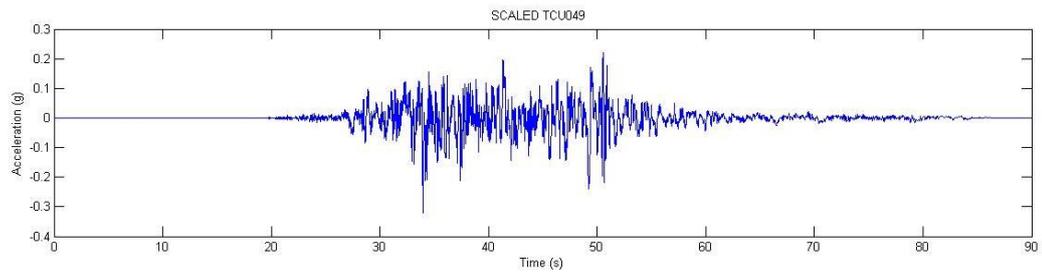
Gambar L.1: Rekaman gempa TCU049 California sebelum penskalaan.



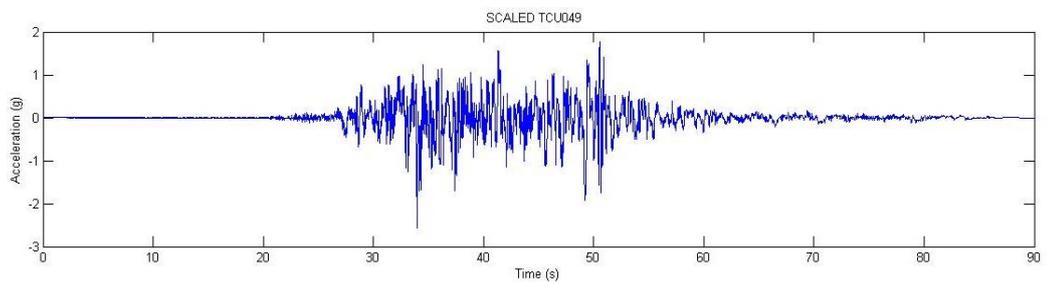
Gambar L.2: Rekaman gempa TCU049 sesudah penskalaan DBE linier.



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



Gambar L.4: Rekaman gempa TCU049 sesudah penskalaan MCE linier linier.



Gambar L.5: Rekaman gempa TCU049 sesudah penskalaan MCE non linier.

A.11 Cek Profil

- Profil W30x108

A.1. Cek Profil

- **Balok (W21 X 73)**

A	205	cm ²	20500	mm ²
I _x	186060	cm ⁴	1860600000	mm ⁴
I _y	6070	cm ⁴	60700000	mm ⁴
r _x	54,5	cm	5,4500	mm
r _y	301,6	cm	30,16	mm
S _x	10500	cm ³	10500000	mm ³
S _y	8560	cm ³	8560000	mm ³

Dimensi Profil

d	758	mm	h	730,314
bf	266	mm	h _o	744,157
tw	11,9	mm		
tf	13,843	mm		

Mutu Baja = F_y = 345 MPa

Sayap

λ_f 9,607744

Badan

λ_w 61,370924

Batasan

λ_p 9,149325 non kompak
λ_r 24,07717

Batasan

λ_p 90,53016 Kompak
λ_r 137,2399

Analisa Lentur

Kondisi Leleh

Z_x 4326904,8 mm³

M_n = M_p = 1,493E+09 N.mm

1492,7822 KN.m

Kondisi Tekuk Torsi Lateral

- Panjang batang saat plastis

Lp 1278,0547 mm
 1,2780547 m

-Panjang Kondisi Residu

J 880646,6 mm⁴
c 1
rts 46,37853 mm

Lr 4272,56 mm
 4,2725631 m

Lp 1,2780547 m
Lb 3 m Dengan satu pengekang lateral di tengah
Lr 4,2725631 m
Mu 1848,9719
Lb/4 0,75
Lb/2 1,5
3Lb/4 2,25

Analisa Geser

Cek Syarat

h/tw 42,016807

$2.24 \cdot (E/F_y)^{0.5}$ 53,932862 0ke

Vn 1325255,4 N
 1325,2554 KN

Vu 629,223 KN

$V_u / \phi V_n$ 0,4747938 0ke tidak perlu stifner

- Kolom W24X131

MB = -64,32 KN.m

MA = 340,55 KN.m 340550000 N.mm

Nu = 2905,46 KN

Pgempa = 20,42 KN 4500 mm

L = 4,50 m

Section Properties

Ag	=	248	cm ²	24800	mm ²	d	=	622,3	mm
Ix	=	167900	cm ⁴	1679000000	mm ⁴	bw	=	327,66	mm
Iy	=	14240	cm ⁴	142400000	mm ⁴	tw	=	15,367	mm
rx	=	25,95	cm	259,5	mm	tf	=	24,384	mm
ry	=	7,55	cm	75,5	mm	h	=	573,532	mm
Sx	=	9555	cm ³	9555000	mm ³				
Sy	=	13300	cm ³	13300000	mm ³				

Mutu Baja = $F_y = 345$ MPa

1. Efek

P- Δ

$$\Delta = 0,004635 \text{ m} \quad 4,635 \text{ mm}$$

$$H = 20418,75 \text{ N}$$

$$P_{mf} = P_{story} = 2905,46 \text{ KN} \quad 2905460 \text{ N}$$

$$P_u = 2905,46 \text{ KN} \quad 2905460 \text{ N}$$

$$R_m = 0,85$$

$$P_{story} = 16850420,91 \text{ N}$$

$$B_2 = 1,208351965$$

$$M_r = 411,5042615 \text{ KN.m}$$

$$P_r = 3510,818299 \text{ KN}$$

1. Analisis Kekuatan Nominal Axial Tekan

Sayap

Batas

$$\lambda_s = 6.71875$$

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

Badan

Batas

$$\lambda_w = 37.32231405$$

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

- Tekuk Lentur

$$k.l / r_{min} = 59.60264901 \text{ Batasan : } 4.71 * (E/F_y)^{0.5} = 113.4034736$$

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

Maka

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

$$F_e = 555.0833077 \text{ Mpa}$$

Maka

$$F_{cr} = 265.9753192 \text{ Mpa}$$

$$\phi P_n = F_{cr} \cdot A_g = 5936.569124 \text{ KN}$$

- **Tekuk Torsi**

$$\begin{aligned} h_o &= 597,916 \text{ mm} \\ c_w &= 1,27271E+13 \text{ mm}^6 \\ K_z &= 1 \\ J &= 3890238,625 \text{ mm}^4 \\ G &= 77200 \text{ Mpa} \\ \\ F_e &= 845,3268102 \text{ Mpa} \\ \\ f_y/f_e &= 0,408126178 < 2,25 \\ \\ F_{cr} &= 290,8253931 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\phi P_n = F_{cr} \cdot A_g = 6491 \text{ KN}$$

Ambil ϕP_n minimum

$$\phi P_n = 5936,569124 \text{ KN} \quad \text{diambil dari nilai terkecil}$$

3. Analisis Kondisi Lentur

Sayap	Batas
$\lambda_s = 6.71875$	$\lambda_p = 9.149324835$ kompak
	$\lambda_r = 24.07717062$

Badan	Batas
$\lambda_w = 37.3223$	$\lambda_f = 90.53016152$ kompak

- **Kondisi Leleh (Yielding)**

$$\begin{aligned} Z_x &= 6040847 \text{ mm}^3 \\ M_n = M_p &= 2084092436 \text{ N.mm} \\ \phi M_n = M_p &= 11875.683192 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

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

$$L_b = 4500 \text{ mm} \qquad M_n = -375715994,5 \text{ N.mm}$$

$$\qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad = -375.715994,5 \text{ KN.m}$$

$$L_p = 2133.198793 \text{ mm} \qquad \phi M_n = -338,1443951 \text{ KN.m}$$

$$C = 1$$

$$R_{ts} = 66,74899616 \text{ mm}$$

$$L_r = 6726,024436 \text{ mm}$$

Kuat Nominal dari profil rencana adalah $P_c = \phi P_n = 5936.569124 \text{ KN}$

$$M_c = \phi M_n = 1875.683192 \text{ KN.m}$$

Interaksi antara Axial dan lentur pada kolom

$$P_r/P_c = 0,591388431 > 0.2$$

$$P_r/2P_c + (M_{rx}/M_{cx} + M_{ry}/M_{cy}) = 0,515083216 < 1 \text{ (oke)}$$

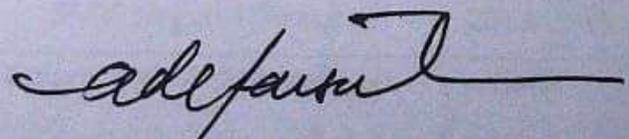
LEMBAR ASISTENSI

NAMA : MUAMMAR SIDDIQ
NPM : 1607210107
JUDUL : "PENGARUH PEMODELAN PANEL ZONE TERHADAP
COLLAPSE MARGIN RATIO SRPM BAJA 8 LANTAI"

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
		- Perbaiki Bab 1 : Tegangan - Lanjut ke Bab 2	<i>Mu</i> 10/07 20.
		- Buat model linear - Perbaiki Bab 2	<i>Mu</i> 15/07 20.
		- perbaiki model linear - Cek hasil TTH	<i>Mu</i> 21/05 20.
		- tambah model linear - buat Bab 3	<i>Mu</i> 19/06 20.
		- Cek analisa hasil TTH - buat model non-linear	<i>Mu</i> 23/07 20.
		- perbaiki Bab 3 - perbaiki model non-linear - perbaiki bab 2	<i>Mu</i> 15/08 20.
		- buat Bab 4 - hasil buat ke GEF-ile	<i>Mu</i> 21/09 20.
		- perbaiki Bab 4 - Cek hasil TOR & IDA	<i>Mu</i> 25/10 20.
		- perbaiki Grafik Fragility - perbaiki Bab 4 - buat CMR !	<i>Mu</i> 27/10 20.

all the seminar *Mu* 04/11 20

Mengerti,
Pembimbing Tugas Akhir



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

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PENYUSUN

Nama Lengkap : Muammar Siddiq
Tempat, Tanggal Lahir : Stabat, 27 November 1997
Jenis Kelamin : Laki-Laki
Alamat : Jln. Kelapa Sawit Blok C No.101
Agama : Islam
Nama Ayah : Naharman Effendi S.Pd
Nama Ibu : Rosmawati
No. Handphone : 082237024712
Email : siddiq.muammar11@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN :

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Lokasi	Tahun
1	Sekolah Dasar	SD 050660 Kwala Bingai	2004-2010
2	Sekolah Menengah Pertama	SMP Negeri 1 Stabat	2010-2013
3	Sekolah Menengah Atas	SMK Negeri 1 Stabat	2013-2016
4	Perguruan Tinggi (Strata 1)	Uniiversitas Muhammadiyah Sumatera Utara, Medan	2016- Sekarang