

TUGAS AKHIR

**ANALISIS KINERJA DAN PENGARUH TATA LETAK
BRESING EKSENTRIS PADA SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS (SRBE) TIPE-D PADA
BANGUNAN SETBACK VERTIKAL
(*Studi Literatur*)**

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

Disusun Oleh:

**ANDRIANDA
1207210091**



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2017**

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Andrianda.

NPM : 1207210091.

Program Studi : Teknik Sipil.

Judul Skripsi : Analisis Kinerja Dan Pengaruh Tata letak Bresing Pada Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) Tipe-D Pada Bangunan Setback Vertikal.

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, April 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Peguji

Tondi Amirsyah P, ST, MT

Dr. Fahrizal Zulkarnain ST, MSc

Dosen Pembanding I / Penguji

Dosen Pembanding II / Peguji

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Bambang Hadibroto, ST, MT

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Andrianda

Tempat /Tanggal Lahir: KotaMetro, Lampung / 24 Desember 1993.

NPM : 1207210091

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Analisis Kinerja Dan Pengaruh Tata Letak Bresing Pada Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) Tipe-D Pada Bangunan Setback Vertikal”,

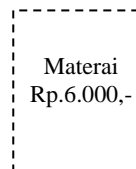
bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

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

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

Medan, April 2017

Saya yang menyatakan,



Andrianda

ABSTRAK

ANALISIS KINERJA DAN PENGARUH TATA LETAK BRESING PADA SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS (SRBE) TIPE-D PADA BANGUNAN SETBACK VERTIKAL (STUDI LITERATUR)

Andrianda
1207210091

Tondi Amirsyah P, ST, MT
DR Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Struktur rangka bresing eksentrik memiliki daktilitas dan kekakuan yang tinggi sehingga dapat menjadi salah satu alternatif perencanaan bangunan tahan gempa di Indonesia. Hal ini ditunjang dengan adanya elemen link yang mampu mendisipasi energi gempa melalui plastifikasi link serta elemen bresing yang dapat meningkatkan kekakuan struktur terhadap gempa. Link yang terdapat struktur bersifat relatif dari panjangnya. Semakin panjang link, maka sifat dari bangunan tersebut akan menyerupai rangka pemikul momen, dan apabila semakin pendek link maka akan menyerupai sistem bresing konsentrik. Sehingga pemilihan panjang link pada sistem bresing eksentris sangat berpengaruh pada daktilitas dan kekakuannya. Pada kedua struktur dimensi link direncanakan menggunakan link geser murni dengan panjang 500 mm dan dimensi link tersebut baja IWF 180.100.6.9. Persentase distribusi kekakuan dan kekuatan bresing dan link pada arah X, model 1= 61,36%, model 2= 58,75%, dan pada arah Y model 1= 56,38%, model 2= 72,62%.

Kata kunci: SRBE, *Link*, bresing, plastifikasi, gaya geser, disipasi.

ABSTRACT

PERFORMANCE ANALYSIS AND EFFECT LAYOUT FRAME BRACE ON ECCENTRIC BRACE FRAME (EBF) TYPE-D OF IRREGULAR BUILDING VERTICAL (STUDY OF LITERATURE)

Andrianda
1207210091

Tondi Amirsyah P, ST, MT
DR Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Bresing eccentric frame structure has a high ductility and rigidity so that it can become an alternative design of earthquake-resistant buildings in Indonesia. This is supported by the existence of a link element which is able to dissipate seismic energy through bresing plastifikasi links as well as elements that can improve the rigidity of the structure against earthquakes. Link contained structure relative to its length. The longer the link, then the nature of the building will resemble the framework of bearers moment, and if the shorter link it will resemble concentric bresing system. So that the long election bresing eccentric link in the system is very influential in ductility and rigidity. In both the planned link-dimensional structure using pure shear link with a length of 500 mm and dimensions of the steel link IWF 180.100.6.9. Percentage distribution of stiffness and strength bresing and links in the X direction, model 1 = 61.36%, model 2 = 58.75%, and the direction of the Y model 1 = 56.38%, model 2 = 72.62%.

Keywords: EBF, Link, bresing, plastifikasi, shear, dissipation..

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Analisis Kinerja Dan Pengaruh Tata Letak Bresing Pada Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) Tipe-D Pada Bangunan Setback Vertikal” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah P, ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak DR. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak DR. Ade Faisal selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Bapak Bambang Hadibroto, ST, MT yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Rahmatullah ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Ibu Hj. Irma Dewi, ST, Msi selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.

8. Orang tua penulis: Muhammad Yakub, SPd, dan Nurhusni yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
9. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
10. Sahabat-sahabat penulis: Hasan Basri ST, Mubdi Rifki Anwari, Syahrial Hasibuan, Mutiah Nur ST, dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, April 2017

Andrianda

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR SIMBOL DAN SINGKATAN	xvi
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang permasalahan	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Batasan Masalah	3
1.4. Tujuan Penelitian	4
1.5. Manfaat Penelitian	4
1.5.1. Manfaat secara teoritis	4
1.5.2. Manfaat praktis	5
1.6. Sistematika Penulisan	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1. Pendahuluan	6
2.2. Konsep Perencanaan Struktur Tahan Gempa	8
2.3. Beban Gempa Dan Kinerja Pada Gedung	9
2.3.1. Perhitungan Berat Bangunan	9
2.3.2. Faktor Keutamaan Struktur	9
2.3.3. Faktor Respon Gempa	16
2.3.3.1. Klasifikasi Tanah	17
2.3.3.2. Percepatan Tanah Puncak	19
2.3.3.3. Penentuan respon spektra percepatan gempa	20
2.4. Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	23
2.4.1. Gaya Dasar Seismik	23

2.4.2.	Periode Alami Fundamental	25
2.4.3.	Ketentuan Untuk Analisis Respon Dinamik	27
2.4.4.	Distribusi Vertikal Gaya Gempa	28
2.4.5.	Distribusi Horizontal Gaya Gempa	29
2.4.6.	Penentuan Simpangan Antar Lantai	29
2.4.7.	Distribusi Kekakuan Secar Vertikal	31
	2.4.7.1. <i>Soft Storey</i>	32
2.4.8.	Beban dan Kombinasi Pembebanan	32
2.5.	Struktur Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan	37
	2.5.1. Ketidakberaturan Horizontal	37
	2.5.2. Ketidakberaturan Vertikal	40
2.6.	Stabilitas Struktur	42
	2.6.1. Perhitungan Kekuatan Perlu	43
	2.6.2. Persyaratan Analalisis	43
	2.6.3. Pertimbangan Ketidaksempurnaan Awal	44
	2.6.3.1. Penggunaan Beban Notional	44
	2.6.3.2. Koreksi Kekakuan	45
2.7.	Konfigurasi Struktur Baja Penahan Gaya Seismik	46
	2.7.1. Rangka Pemikul Momen	46
	2.7.2. Sistem Rangka Bresing Konsentrik	46
	2.7.3. Sistem Rangka Bresing Eksentrik	47
2.8.	Elemen Link	48
	2.8.1. Konsep Perencanaan Elemen	48
	2.8.2. Jenis Link Berdasarkan Panjang	50
	2.8.3. Perilaku Inelastik Elemen Link	52
	2.8.4. Sudut Rotasi Link	53
BAB 3	METODOLOGI PENELITIAN	55
	3.1. Diagram Alir Penelitian	55
	3.2. Pemodelan Struktur	56
	3.3. Pembebanan Struktur	60
	3.4. <i>Preliminary Design</i>	63

3.4.1.	<i>Preliminary Design</i> Balok	63
3.4.2.	<i>Preliminary Design</i> Kolom	63
3.4.3.	<i>Preliminary Design</i> Bresing	64
3.4.4.	<i>Preliminary Design</i> Link	64
3.5.	Faktor Respon Gempa	65
3.5.1.	Faktor Keutamaan Struktur	69
3.5.2.	Nilai Waktu Getar Alami Fundamental	69
3.5.3.	Penentuan Faktor Respon Gempa	69
BAB 4	ANALISA DAN PEMBAHASAN	72
4.1.	Tinjauan Umum	72
4.2.	Hasil Analisis Respon Spektrum	72
4.2.1.	Model 1 (bresing di tepi gedung) dan model 2 (bresing di tengah gedung)	72
4.2.2.	Gaya Geser Dasar	75
4.2.3.	Gaya Geser Statik Ekuivalen	76
4.2.4.	Kekakuan Tingkat	80
4.2.5.	Simpangan Antar Lantai	82
4.2.6.	Pengaruh P-Delta	86
4.2.7.	Analisis Spektrum Respon Ragam	87
BAB 5	KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1.	Kesimpulan	91
5.2.	Saran	92
	DAFTAR PUSTAKA	93
	LAMPIRAN	
	DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Faktor keutamaan (I) untuk berbagai gedung dan bangunan berdasarkan SNI 1726:2012	10
Tabel 2.2	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	11
Tabel 2.3	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012	13
Tabel 2.4	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012	14
Tabel 2.5	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012	14
Tabel 2.6	Faktor koefisien modifikasi respon (R^a), faktor kuat lebih sistem (Ω_0^g), faktor pembesaran defleksi (C_d^b), dan batasan tinggi sistem struktur (m) ^c berdasarkan SNI 1726:2012	14
Tabel 2.7	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	18
Tabel 2.8	Koefisien situs untuk PGA berdasarkan SNI 1726:2012	19
Tabel 2.9	Koefisien periode pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012	21
Tabel 2.10	Koefisien periode 1 detik (F_v)	21
Tabel 2.11	Nilai parameter periode pendekatan C_r dan x berdasarkan SNI 1726:2012	25
Tabel 2.12	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	26
Tabel 2.13	Simpanan antar lantai izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726:2012	31
Tabel 2.14	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	36
Tabel 2.15	Ketidakteraturan horizontal pada struktur	38
Tabel 2.16	Ketidakteraturan vertikal	40
Tabel 3.1	Kombinasi yang digunakan sesuai dengan SNI gempa 2012	62
Tabel 3.2	Dimensi kolom yang digunakan pada struktur	63
Tabel 3.3	Spektrum respon untuk wilayah gempa 5 SNI 1726:2012	65

Tabel 3.4	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami <i>fundamental</i> gedung dengan tata letak bresing di tepi bangunan berdasarkan SNI 1726:2012	69
Tabel 3.5	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami <i>fundamental</i> gedung dengan tata letak bresing di tengah bangunan berdasarkan SNI 1726:2012	69
Tabel 3.6	Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan model 1 bresing di tepi	70
Tabel 3.7	Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan model 2 Bresing di tengah	71
Tabel 4.1	Data perioda struktur model 1 output program ETABS	72
Tabel 4.2	Hasil selisih presentase nilai perioda model 1 pada arah x	73
Tabel 4.3	Hasil selisih presentase nilai perioda model 2 pada arah y	73
Tabel 4.4	Data perioda struktur model 2 output program ETABS	74
Tabel 4.5	Hasil selisih presentase nilai perioda model 2 pada arah x	74
Tabel 4.6	Hasil selisih presentase nilai perioda model 2 pada arah y	75
Tabel 4.7	Gaya geser dasar (<i>base reaction</i>) output ETABS untuk model 1	76
Tabel 4.8	Gaya geser dasar (<i>base reaction</i>) output ETABS untuk model 2	76
Tabel 4.9	Nilai gaya geser statik ekuivalen arah x pada model 1 (bresing di tepi) $k=1,3325$	77
Tabel 4.10	Nilai gaya geser statik ekuivalen arah y pada model 1 (bresing di tepi) $k=1,2995$	77
Tabel 4.11	Nilai gaya geser statik ekuivalen arah x pada model 2 (bresing di tengah) $k=1,3035$	77
Tabel 4.12	Nilai gaya geser statik ekuivalen arah y pada model 2 (bresing di tengah) $k=1,282$	78
Tabel 4.13	Distribusi nilai kekakuan pada model 1 (bresing eksentris di tepi)	80
Tabel 4.14	Distribusi kekakuan arah x pada model 1 (bresing eksentris di tepi)	80

Tabel 4.15 Distribusi kekakuan arah y pada model 1 (bresing eksentris di tepi)	81
Tabel 4.16 Distribusi nilai kekakuan pada model 2 (bresing eksentris di tengah)	81
Tabel 4.17 Distribusi nilai kekakuan arah x pada model 2 (bresing eksentris di tengah)	81
Tabel 4.18 Distribusi kekakuan arah y pada model 2 (bresing eksentris di tengah)	82
Tabel 4.19 Simpangan antar lantai arah x untuk model 1 (bresing Eksentrik di tepi)	83
Tabel 4.20 Simpangan antar lantai arah y untuk model 1 (bresing eksentrik di tepi)	83
Tabel 4.21 Simpangan antar lantai arah x untuk model 2 (bresing eksentrik di tengah)	83
Tabel 4.22 Simpangan antar lantai arah y untuk model 2 (bresing Eksentrik di tengah)	84
Tabel 4.23 Pembebanan vertikal tiap lantai arah x dan y untuk model 1 (bresing eksentris di tepi)	86
Tabel 4.24 Pembebanan vertikal tiap lantai arah x dan y untuk model 2 (bresing eksentris di tengah)	86
Tabel 4.25 Pengecekan gaya geser antar lantai dengan 35% gaya geser dasar arah x untuk model 1 (bresing eksentris di tepi) redudansi=1	87
Tabel 4.26 Pengecekan gaya geser antar lantai dengan 35% gaya geser dasar arah y untuk model 1 (bresing eksentris di tepi) redudansi=1	88
Tabel 4.27 Pengecekan gaya geser antar lantai dengan 35% gaya geser dasar arah x untuk model 2 (bresing eksentris di tengah) redudansi=1	88
Tabel 4.28 Pengecekan gaya geser antar lantai dengan 35% gaya geser dasar arah y untuk model 2 (bresing eksentris di tengah) redudansi=1	89

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Beberapa tipe Bresing eksentrik.	2
Gambar 2.1	Jenis struktur dan perencanaan yang mengalami leleh	7
Gambar 2.2	Respon spektra wilayah gempa 5 kota padang	9
Gambar 2.3	Peta percepatan puncak PGA di batuan dasar (S_E) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5 %	16
Gambar 2.4	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (S_1) di batuan dasar(S_E) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5%	16
Gambar 2.5	Peta respon spektra percepatan 1 detik (S_1) di batuan dasar(S_E) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5%	17
Gambar 2.6	Bentuk tipikal spektrum respon desain dipermukaan tanah	23
Gambar 2.7	Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012	30
Gambar 2.8	Efek P-delta pada kolom	43
Gambar 2.9	Konfigurasi sistem rangka bresing konsentris	46
Gambar 2.10	Konfigurasi sistem rangka bresing eksentris	47
Gambar 2.11	Gaya-gaya pada elemen link	47
Gambar 2.12	Balok kantilever sederhana	48
Gambar 2.13	Letak link pada sistem <i>EBF</i>	50
Gambar 2.14	Pembentukan sendi plastis geser	51
Gambar 2.15	Keseimbangan dan plastifikasi	52
Gambar 2.16	Sudut rotasi link	54
Gambar 3.1	Diagram alir penelitian	55
Gambar 3.2	Denah lantai 1-5	57
Gambar 3.3	Denah lantai 6-10	58
Gambar 3.4	Tampak struktur yang menggunakan SRBE tipe-d dengan link geser berada di tengah bentang bangunan	58

Gambar 3.5	Model struktur 3D dimensi dari SRBE dengan penempatan di tengah bentang	59
Gambar 3.6	Tampak struktur yang menggunakan SRBE tipe-d dengan link geser berada di tepi bentang bangunan	59
Gambar 3.7	Model struktur 3D dimensi SRBE dengan penempatan di tepi	60
Gambar 3.8	Pengaku pada badan balok link (<i>web stiffner</i>)	65
Gambar 3.9	Grafik respon spektrum tanah lunak wilayah zona gempa 5	68
Gambar 4.1	Perbandingan periode getar alami struktur bresing eksentris di tengah dan di tepi struktur	75
Gambar 4.2	Gaya geser statik ekuivalen pada arah x model 1 dan model 2	79
Gambar 4.3	Gaya geser statik ekuivalen pada arah y model 1 dan model 2	84
Gambar 4.4	Perbandingan simpangan antar lantai pada arah x	84
Gambar 4.5	Perbandingan simpangan antar lantai pada arah y	85
Gambar 4.6	Grafik <i>story shear</i> dengan 35% gaya geser dasar $p=1$ model 1	90
Gambar 4.7	Grafik <i>story shear</i> dengan 35% gaya geser dasar $p=1$ model 2	90

DAFTAR SIMBOL DAN SINGKATAN

a	= faktor koreksi level gaya.
C_d	= factor pembesaran defleksi.
C_s	= koefisien respon seismik.
CQC	= <i>complete quadratic combination</i>
C_{vX}	= factor distribusi vertikal.
D	= beban mati.
$DFBK$	= desain faktor beban dan ketahanan.
e	= panjang link.
E	= modulus elastisitas baja 200000 MPa.
F_a	= koefisien situs periode pendek (pada periode 0,2 detik).
F_i	= gaya desain yang diterapkan di tingkat i .
F_{PGA}	= faktor amplifikasi untuk PGA.
F_v	= koefisien situs pada perioda panjang (pada periode 1 detik).
F_c'	= kuat tekan beton, MPa.
F_y	= kuat leleh tulangan baja, MPa.
g	= percepatan gravitasi mm/det^2 .
H	= tinggi gedung yang ditinjau, m.
h_i	= tinggi gedung pada tingkat i , m.
I	= faktor keutamaan hunian.
I_e	= faktor keutamaan gempa.
I_x, I_y	= momen inersia, m^4 .
K	= kekakuan tingkat.
k	= eksponen yang terkait dengan perioda struktur.
L	= beban hidup.
MCE_R	= Maximum considered earthquake risk target.

M_u	= momen lentur terfaktor, N.mm.
M_p	= momen plastis penampang.
N_i	= beban notional yang digunakan pada level i.
p	= faktor reduksi.
R	= faktor modifikasi respon.
S_1	= respon spektral percepatan gempa pada periode 1,0 detik.
S_{D1}	= parameter respon spektral percepatan desain periode 1 detik.
S_{DS}	= parameter respon spektral percepatan desain periode pendek.
$SRSS$	= <i>Square Root The Sum of Square</i> .
S_s	= respon spektral percepatan gempa periode pendek 0,2 detik.
S_1	= respon spektral percepatan gempa periode 1,0 detik.
T	= periode getar fundamental struktur.
T_0	= 0,2 S_{D1}/S_{DS} , detik.
t_w	= tebal badan pelat baja.
t_f	= tebal sayap pelat baja.
V	= gaya geser desain total.
V_t	= gaya geser dasar dari kombinasi modal respon spektrum.
W	= berat seismik efektif.
W_t	= berat total gedung.
W_i	= berat lantai di tingkat i.
Y_i	= beban gravitasi di level i dari kombinasi pembebanan DFBK.
Z_x	= modulus penampang plastis pada arah x, mm ³ .
Δ_i	= simpangan antar tingkat yang telah dibagi faktor skala, cm.
δ_u	= perpindahan rencana, mm.

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang Permasalahan

Indonesia adalah Negara kepulauan yang termasuk kedalam wilayah *ring of fire*, dimana hampir seluruh kepulauan yang ada berpotensi mengalami gempa. Gempa yang timbul dipusat gempa (*episentrum*) akan menyebabkan perambatan gelombang sehingga tanah ikut bergerak (*ground motion*) dan akan menyebabkan kerusakan dan keruntuhan pada bangunan disekitarnya (Aziz, 2012).

Sebagai engineer sudah selayaknya dan merupakan kewajiban kita dalam merancang bangunan di wilayah Indonesia. Struktur bangunan tahan gempa sebagai salah satu solusi untuk mengatasi permasalahan agar terciptanya bangunan *life safety*, artinya saat gempa terjadi struktur bangunan tersebut masih memiliki kekuatan dan kekakuan sebelum mencapai batas keruntuhannya.

Penerapan struktur baja sebagai rangka utama bangunan adalah salah satu alternatif pilihan dalam perancangan struktur tahan gempa yang memiliki nilai daktilitas dan kekakuan yang cukup kuat. Sifat dari baja yang elastis dan kuat sangat menarik untuk diteliti dan dikembangkan sebagai sistem rangka yang akan menahan dan memikul beban yang ada pada bangunan. Struktur yang bersifat inelastis mampu berdeformasi melebihi batas elastisnya sendiri, dan terus mampu menahan beban sampai batas keruntuhannya. Dalam kata lain struktur yang inelastis akan lebih optimal kinerjanya dibandingkan dengan struktur yang masih dalam kondisi elastis, karena struktur yang inelastis memiliki daktilitas tinggi yang mampu menyerap energi gempa sedang maupun besar.

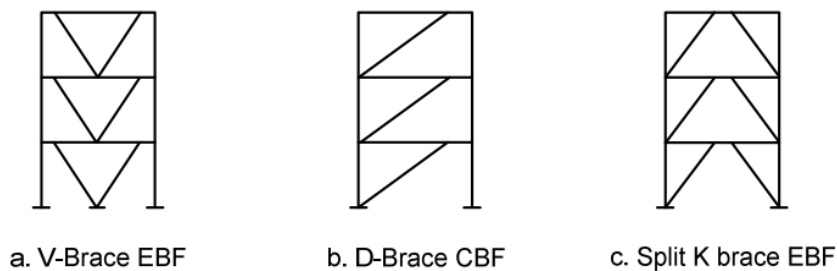
Material baja juga memiliki keunggulan dalam pelaksanaan konstruksi, lebih cepat, mudah, dan praktis dalam melakukan pendetailan dan sambungan dibandingkan dengan beton. Beberapa jenis baja konstruksi sekarang ada yang tahan terhadap korosi. Baja semacam ini dapat melakukan oksidasi untuk membentuk lapisan penahan yang padat yang dapat menghalangi oksidasi lebih lanjut. Dengan demikian menggunakan baja jenis ini mungkin menjadi lebih murah dalam hal perawatan, walaupun harganya lebih mahal dari pada baja biasa,

karena memerlukan biaya pemeliharaan yang terus menerus seperti halnya pada baja biasa yang memerlukan pengecatan kembali untuk mencegah timbulnya karat. Akan tetapi para perencana biasanya menghendaki baja yang dapat mempertinggi tegangan (*strength*) daripada menambah ukuran bahan.

Struktur baja penahan gempa sendiri terdiri dari *Momen Resisting Frame* (MRF) dan *Braced Frame* (BF). MRF merupakan struktur rangka yang bekerja inelastis penuh saat terjadi gempa dan mempunyai daktilitas yang tinggi, sedangkan BF merupakan struktur yang mengutamakan kekakuan dan kekuatan dari sistem rangka vertikal sebagai penahan beban lateral.

BF mempunyai elemen bresing yang berguna memperkaku dan memperkuat struktur rangka. BF terbagi menjadi 2 yaitu, *Centrically Braced Frame* (CBF) dan *Eccentrically Braced Frame* (EBF). CBF adalah struktur portal penahan beban lateral yang mempunyai kekakuan elastis yang tinggi. Kekakuan yang tinggi didapat dari pengaku (bracing) diagonal dengan mengembangkan aksi gaya dalam aksial dan lentur yang relatif kecil. Sedangkan EBF merupakan suatu sistem struktur baja penahan gempa yang mempunyai kekakuan elastis yang sangat baik (*excellent elastic stiffness*) dibawah pembebanan lateral gempa sedang layaknya CBF dan mempunyai daktilitas yang bagus (*good ductility*) dibawah beban lateral gempa besar layaknya MRF.

Elemen yang sangat penting dari EBF adalah bagian yang terletak antara join pengaku diagonal dengan join kolom atau balok yang disebut *link beam* (e). Link merupakan elemen yang mampu menyerap energi gempa dan mengalami proses plastifikasi pada bagian elemen yang rusak tersebut sebagai sarana pemencaran energi. Berikut adalah gambar beberapa tipe dari bresing eksentrik:



Gambar 1.1: Beberapa tipe bresing eksentrik.

Konsep design portal tahan gempa EBF (D-EBF, V-EBF, dan K-split EBF) adalah menetapkan elemen *link* sebagai bagian yang akan mengalami leleh/rusak terlebih dahulu, sedangkan elemen balok, kolom, dan bresing diharapkan tetap berada pada kondisi elastis. Berdasarkan konsep-konsep diatas, maka penulisan tugas akhir ini akan mengkaji tentang kinerja dari bangunan irregular *medium rise* 10 lantai dengan pengikat bresing eksentris tipe – D dengan tata letak penempatan bresing yang berbeda-beda. Digunakan 2 buah sampel struktur sebagai pembandingan, sedangkan analisa beban gempa menggunakan respon spectrum dan interaksi antara struktur dengan tanah dianggap oke.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah dikemukakan diatas, masalah yang dapat dirumuskan adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana kinerja model struktur bangunan setback dengan pengikat sistem rangka bresing eksentrik tipe-D?
2. Bagaimana perilaku struktur serta sifat kekakuan, kekuatan, dan daktilitas dari bangunan setback tersebut setelah diberi pengikat bracing pada tata letak tertentu sesuai dengan peraturan di Indonesia?
3. Bagaimana tinjauan analisis bangunan terhadap gempa?

1.3 Batasan Masalah

1. Material utama yang digunakan adalah material baja.
2. Kajian yang dilakukan adalah kajian tata letak sistem rangka bresing eksentrik terhadap struktur bangunan setback 10 lantai dengan percobaan 2 model tata letak bresing eksentris.
3. Gedung akan dibangun di kota padang dengan kondisi site adalah tanah lunak, bentuk gedung yang digunakan adalah *irregular building* dengan fungsi gedung perkantoran.
4. Analisa struktur terhadap gaya gempa mengacu pada SNI 1726:2012 serta pembebanan beban mati struktur digunakan berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung (1983) dan

pembebanan beban hidup berdasarkan beban minimum untuk perancangan bangunan gedung SNI 1727:2013.

5. Konsep perencanaan baja struktural mengacu pada SNI 1729:2015.
6. Adapun analisis beban gempa ditinjau dalam bentuk 3 dimensi menggunakan software ETABS.
7. Perhitungan struktur dilakukan berdasarkan Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBK).
8. Asumsi seluruh perletakan pondasi adalah perletakan jepit.
9. Seluruh struktur dalam percobaan memakai *link* geser dengan batasan $e < 1,6M_p/V_p$.

1.4 Tujuan Penelitian

Dalam hal penulisan tugas akhir ini, ada beberapa tujuan penulis yang ingin dicapai antara lain :

1. Menganalisa kinerja dan perilaku dari sistem rangka bresing eksentrik (SRBE) tipe – D terhadap pengaruh tata letak bangunan sebagai sistem rangka penahan beban lateral gempa.
2. Ingin mengetahui dimensi link beam dari tiap-tiap penempatan tata letaknya.
3. Menganalisis perpindahan *drift story* (simpangan antar lantai) pada struktur bangunan.
4. Menganalisis besarnya nilai *base shear* / atau gaya gempa dorong yang bekerja pada tiap-tiap struktur.
5. Persentase kekakuan dan kekuatan dari bresing dan link tersebut.

1.5 Manfaat Penelitian

Hasil penelitian ini diharapkan mampu memberi manfaat antara lain:

1.5.1 Manfaat Secara Teoritis:

1. Memberikan sumbangan ilmu pengetahuan terutama dalam bidang struktur tahan gempa serta bahan acuan bagi peneliti selanjutnya.

1.5.2 Manfaat Praktis:

1. Dapat digunakan sebagai bahan acuan bagi mahasiswa dalam penelitian selanjutnya.
2. Diharapkan penelitian ini dapat digunakan sebagai acuan perencanaan struktur tahan gempa dengan sistem rangka bresing eksentrik yang mampu menahan gaya gempa mulai dari tingkat sedang sampai tinggi.

1.6 Sistematika Penulisan

Sistematika pembahasan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai latar belakang masalah, rumusan masalah, tujuan penelitian, batasan masalah, manfaat penelitian, dan sistematika penulisan tugas akhir.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai konsep perencanaan struktur baja tahan gempa dan konsep perencanaan struktur baja Sistem Rangka Bresing Eksentrik.

BAB III PEMODELAN STRUKTUR

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai cara memodelkan dan mendesain tata letak Struktur Rangka Bresing Eksentrik pada program ETABS.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai perhitungan, analisa, serta perbandingan hasil analisis dari tata letak bangunan pada Struktur Rangka Bresing Eksentrik untuk bangunan gedung sesuai persyaratan bangunan baja tahan gempa.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai kesimpulan yang dapat diambil dari hasil analisis yang dilakukan serta saran untuk pengembangan lebih lanjut.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

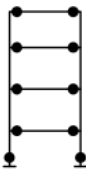
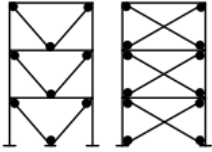
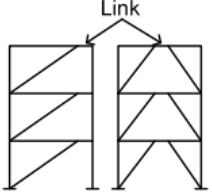
2.1. Pendahuluan

Perencanaan struktur tahan gempa mensyaratkan kekuatan, kekakuan dan stabilitas struktur pada komponen-komponennya. Konsep dasar statika, dinamika, mekanika bahan dan analisa struktur harus benar dipahami oleh seorang perencana, agar struktur yang direncanakan dapat memenuhi kriteria struktur tahan gempa menurut standarisasi nasional Indonesia.

Kemungkinan terjadinya gempa besar pada umur layan bangunan sangat kecil sehingga merencanakan struktur tetap berperilaku elastik saat gempa besar terjadi sangat tidak ekonomis. Dalam hal ini, lebih baik mendisain dengan gempa rencana yang lebih kecil tetapi dapat menyerap energi gempa tersebut dengan baik dari pada mendesain secara elastis yang akan menghasilkan dimensi struktur yang besar.

Oleh karena itu, dalam perencanaan struktur baja tahan gempa konsep yang diterapkan adalah disipasi energi melalui plastifikasi komponen struktur tertentu, tanpa menyebabkan keruntuhan struktur sehingga kinerja struktur baja ditentukan oleh penyerapan energi secara efektif melalui terbentuknya sendi plastik pada komponen tersebut.

Bangunan kita rencanakan mengalami leleh pada daerah yang telah kita tentukan dengan cara elemen-elemen struktur tersebut tidak dibuat sama kuat terhadap gaya yang direncanakan, tetapi ada elemen-elemen struktur atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lain dengan harapan di elemen atau titik itulah kegagalan struktur terjadi pada saat beban maksimum bekerja. Perencanaan daerah yang mengalami leleh tersebut ditentukan berdasarkan jenis struktur. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.1.

	Sistem struktur	Bagian yang leleh
	Sistem rangka pemikul momen Moment resisting frames	Ujung balok
	Sistem rangka bresing konsentrik Concentricly braced frames	Pelat buhul
	Sistem rangka bresing eksentrik Eccentrically braced frames	<i>Link</i>

Gambar 2.1: Jenis struktur dan perencanaan yang mengalami leleh.

Dalam bab ini penulis akan membahas beberapa teori yang mendasari penulisan tugas akhir ini, antara lain:

- Konsep perencanaan bangunan tahan gempa berdasarkan studi komparasi desain bangunan tahan gempa yang mengacu pada SNI 1726:2012.
- Konsep perencanaan spesifikasi untuk bangunan baja struktural SNI 1729:2015.

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) mempunyai kemampuan menyerap energi yang baik. Penyerapan energi tersebut memerlukan terjadinya simpangan yang cukup besar, sehingga dapat menyebabkan kerusakan nonstruktural yang besar. Pengembangan dari sistem SRPM adalah sistem rangka bresing konsentrik (SRBK) yang memiliki kekakuan yang cukup baik dengan adanya elemen pengaku. Sistem ini dinilai kurang dari segi penyerapan energi karena kapasitas inelastik dari elemen bresing yang dinilai kurang. Kekurangan pada sistem SRBK dalam menerima beban lateral ini diatasi dengan munculnya sistem rangka bresing eksentris (SRBE). Sistem portal ini memiliki daktilitas yang lebih tinggi dibandingkan SRBK yang lebih mengutamakan kekakuan struktur. Tingginya

nilai daktilitas pada SRBE disebabkan oleh adanya elemen yang berfungsi sebagai pendisipasi energi ketika struktur menerima beban lateral (beban gempa). Elemen ini adalah balok segmen yang dinamakan *link*. Fungsi dari *link* disini tergantung dari panjang dan sifatnya, karena semakin panjang *link* maka sifat dari pengaku eksentris ini akan semakin mirip dengan Sistem Rangka Pemikul Momen.

2.2. Konsep perencanaan Struktur Tahan Gempa

Konsep desain tahan gempa yang umum digunakan adalah konsep *capacity design*. Konsep ini merupakan konsep desain yang memperhitungkan distribusi momen ketika ada bagian dari struktur yang sudah mengalami leleh sehingga pada struktur akan terbentuk sendi plastis yang menyebabkan terjadinya mekanisme keruntuhan plastis.

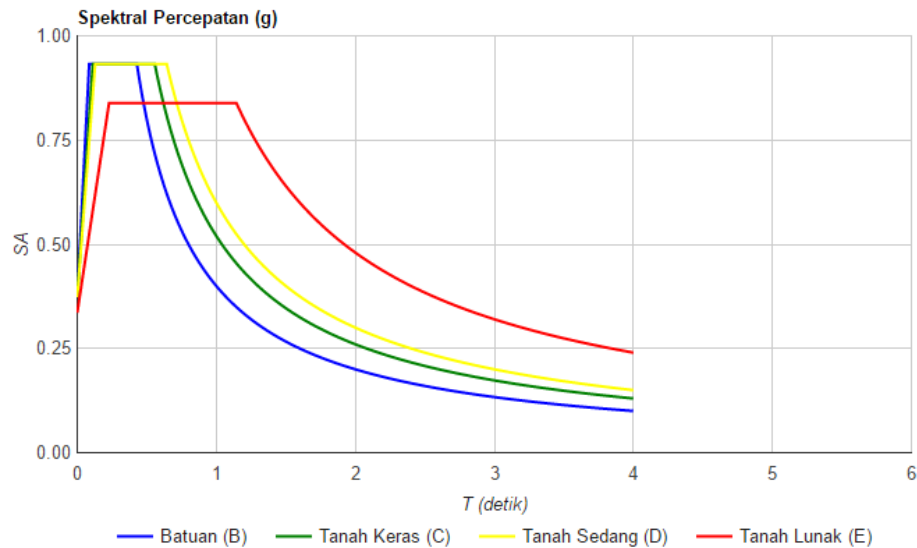
Filosofi dasar dari perencanaan struktur bangunan tahan gempa adalah terdapatnya komponen struktur yang diperbolehkan untuk mengalami kelelahan. Salah satu aspek penting dalam merekayasa bangunan tahan gempa adalah daktilitas. Daktilitas didefinisikan sebagai kemampuan suatu material untuk berdeformasi secara plastik tanpa mengalami fraktur. Sebaliknya, kegetasan adalah kualitas bahan yang menyebabkan keretakan tanpa mengalami deformasi plastik. Dalam perspektif tersebut, baja struktur adalah material yang paling daktil yang secara luas digunakan dalam rekayasa material. Pada konsep perencanaan struktur tahan gempa harus diperhitungkan kemampuan dalam memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, diantaranya adalah beban gravitasi dan beban lateral (gempa dan angin).

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

1. Ketika terjadi gempa kecil, tidak terjadi kerusakan sama sekali.
2. Ketika terjadi gempa sedang, diperbolehkan terjadi kerusakan arsitektural tetapi bukan merupakan kerusakan struktural.

3. Ketika terjadi gempa kuat, diperbolehkan terjadinya kerusakan structural dan non structural namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh.

Berikut ini adalah grafik dan table respon spectra pada wilayah gempa 5 untuk kondisi batuan, tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak.



Gambar 2.2: Respon spektra wilayah gempa 5 kota Padang (puskim.pu.go.id).

2.3. Beban Gempa dan Kinerja Pada Gedung

2.3.1. Perhitungan Berat Bangunan

Berat dari masing-masing lantai pada struktur perlu dihitung besarnya, karena beban gempa sangat berpengaruh pada struktur bangunan saat terjadi gempa. Karena kemungkinan terjadinya gempa bersamaan dengan beban hidup yang bekerja penuh pada bangunan adalah kecil, oleh karena itu beban hidup yang bekerja dapat direduksi besarnya.

2.3.2. Faktor Keutamaan Struktur

Menurut SNI 1726:2012, pengaruh Gempa Rencana harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan (I) menurut Pers. 2.1.

$$I = I_1 \cdot I_2 \quad (2.1)$$

dimana:

I_1 = Faktor keutamaan untuk menyesuaikan perioda ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa selama umur rencana dari gedung

I_2 = Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan umur rencana dari gedung tersebut.

Tabel 2.1: Faktor keutamaan (I) untuk berbagai gedung dan bangunan berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori Gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I_3
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan kantor	1,0	1,0	1,0
Gomen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio, dan televisi	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam dan bahan beracun	1,6	1,0	1,6
Cerobong , tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2 mengenai Faktor keutamaan dan kategori resiko struktur bangunan menyatakan untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 1 SNI 1726:2012, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I menurut Tabel 2 SNI 1726:2012. Berikut kategori resiko dan faktor keutamaan dengan jenis pemanfaatan gedung yaitu gedung kantor yang disajikan pada Tabel 2.2 dan 2.3.

Tabel 2.2: Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan • Fasilitas sementara • Gedung penyimpanan • Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Perumahan • Rumah toko dan rumah kantor • Pasar • Gedung perkantoran • Gedung apartemen/Rumah susun • Pusat perbelanjaan/Mall • Bangunan industri • Fasilitas manufaktur • Pabrik 	II

Tabel 2.2: *Lanjutan.*

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bioskop • Gedung pertemuan • Stadion • Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit gawat darurat • Fasilitas penitipan anak • Penjara • Bangunan untuk orang jompo 	<p>III</p>
<p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pusat pembangkit listrik biasa • Fasilitas penanganan air • Fasilitas penanganan limbah • Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	<p>III</p>

Tabel 2.2: *Lanjutan.*

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bangunan-bangunan monumental • Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan • Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat • Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat • Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai dan tempat perlindungan darurat lainnya • Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat • Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat • Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. 	<p>IV</p>

Tabel 2.3: Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori resiko	Faktor Keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Dari kategori resiko diperoleh kategori desain seismik pasal 6.5 berdasarkan SNI 1726:2012 yang didasari dengan nilai parameter respons percepatan pada perioda pendek (S_{DS}), dan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik (S_1), yang dapat dilihat pada Tabel 2.4 dan 2.5.

Tabel 2.4: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.5: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

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

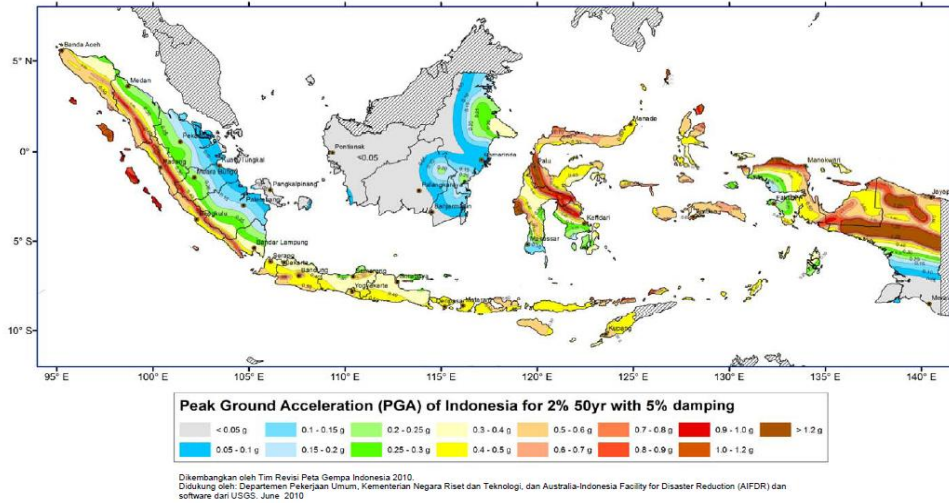
Di dalam SNI 1726:2012 Pasal 7.2 Struktur penahan gaya gempa dimana sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan pada struktur memiliki penahan gaya seismik yang ditentukan oleh parameter yang disajikan pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6: Faktor koefisien modifikasi respons (R^a), faktor kuat lebih sistem (Ω_0^g), faktor pembesaran defleksi (C_d^b), dan batasan tinggi sistem struktur (m^c) berdasarkan SNI 1726:2012.

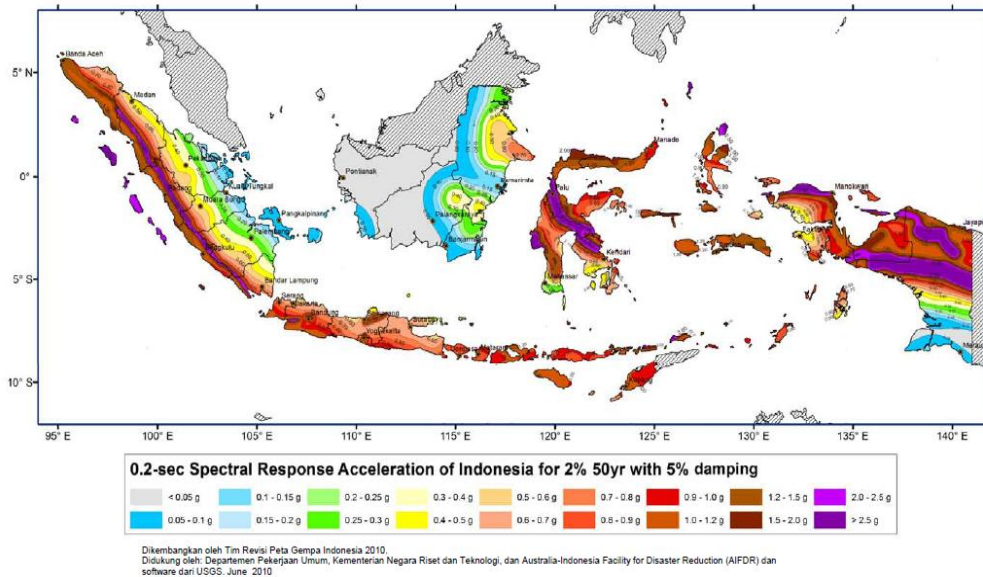
Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, (m^c)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem rangka pemikul momen: Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan: Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB

2.3.3. Faktor Respon Gempa (C)

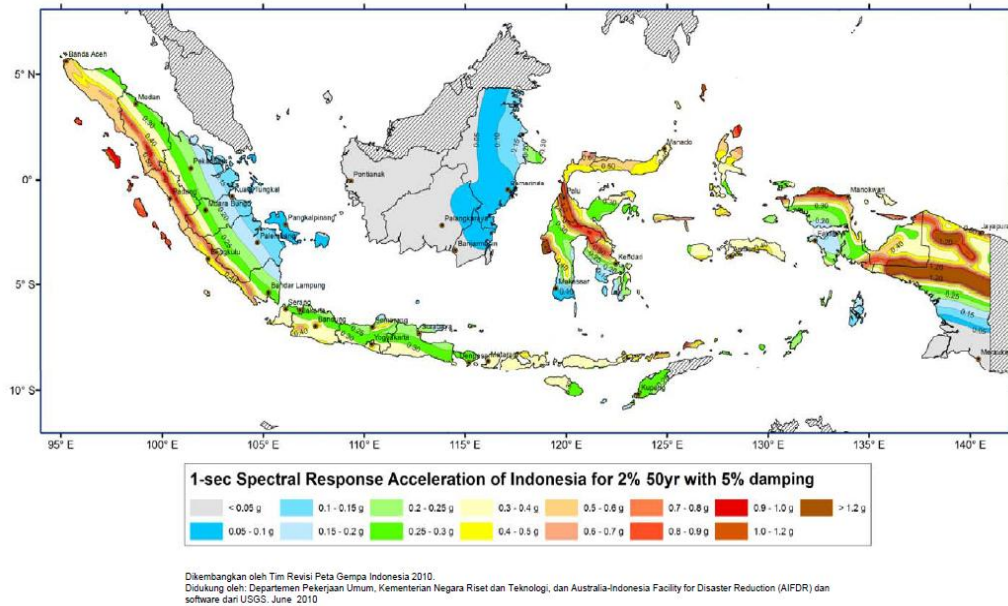
Berdasarkan SNI 1726:2012, didapat peta perioda ulang 2500 tahun disajikan pada Gambar 2.1-2.3 dan cara mendapatkan respon spektranya.



Gambar 2.3: Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (S_E) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.4: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (S_S) di batuan dasar (S_E) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.5: Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (S_1) di batuan dasar (S_E) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).

2.3.3.1 Kasifikasi Tanah

Berdasarkan SNI 1726:2012 menyatakan bahwa dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan dipermukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs yang harus diklasifikasikan setebal 30 m paling atas sesuai dengan Tabel 2.7, penetapan kelas situs didasarkan atas hasil penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, dengan minimal mengukur secara independen mengukur sedikitnya (dua) jenis penyelidikan parameter tanah yang berbeda dalam klasifikasi situs ini.

Tabel 2.7: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:		
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa 		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah • Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) • Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) <p>Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa</p>		

2.3.3.2 Percepatan Tanah Puncak

Berdasarkan SNI 1726:2012, untuk menentukan besarnya percepatan tanah puncak diperoleh dengan mengalikan koefisien situs F_{PGA} dengan nilai PGA yang diperoleh dari peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (S_E) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5%. Besarnya F_{PGA} tergantung dari klasifikasi situs yang didasarkan pada Tabel 2.7 dan nilainya ditentukan sesuai Tabel 2.8.

Tabel 2.8: Koefisien situs untuk PGA (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.7)	PGA				
	PGA \leq 0,1	PGA=0,2	PGA=0,3	PGA=0,4	PGA \geq 0,5
Batuan Keras (S_A)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (S_B)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah sangat padat dan batuan lunak (S_C)	1,2	1,2	1,0	1,0	1,0
Tanah sedang (S_D)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah lunak (S_E)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah khusus (S_F)	SS	SS	SS	SS	SS

Keterangan:

PGA = Nilai PGA di batuan dasar (S_E) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.1).

SS = Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respon spesifik.

Percepatan tanah puncak dapat diperoleh dengan menggunakan Pers. 2.2.

$$PGA_M = F_{PGA} \cdot PGA \quad (2.2)$$

Dimana:

PGA_M = Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs.

F_{PGA} = Nilai koefisien situs untuk PGA.

2.3.3.3 Penentuan Respon Spektra Percepatan Gempa di Permukaan Tanah

Berdasarkan SNI 1726:2012 untuk menentukan respon spektra percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pendek 0,2 detik (F_a) dan periode 1,0 detik (F_v). Selanjutnya parameter respons spektra percepatan gempa di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v dengan spektra percepatan untuk periode pendek 0,2 detik (S_S) dan periode 1,0 detik (S_I) di batuan dasar yang diperoleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012 sesuai Pers. 2.3 dan 2.4:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.3)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (2.4)$$

Dimana:

S_S = Nilai parameter respon spektra percepatan gempa periode pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_E) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.2).

S_I = Nilai parameter respon spektra percepatan gempa periode 1,0 detik di batuan dasar (S_E) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.3).

F_a = Koefisien periode pendek.

F_v = Koefisien periode 1,0 detik.

Tabel 2.9 dan 2.10 memberikan nilai-nilai F_a dan F_v untuk berbagai klasifikasi situs.

Tabel 2.9: Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.7)	S_S				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 0,4$	$S_S \geq 1,25$
Batuan Keras (S_A)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (S_B)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah sangat padat dan batuan lunak (S_C)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah sedang (S_D)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah lunak (S_E)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah khusus (S_F)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 2.10: Koefisien perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.7)	S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
Batuan Keras (S_A)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (S_B)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.7)	S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
Tanah sangat padat dan batuan lunak (S_C)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah sedang (S_D)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah lunak (S_E)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah khusus (S_F)	SS	SS	SS	SS	SS

Menurut SNI 1726:2012 untuk mendapatkan parameter percepatan spektra desain, spektra percepatan desain untuk perioda pendek (S_{DS}) dan perioda 1 detik (S_{DI}) dapat diperoleh dari Pers. 2.5 dan 2.6.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.5)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (2.6)$$

Dimana:

S_{DS} = Respon spektra percepatan desain untuk perioda pendek.

S_{DI} = Respon spektra percepatan desain untuk perioda 1,0 detik.

Selanjutnya, untuk mendapatkan spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.4 dan mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a didapatkan dari Pers. 2.7.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.7)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS} .
3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan Pers. 2.8.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.8)$$

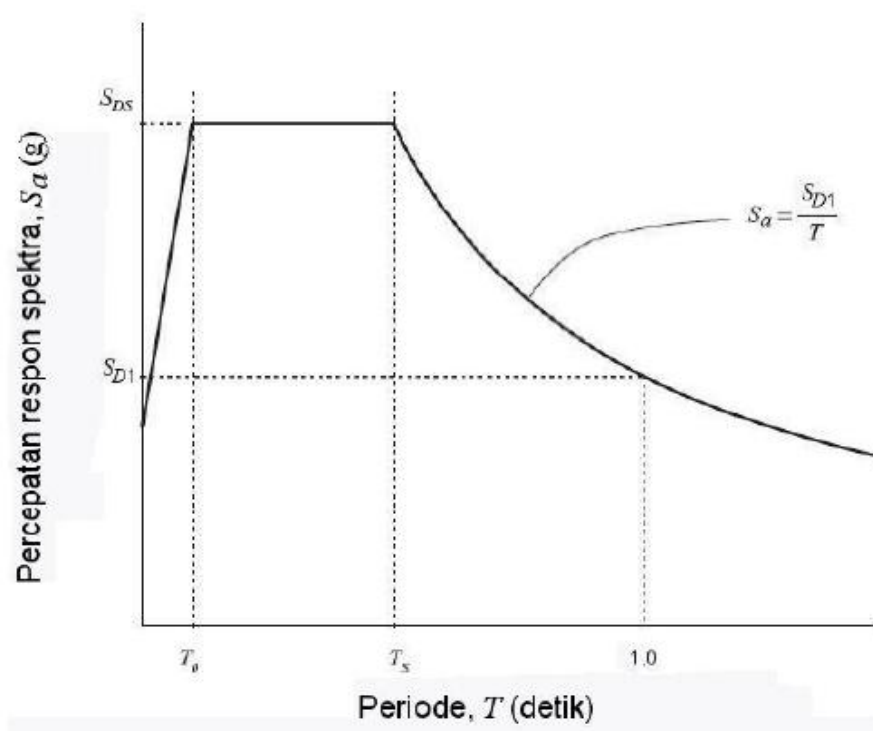
Dimana:

T = Periode getar fundamental struktur

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.9 dan 2.10.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.9)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.10)$$



Gambar 2.6: Bentuk tipikal spektrum respon desain di permukaan tanah (SNI 1726:2012).

2.4 Analisis Gaya Lateral Ekivalen

2.4.1 Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.11.

$$V = C_s \cdot W_t \quad (2.11)$$

dimana:

C_s = Koefisien respon seismik yang ditentukan

W_t = Berat total gedung

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, persamaan-persamaan yang digunakan untuk mendapatkan koefisien C_s adalah:

1. C_s maksimum

Untuk C_s maksimum ditentukan dengan Pers. 2.12.

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.12)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang perioda pendek.

R = Faktor modifikasi respon.

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.1.

Nilai $C_{s \text{ maksimum}}$ di atas tidak perlu melebihi $C_{s \text{ hitungan}}$ pada Pers. 2.13.

2. $C_{s \text{ hasil hitungan}}$

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.13)$$

dimana:

S_{D1} = Parameter percepatan respon spektrum desain pada perioda 1 detik.

R = Faktor modifikasi respon.

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.1.

T = Perioda struktur dasar (detik).

Nilai $C_{s \text{ hitungan}}$ di atas tidak perlu kurang dari nilai $C_{s \text{ minimum}}$ pada Pers. 2.14.

3. $C_{s \text{ minimum}}$

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} \quad I \geq 0,01 \quad (2.14)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang perioda pendek.

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.1.

Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 jika lebih besar dari 0,6 g maka C_s harus tidak kurang dari Pers. 2.15.

4. $C_{s \text{ minimum tambahan}}$

$$C_{s \text{ minimum tambahan}} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.15)$$

dimana:

S_I = Parameter percepatan respon spektrum desain yang dipetakan.

R = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.6.

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.1.

2.4.2. Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 5.6, periode struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut adalah:

- 1) Periode fundamental pendekatan minimum ($T_{a \text{ minimum}}$) ditentukan dari Pers. 2.16.

$$T_{a \text{ minimum}} = C_r h_n^x \quad (2.16)$$

dimana :

$T_{a \text{ minimum}}$ = Nilai batas bawah periode bangunan.

h_n = Ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter).

C_r = Ditentukan dari Tabel 2.11.

x = Ditentukan dari Tabel 2.11.

Tabel 2.11: Nilai parameter perioda pendekatan C_r dan α berdasarkan SNI 1726:2012.

Tipe Struktur	C_r	α
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

- 2) Perioda fundamental pendekatan maksimum ($T_{a \text{ maksimum}}$) ditentukan dari Pers. 2.17.

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.17)$$

dimana :

$T_{a \text{ maksimum}}$ = Nilai batas atas perioda bangunan.

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.12.

Tabel 2.12: Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spektra Desain pada 1 Detik S_{D1}	Koefisien (C_u)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

2.4.3. Ketentuan Untuk Analisis Respon Dinamik

Berdasarkan Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa, parameter respon terkomposisi respons masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respons rencana gempa merupakan respons maksimum. Pada umumnya, respons masing-masing ragam mencapai nilai maksimum pada saat yang berbeda sehingga respons maksimum ragam-ragam tersebut tidak dapat dijumlahkan begitu saja. Terdapat dua cara metode superposisi, yaitu metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respons menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang telah disebutkan sebelumnya yaitu Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.18 berikut:

$$V_t \geq 0,85 V_I \quad (2.18)$$

dimana:

V_I = Gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama atau yang didapat dari prosedur gaya geser statik ekuivalen.

Maka, apabila nilai akhir respon dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.19.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_1}{V_t} \geq 1 \quad (2.19)$$

Dimana:

V_t = gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spectrum respons yang telah dilakukan.

V_l = gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekivalen.

2.4.4. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.3, gaya gempa lateral (F_i) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.20 dan 2.21.

dimana :

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (2.20)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.21)$$

dimana:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal.

V = Gaya geser atau gaya lateral desain total.

w_i = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat-i.

h_i = Tinggi (meter) dari dasar sampai tingkat ke-i.

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.

- Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$ detik; $k = 1$
- Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$ detik; $k = 2$.
- Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah hasil interpolasi.

2.4.5 Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, geser tingkat desain gempa disemua tingkat (V_x) harus ditentukan dari Pers. 2.22.

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.22)$$

Dimana:

F_i = Bagian dari geser dasar seismik (V) (kN) yang timbul di tingkat ke- i .

2.4.6. Penentuan Simpangan Antar lantai

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

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) dalam mm harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.23.

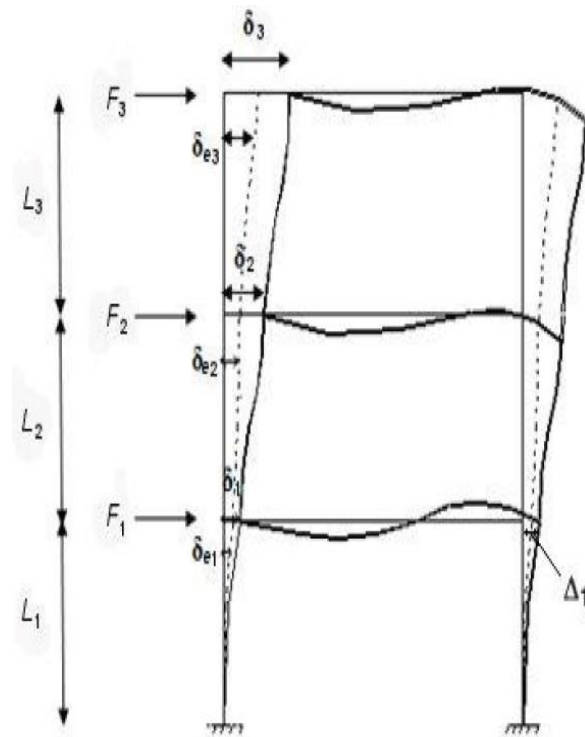
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.23)$$

dimana:

C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.6.

δ_{xe} = Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis.

I_e = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.3.



Keterangan gambar :

Tingkat 3

F_3 = gaya gempa desain tingkat kekakuan

δ_3 = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan

$\delta_3 = C_d \delta_{e3} / I_e$ = perpindahan yang diperbesar

$\Delta_3 = (\delta_{e3} \cdot \delta_{e2}) C_d / I_E [\Delta_a$

Tingkat 2

F_2 = gaya gempa desain tingkat kekakuan

δ_2 = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan

$\delta_2 = C_d \delta_{e2} / I_e$ = perpindahan yang diperbesar

$= (\delta_{e2} \cdot \delta_{e1}) C_d / I_E [\Delta_a$

Δ_2

Tingkat 1

F_1

= gaya gempa desain tingkat kekakuan

δ_1 = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan

$\delta_1 = C_d \delta_{e1} / I_e$ = perpindahan yang diperbesar

$\Delta_1 = \delta_{e1} [\Delta_a$

di mana:

Δ_i = simpangan antar lantai

Δ_i / L_i = rasio simpangan antar lantai

δ_3 = perpindahan total

Gambar 2.7: Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.13.

Tabel 2.13: Simpangan antar lantai izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726:2012.

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

2.4.7. Distribusi Kekakuan secara Vertikal

Berdasarkan Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan Kekakuan merupakan salah satu unsur penting terhadap kestabilan struktur bangunan. Struktur bangunan harus cukup kaku agar mampu menahan beban baik beban gravitasi maupun beban horisontal dengan nilai simpangan/*displacement* yang masih relatif kecil. Simpangan yang relatif besar walaupun tegangan bahannya masih relatif aman akan menjadi bangunan yang kurang/tidak nyaman untuk ditempati. Struktur atau elemen yang pendek umumnya akan ditentukan oleh keterbatasan tegangan sedangkan struktur/elemen yang besar/panjang umumnya simpangan akan menjadi penentu tingkat layanan.

Sebagaimana pada denah dan potongan, distribusi kekakuan secara vertikal menurut tinggi bangunan dipandang sebagai sesuatu yang sangat penting untuk diperhatikan. Menurut pengamatan kerusakan bangunan akibat gempa distribusi banyak diantaranya bersumber pada distribusi kekakuan secara vertikal yang tidak baik.

2.4.7.1. *Soft Storey*

Bangunan gedung dengan kekakuan vertikal yang tidak baik adalah bangunan gedung yang dalam tingkat-tingkatnya terdapat tingkat yang lemah atau *soft storey*. Didalam SNI 1726:2012 telah diatur secara jelas tentang bangunan reguler yang menyangkut tentang distribusi kekakuan yaitu:

Gedung reguler adalah gedung yang sistim strukturnya memiliki kekakuan lateral yang beraturan tanpa adanya tingkat lunak (*soft storey*). Yang dimaksud dengan struktur dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat yang mana kekakuan lateralnya < 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau < 80 % kekakuan lateral rata-rata 3-tingkat di atasnya.

Soft storey adalah suatu tingkat yang lemah, yang kekakuannya jauh lebih kecil dari pada tingkat-tingkat yang lain. Oleh karena itu dalam merencanakan kekakuan tingkat harus berhati-hati agar tidak terjadi *Soft Storey*. Kekakuan tingkat untuk setiap kolom pada lantai yang sama dapat diperkirakan dengan Pers. 2.24.

$$K = \frac{12EI}{h^3} \quad (2.24)$$

dimana:

h = Tinggi tingkat (cm).

I = Inersia kolom (m⁴).

K = Kekakuan tingkat (kg/cm).

Sedangkan untuk kekakuan tingkat yang lebih akurat juga dapat dihitung dengan cara menggunakan program analisa struktur statis.

2.4.8. **Beban dan Kombinasi Pembebanan**

Beban kerja pada struktur atau komponen struktur bisa ditetapkan berdasarkan peraturan pembebanan yang berlaku.

Beban mati adalah beban-beban yang bersifat tetap selama masa layan, antara lain berat struktur, pipa-pipa, saluran-saluran listrik, AC/heater, lampu-lampu, penutup lantai/atap, dan plafon.

Beban hidup adalah beban-beban yang berubah besar dan lokasinya selama masa layan, antara lain berat manusia, perabotan, peralatan yang dapat dipindah-pindah, kendaraan, dan barang-barang lainnya.

Beban angin adalah tekanan-tekanan yang berasal dari gerakan-gerakan angin. Umumnya perlu diperhitungkan pada luas bidang tangkap angin yang relatif luas pada bangunan dengan beban-beban yang relatif ringan.

Beban gempa adalah gaya-gaya yang berasal dari gerakan-gerakan tanah dikombinasi dengan sifat-sifat dinamis struktur karena seringkali percepatan horizontal tanah lebih besar daripada percepatan vertikal, dan struktur secara umum lebih sensitif terhadap gerakan horizontal dari pada gerakan vertikal, maka pengaruh gempa horizontal seringkali lebih menentukan daripada pengaruh gempa vertikal.

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

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.4, faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal sama seperti pada SNI 1726:2002. Akan tetapi, pada kombinasi yang terdapat beban gempa di dalam persamaannya harus didesain berdasarkan pengaruh beban seismik yang ditentukan seperti berikut ini.

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

dimana:

DL = Beban mati

LL = Beban hidup

EX = Beban gempa arah-x

EY = Beban gempa arah-y

ρ = Faktor redudansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain pada perioda pendek

Q_E = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain.

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (3) dan (4), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.25.

$$E = E_h + E_v \quad (2.25)$$

- Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.26.

$$E = E_h - E_v \quad (2.26)$$

dimana:

E = Pengaruh beban seismik

E_h = Pengaruh beban seismik horizontal yang akan didefinisikan selanjutnya

E_v = Pengaruh beban seismik vertikal yang akan didefinisikan selanjutnya

- Untuk pengaruh beban seismik E_h harus ditentukan dengan Pers. 2.27.

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.27)$$

dimana:

Q = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

ρ = Faktor redudansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

- Sedangkan pengaruh beban seismik E_v harus ditentukan dengan Pers. 2.28.

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \quad (2.28)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda pendek

DL = Pengaruh beban mati

Faktor reduksi (ρ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah ortogonal untuk semua struktur.

Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1 sebagai berikut:

- Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
- Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural.
- Desain struktural nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
- Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2012 yang digunakan.
- Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.
- Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan Pers. (43) yang terdapat pada SNI 1726:2012, yaitu:

dimana:

F_{px} = Gaya desain diafragma.

F_i = Gaya desain yang diterapkan di tingkat i.

w_i = Tributari berat sampai tingkat i.

w_{px} = Tributari berat sampai diafragma di tingkat x.

dimana F_{px} tidak boleh kurang dari Pers. 2.29.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.29)$$

dan F_{px} tidak boleh melebihi dari Pers. 2.30.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.30)$$

- Struktur bagian sistem peredaman.
- Desain dinding geser struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

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:

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.14.

Tabel 2.14: Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar.

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Pelepasan bresing individu, atau sambungan yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar lebih dari 33 % atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai (ketidakberaturan struktur horizontal tipe b)
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen disambungan balok ke kolom dikedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 % atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai (ketidakberaturan struktur horizontal tipe b)
Dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih dari 1	Pelepasan dinding geser atau pier dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1 di semua tingkat atau sambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar 33 % atau sistem yang dihasilkan mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe b)

Tabel 2.14: *Lanjutan.*

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Kolom kantilever	Kehilangan tahanan momen disambungan dasar semua kantilever tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 % atau sistem yang dihasilkan mempunyai ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe b)
Lainnya	Tidak ada persyaratan

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

2.5. Struktur Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan

Didalam SNI 1726:2012 struktur harus diklasifikasikan sebagai beraturan atau tidak beraturan berdasarkan pada kriteria pada pasal 7.3.2 pada SNI 1726:2012.

2.5.1. Ketidakberaturan Horizontal

Struktur bangunan gedung mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan seperti yang terdaftar pada tabel 2.15 harus dianggap mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal. Struktur-struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik sebagaimana yang terdaftar dalam tabel 2.15 harus memenuhi persyaratan dalam tabel tersebut.

Tabel 2.15: Ketidakberaturan horizontal pada struktur.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Referensi pada SNI 1726:2012	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, disebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diagfragmanya kaku atau setengah kaku	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, si sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata dikedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diagfragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 12.2.2	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D B, C, dan D

Tabel 2.15 : *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Referensi pada SNI 1726:2012	Penerapan kategori desain seismik
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan	7.3.3.4	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diagfragma didefinisikan ada jika terdapat diagfragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diagfragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diagfragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4	D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 12.2.2	B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu orthogonal utama	7.5.3 7.7.3 12.2.2	C, D, E dan F B, C, D, E, dan F B, C, D, E dan F

2.5.2. Ketidakberaturan Vertikal

Struktur bangunan gedung yang mempunyai satu atau lebih tipe ketidakberaturan seperti yang terdaftar dalam Tabel 2.16 harus dianggap mempunyai ketidakberaturan vertikal. Struktur-struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik sebagaimana yang terdaftar dalam tabel tersebut.

Tabel 2.16: Ketidakberaturan vertikal.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Referensi pasal dalam SNI 1726:2012	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekuatan rata-rata 3 tingkat di atasnya		
1b.	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1	E dan F

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Referensi pasal dalam SNI 1726:2012	Penerapan kategori desain seismik
2.	Ketidakberaturan berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.		
3.	Ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horinzontal sistem penahan gaya gempa di semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa tingkat di dekatnya.		
4.	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4	B, C, D, E, dan F D, E, dan F

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Referensi pasal dalam SNI 1726:2012	Penerapan kategori desain seismik
5.a	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1	E dan F
5.b	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2	D, E, dan F B dan C

2.6. Stabilitas Struktur

Menurut SNI 1729:2015 Stabilitas harus disediakan untuk struktur secara keseluruhan dan untuk setiap elemennya. Efek terhadap stabilitas struktur dan elemen-elemennya harus memperhitungkan hal-hal berikut : 1). Lentur geser dan deformasi komponen struktur aksial dan semua deformasi lainnya yang memberi kontribusi terhadap perpindahan struktur. 2). Efek orde kedua (kedua efek P- Δ dan

P- δ). 3). Ketidaktepatan geometri. 4) reduksi kekakuan akibat inelastis. Dan 5). Ketidakpastian dalam kekuatan dan kekakuan.

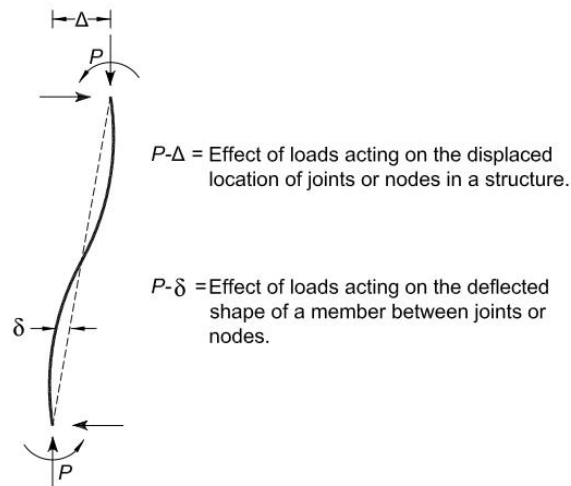
2.6.1. Perhitungan Kekuatan Perlu

Didalam metode analisis langsung kekuatan perlu komponen struktur harus ditentukan sesuai persyaratan analisis. Analisis tersebut harus mempertimbangkan ketidaktepatan awal dan kekakuan yang disetujui.

2.6.2. Persyaratan Analisis

Analisis struktur harus sesuai dengan persyaratan sebagai berikut :

- Analisis harus memperhitungkan deformasi lentur, geser, dan aksial dan deformasi dari semua komponen lain serta deformasi sambungan yang memberikan kontribusi pada perpindahan struktur. Analisis harus memperhitungkan reduksi semua kekakuan yang berkontribusi pada stabilitas struktur.
- Harus menggunakan *analisis orde-kedua* yang memperhitungkan efek P - Δ dan P - δ , kecuali boleh mengabaikan efek P - δ pada respon struktur bila kondisi berikut terpenuhi: a). struktur menahan beban gravitasi melalui kolom, dinding atau portal vertical secara nominal. b). rasio dari simpangan orde-kedua maksimum terhadap simpangan orde-pertama maksimum ditentukan untuk kombinasi beban DFBK yang disetujui dengan dalam semua tingkat sama dengan atau 1,7 dan c). tidak lebih dari sepertiga beban gravitasi total pada struktur yang diterima oleh kolom yang merupakan bagian dari portal penahan momen dalam arah translasi yang ditinjau. Untuk semua kasus efek P - δ perlu dipertimbangkan dalam evaluasi masing-masing komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.



Gambar 2.8: Efek P-delta pada kolom.

- Analisa harus mempertimbangkan semua beban gravitasi dan beban-beban lainnya yang dapat mempengaruhi stabilitas lainnya.

2.6.3. Pertimbangan Ketidaktersempurnaan Awal

2.6.3.1 Penggunaan Beban *Notional* untuk Mewakili Ketidaktersempurnaan awal

Untuk struktur yang menahan beban gravitasi terutama melalui kolom untuk mewakili efek ketidaktersempurnaan awal yang sesuai dengan persyaratan. Beban *notional* harus digunakan untuk model struktur berdasarkan geometri nominalnya.

- Beban *notional* harus digunakan sebagai beban lateral pada semua level. Beban *notional* harus ditambahkan ke beban lateral lainnya dan harus digunakan pada semua kombinasi beban. Besar beban *notional* tersebut adalah:

$$N_i = 0.002 \cdot \alpha \cdot Y_i \quad (2.31)$$

Keterangan:

$\alpha = 1$ untuk DFBK

N_i = beban imajinatif yang diterapkan pada level I, (N)

Y_i = beban gravitasi di level i dari kombinasi pembebanan DFBK, (N)

- Beban *notional* dapat menambah besarnya gaya geser dasar pada struktur. Reaksi horizontal yang benar pada fondasi dapat diperoleh melalui penggunaan suatu gaya horizontal tambahan pada dasar dari struktur yang besarnya sama dan berlawanan arah dan jumlah semua beban *notional*, yang didistribusikan diantara elemen penahan beban vertical dengan proporsi yang sama dari beban gravitasi yang ditumpu oleh elemen-elemen ini. Beban *notional* juga dapat memperbesar efek momen guling, yang bukan merupakan besaran fiktif.
- Beban *notional* disetiap level N_i , harus didistribusikan diatas level itu dengan cara yang sama seperti beban gravitasi di level tersebut. Beban *notional* harus digunakan pada arah yang memberikan efek destabilisasi terbesar.
- Koefisien beban *notional* sebesar 0.002 pada persamaan (2.30) diperoleh berdasarkan suatu rasio kemiringan tingkat sebesar 1/500, nilai maksimum yang berbeda boleh digunakan untuk menaksir koefisien beban *notional* secara proporsional.

2.6.3.2 Koreksi Kekakuan

Analisis struktur untuk menentukan kekuatan perlu dari harus menggunakan kekakuan yang direduksi sebagai berikut:

- Suatu factor 0.80 harus digunakan pada semua kekakuan yang berkontribusi terhadap stabilitas struktur.
- Suatu factor penambah, τ_b diterapkan pada kekakuan lentur semua komponen struktur yang dianggap berkontribusi pada stabilitas struktur.

$$\alpha Pr/Py < 0.5, \text{ maka } \tau_b = 1.0 \quad (2.32)$$

$$\alpha Pr/Py > 0.5, \text{ maka } \tau_b = 4(\alpha Pr/Py)[1 - \alpha Pr/Py] \quad (2.33)$$

keterangan:

$\alpha = 1.0$ = faktor koreksi level gaya

P_r = kekuatan tekan aksial yang perlu pada kombinasi pembebanan DFBK, (N)

P_y = kekuatan leleh aksial ($= F_y A_g$) (N)

- Bila komponen terdiri dari material selain baja struktur yang dianggap memberi kontribusi untuk stabilitas struktur dan tata cara yang mengatur atau spesifikasi untuk material lainnya memerlukan reduksi yang lebih besar pada kekakuan, maka reduksi kekakuan yang lebih besar harus digunakan untuk komponen.

2.7. Konfigurasi Struktur Baja Penahan Gaya Seismic

Struktur dapat dibedakan menjadi 3 jenis, yaitu:

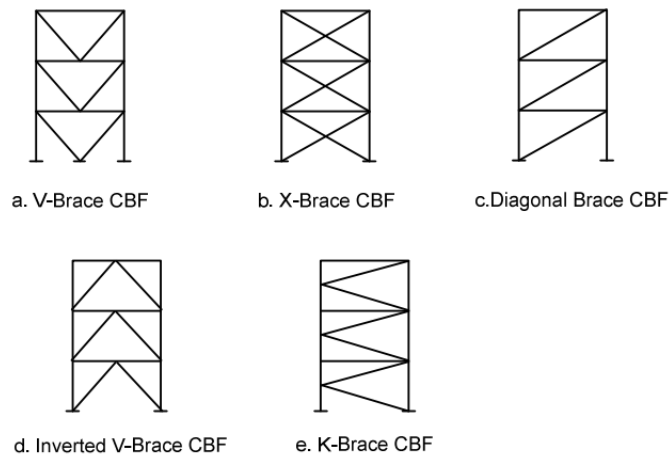
2.7.1. Rangka Pemikul Momen (*Momen resisting frame*)

Sistem rangka pemikul momen memiliki kemampuan menyerap energi yang baik, tetapi memerlukan terjadinya simpangan antar lantai yang cukup besar supaya timbul sendi plastis pada balok yang akan berfungsi menyerap energi gempa. Simpangan yang terlalu besar akan menyebabkan struktur menjadi tidak kaku sehingga mengakibatkan kerusakan non-struktural yang begitu besar disamping akan menambah pengaruh $P-\Delta$ efek.

2.7.2. Sistem Rangka Bresing Konsentrik (*Concentrically Braced Frames*)

Sistem rangka bresing konsentrik merupakan pengembangan dari sistem portal tak berpengaku atau lebih dikenal dengan *momen resisting frame (MRF)*. Sistem *CBF* dikembangkan sebagai sistem penahan gaya lateral dan memiliki tingkat kekakuan yang cukup baik. Hal ini bertolak belakang dengan *MRF* yang hanya bisa digunakan sebagai penahan momen. Kekakuan ini terjadi akibat adanya elemen pengaku yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral pada struktur. Sistem ini penyerapan energinya dilakukan melalui elemen yang dirancang terjadi pada pelat buhul. Sistem ini daktilitasnya kurang begitu bagus

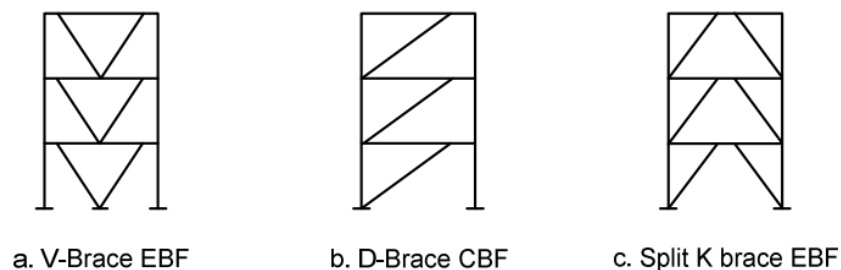
sehingga kegagalannya ditentukan oleh tekuk bresing. Bentuk-bentuk sistem rangka bresing konsentrik ini diperlihatkan pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9: Konfigurasi sistem rangka berpengaku konsentrik.

2.7.3. Sistem Rangka bresing Eksentrik (*Eccentrically braced frame*)

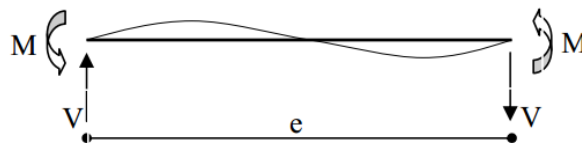
Kekurangan pada sistem *CBF* dalam menerima gaya lateral telah diatasi dengan munculnya sistem *EBF*. Sistem *EBF* telah banyak digunakan sebagai sistem bangunan tahan terhadap beban lateral seperti gempa. Sistem *EBF* sendiri mempunyai nilai daktilitas yang lebih tinggi dibandingkan dengan sistem *CBF* yang lebih mengutamakan pada kekuatan strukturnya. Tingginya nilai daktilitas dari sistem *EBF* akibat adanya elemen *link* yang berfungsi sebagai pendisipasi energi ketika struktur menerima beban gempa. Pendisipasian energi ini diwujudkan dalam bentuk plastifikasi pada elemen *link* tersebut. Bentuk-bentuk sistem portal *EBF* dapat dilihat pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10: Konfigurasi sistem rangka bresing eksentris.

2.8. Elemen Link

Perilaku *link* pada suatu sistem *EBF* bisa berupa momen link dan bisa sebagai shear link tergantung dari panjang pendeknya elemen *link*. *Link* adalah elemen yang berperilaku sebagai balok pendek yang pada kedua sisinya bekerja gaya geser dengan arah yang berlawanan serta momen yang diakibatkan oleh gaya geser tersebut. Akibat gaya geser yang bekerja berlawanan arah maka momen yang bekerja pada ujung-ujungnya mempunyai besar dan arah yang sama (Gambar 2.11). Kedua gaya tersebut akan mengakibatkan terjadinya plastifikasi pada elemen link.

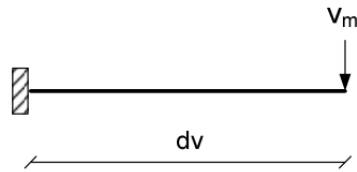


Gambar 2.11: Gaya-gaya pada elemen *link*.

Seperti telah dijelaskan di atas bahwa elemen *link* berguna untuk mendisipasi energi gempa, maka elemen tersebut harus direncanakan secara khusus agar fungsi tersebut dapat tercapai. Untuk mencapai fungsi ini perencanaan elemen *link* harus memperhatikan bahwa elemen-elemen lain diluar *link* harus tetap berperilaku elastis saat elemen *link* telah mencapai kelelahan.

2.8.1. Konsep Perencanaan Elemen *Link*

Gaya-gaya yang mendominasi pada suatu elemen *link* adalah gaya geser dan gaya lentur. Berdasarkan gaya tersebut pola kelelahan elemen *link* dapat dibedakan menjadi leleh geser dan leleh lentur. Kondisi batas antara mekanisme keruntuhan akibat geser dan lentur dapat di jelaskan dengan menggunakan suatu pemodelan kantilever sederhana (Gambar 2.12).



Gambar 2.12: Balok kantilever sederhana.

Panjang kantilever tersebut merupakan rasio momen maksimum dan geser maksimum pada bentang atau besarnya jarak antara titik dimana momen maksimum terjadi dengan titik dimana momen minimum ($M=0$) terjadi. Kondisi ini memenuhi syarat sebagai berikut.

$$dv = \frac{M_{maks}}{V_m} \quad (2.34)$$

dimana : dv = panjang bentang (mm)

M_{maks} = momen maksimum (Nmm)

V_m = gaya geser dititik terjadinya momen maksimum (N)

Perilaku sistem rangka *EBF* juga dijelaskan dengan konsep yang sama. Rasio pada kondisi berimbang tercapai ketika pada bentang tersebut terjadi secara terus menerus leleh geser dan lentur, sesuai dengan persamaan:

$$d_{vb} = \frac{M_p}{V_p} \quad (2.35)$$

dimana : d_{vb} = panjang bentang ketika gaya geser dan momen berimbang (mm)

M_p = momen plastis penampang (Nmm)

V_p = gaya geser plastis penampang (N)

Kekuatan atau kondisi batas link geser dan lentur didefinisikan sebagai berikut:

$$M_p = Z_x \cdot F_y \quad (2.36)$$

$$V_p = 0,6 \cdot F_y \cdot (h - 2t_f) \cdot t_w \quad (2.37)$$

Dimana :

M_p = momen plastis penampang (Nmm).

V_p = gaya geser plastis penampang (N).

Z_x = modulus elastic penampang (mm^3).

F_y = tegangan leleh baja (MPa).

h = tinggi penampang (mm).

t_f = tebal pelat sayap (mm).

t_w = tebal pelat badan (mm).

2.8.2. Jenis *Link* Berdasarkan Panjangnya

Bentang geser yang ditunjukkan oleh kantilever pada Gambar 2.12 memiliki hubungan dengan $M_p = d_{vb} \cdot V_p$ dimana balok kantilever tersebut diumpamakan sebagai *link*. Balok ini akan berperilaku sebagai momen link jika panjang *link* lebih besar dari d_{vb} dan akan berperilaku sebagai *shear link* jika panjang *link* lebih kecil dari d_{vb} . Apabila *link* terletak dekat kolom maka diasumsikan bahwa *link* tersebut dihubungkan dengan kolom melalui sambungan yang memiliki kapasitas plastis sekurang-kurangnya sama dengan kapasitas yang dimiliki balok (Gambar 2.13 a).

Sebaliknya, ketika *link* terletak menerus antar dua bresing (Gambar 2.13 b), maka sambungan tersebut harus mampu memikul sendi plastis yang terjadi pada ujung bresing. Konsekuensinya, seluruh *link* pada kedua gambar tersebut diasumsikan akan mencapai kondisi sendi plastis pada kedua ujungnya sehingga kondisi batas antara leleh geser dan leleh lentur pada *link* untuk jenis struktur *EBF* dirumuskan dengan persamaan:

$$e_b = 2d_{vb} = \frac{2M_p}{V_p} \quad (2.38)$$

Dimana :

e_b = panjang link pada kondisi berimbang (mm)



a. Link berada dekat kolom

b. Link berada di tengah kolom

Gambar 2.13: Letak link pada sistem *EBF*.

Batas yang jelas antara leleh geser dan leleh lentur ini sebenarnya tidak diketahui dengan pasti, sehingga pada perencanaannya diasumsikan bahwa leleh geser murni akan terjadi pada saat *link* lebih kecil dari 80% panjang *link* pada kondisi berimbang. Ketika panjang *link* mencapai lebih besar sama dengan $5.0 M_p/V_p$, diasumsikan bahwa mekanisme leleh yang terjadi pada link adalah lentur murni.

Jenis *link* berdasarkan panjangnya dapat dibedakan menjadi 4 kelompok, yaitu:

- a. $e \leq 1,6M_p/V_p$, link geser murni.

Jenis *link* ini leleh akibat gaya geser pada respon/deformasi inelastik.

- b. $1,6M_p/V_p < e \leq 2,6 M_p/V_p$, link dominan geser.

Jenis *link* ini leleh akibat dominasi geser (pada kombinasi geser dan lentur) pada respon/deformasi inelastik.

- c. $2,6 M_p/V_p < e < 5.0 M_p/V_p$, link dominan lentur.

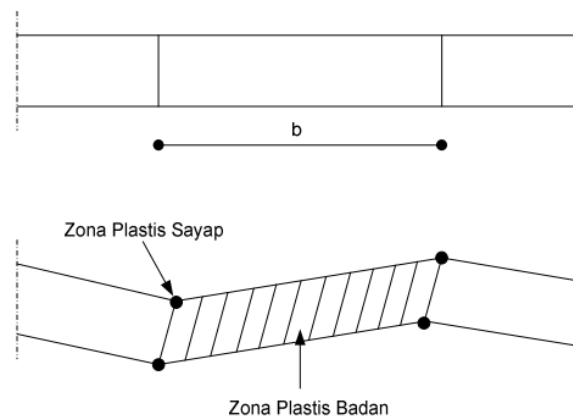
Jenis *link* ini leleh akibat dominasi lentur (pada kombinasi geser dan lentur) pada respon/deformasi inelastik.

- d. $e \geq 5.0 M_p/V_p$, link lentur murni.

Jenis *link* ini leleh akibat lentur pada respon/deformasi inelastik.

2.8.3. Perilaku Inelastik Elemen Link

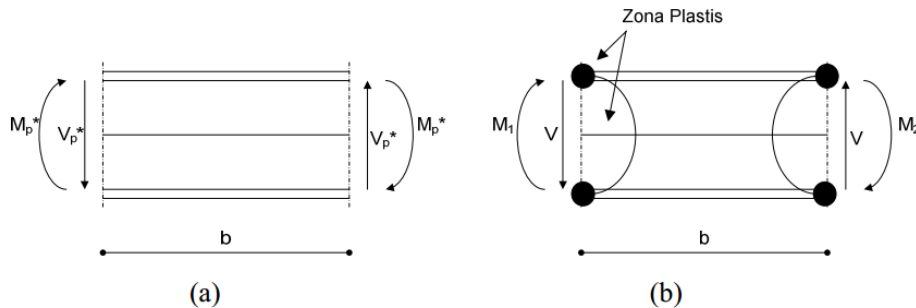
Terjadinya plastifikasi yang berpusat di elemen *link* akan memberikan nilai daktilitas yang relatif tinggi pada sistem portal *EBF*. Hal ini karena elemen *link* mempunyai kapasitas inelastik yang relatif tinggi bila dibandingkan dengan elemen-elemen lainnya. Plastifikasi yang terjadi pada elemen *link* disebabkan oleh kombinasi geser dan momen yang bekerja pada kedua ujungnya. Berdasarkan kedua gaya yang bekerja ini sifat keruntuhan *link* secara garis besar dapat dibagi keruntuhan akibat geser dan keruntuhan akibat momen.



Gambar 2.14: Pembentukan sendi plastis geser.

Plastifikasi geser yang terjadi pada link ditandai dengan terbentuknya sendi plastis geser pada kondisi beban batas, yaitu V_p pada badan dan M_p pada sayap, seperti terlihat pada gambar 2.14. Mekanisme terbentuknya sendi plastis geser pada elemen link dimulai ketika pada kedua ujungnya bekerja suatu gaya geser sebesar V . Kedua gaya geser tersebut secara otomatis menimbulkan momen pada kedua ujung *link*, yaitu sebesar M_1 dan M_2 . Apabila diasumsikan M_1 lebih besar dari pada M_2 dan gaya-gaya tersebut bertambah besar sehingga melewati kondisi batas maka kelelahan pertama akan terjadi pada ujung *link* sebelah kiri. Ketika gaya terus bertambah maka kelelahan selanjutnya akan berpindah dari ujung sebelah kiri ke sebelah kanan, hal ini terjadi karena ujung sebelah kiri telah mencapai kapasitas gesernya. Seiring bertambahnya gaya maka plastifikasi ini akan merambat sepanjang zona plastis dari sayap ke badan. Perambatan

plastifikasi ini terjadi karena adanya redistribusi momen pada kedua ujung *link*. Ketika seluruh penampang *link* telah mengalami plastifikasi, maka tercapailah kondisi $M_1 = M_2 = M_p$ dan $V = V_p$.



Gambar 2.15: Keseimbangan dan plastifikasi: a) Keseimbangan sendi geser, b) Plastifikasi geser link.

2.8.4. Sudut Rotasi Link

Dalam perencanaan *EBF*, lokasi titik belok (*inflection*) biasanya diasumsikan terjadi pada *link*. Secara teoritis titik belok ini terjadi pada jarak M_p/V_p dihitug dari pengaku. Kondisi ini dipenuhi ketika *link* terletak simetris. Dimana titik belok tersebut terletak di tengah *link*. Kondisi ini memungkinkan sendi plastis terbentuk pada tengah bentang, yaitu *link*. Akan tetapi ketika *link* yang terletak antara kolom dan bresing, rotasi kemungkinan akan terjadi pada permukaan kolom yang mengakibatkan regangan yang cukup besar pada daerah sayap kolom. Untuk *EBF* jenis ini, diasumsikan sendi plastis tidak terjadi pada tengah bentang seperti yang telah disebutkan sebelumnya, akan tetapi terjadi pada daerah dekat permukaan kolom.

Leleh yang terjadi pada *link* akibat deformasi elastis dari elemen-elemen kaku pada sistem rangka menyebabkan terjadinya rotasi pada *link*. Sudut rotasi *link* ini merupakan sudut inelastik antara *link* dengan balok diluar *link* pada saat besar total simpangan lantai yang terjadi sama dengan simpangan lantai rencana.

Sudut rotasi *link* dihitug berdasarkan defleksi lateral yang terjadi sesuai geometric rangka *EBF* yang digunakan. Untuk *EBF* yang menggunakan *link* tunggal pada tiap tingkatnya, sudut rotasi *link* dihitug dengan rumus:

$$\gamma_p = \frac{L \cdot \Delta M}{2e \cdot h} \quad (2.39)$$

Sedangkan apabila pada sistem *EBF* yang menggunakan dua buah link pada tiap tingkatnya, maka sudut rotasi link dihitung dengan rumus:

$$\gamma_p = \frac{L \cdot \Delta M}{2e \cdot h} \quad (2.40)$$

dimana :

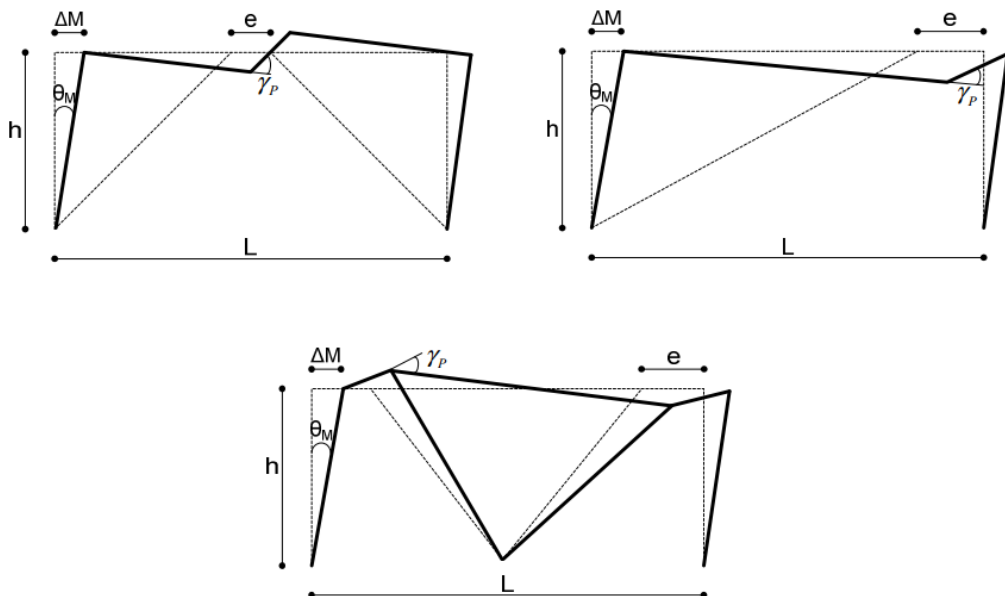
γ_p = sudut rotasi link (radian)

L = lebar bentang (m)

h = tinggi tingkat (m)

e = panjang link (mm)

Δ_M = simpangan inelastik maksimum antar lantai (mm)



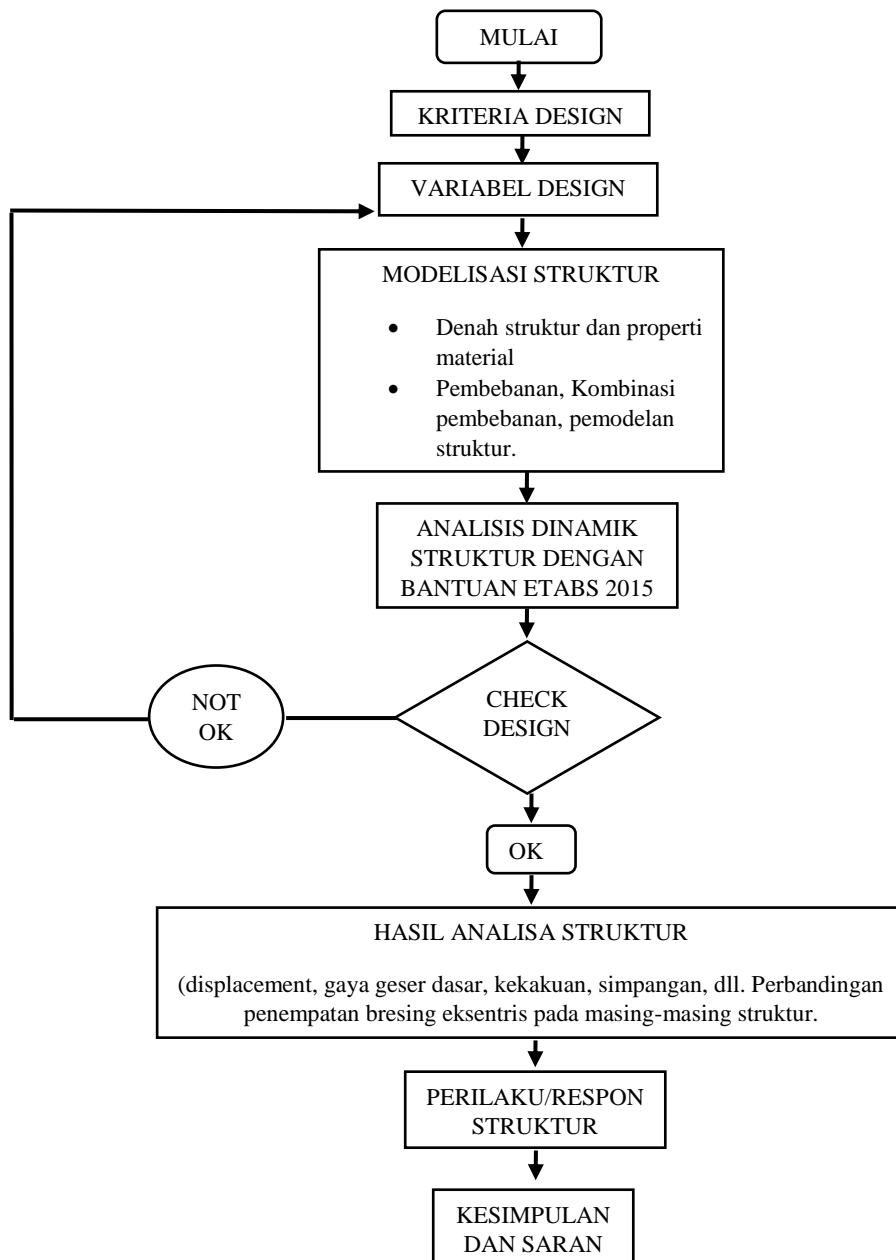
Gambar 2.16: Sudut rotasi link.

BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Diagram Alir Penelitian

Adapun tahapan penelitian tugas akhir ini dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram alir penelitian.

3.2. Pemodelan Struktur

Pada tugas akhir ini, struktur dimodelkan tiga dimensi sebagai portal terbuka dengan gaya penahan lateral (gempa) menggunakan sistem bresing eksentris (SRBE) tipe-D, yaitu SRBE dengan link geser. Dimensi dari model struktur yang dibuat adalah tipe *vertikal setback* 50-50 dengan dimensi bangunan bawah 30m x 30m, dan dimensi bangunan atas 20m x 20m dengan arah sumbu x dan y bangunan masing-masing memiliki 6 segmen bagian bawah dan 4 segmen bagian atas. Model direncanakan memiliki 10 lantai dengan tinggi lantai pertama 4 m sedangkan tinggi lantai berikutnya adalah 3,5 m, Sedangkan sistem panahan gaya lateral pada struktur ini adalah bresing eksentris tipe-D. Sistem bresing eksentris tipe-D diletakkan ganda pada bagian tengah bangunan dan bagian tepi bangunan. Pemodelan struktur ini dilakukan dengan menggunakan *software* ETABS.

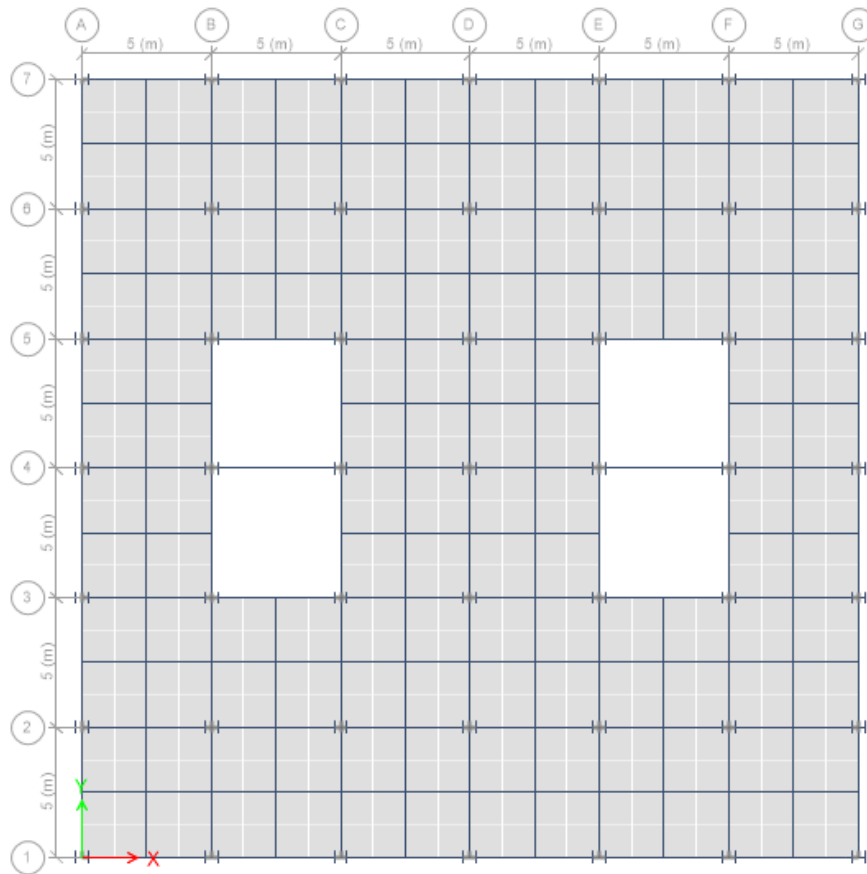
Pemodelan ETABS untuk masing-masing untuk elemen struktur adalah sebagai berikut:

- a. Struktur direncanakan di kota Padang dengan wilayah zona gempa 5 tanah lunak.
- b. Pemodelan pondasi dilakukan dengan menganggap bahwa pondasi jepit, memberikan kekangan translasi dan rotasi yang cukup pada semua arah sumbu bangunan.
- c. Balok dan kolom dimodelkan sebagai elemen *frame* dengan memiliki hubungan (*joint*) yang kaku sehingga momen-momen maksimum tempat terjadinya sendi plastis akibat gempa adalah kedua ujung balok dan kolom, namun, kolom yang diperbolehkan plastis hanya kolom kaki-kaki lantai dasar.
- d. Bresing dimodelkan sebagai elemen *frame* dengan hubungan joint yang kaku dan tidak di-*release* terhadap momen sehingga pada ujung-ujung bresing akan mengalami momen.
- e. *Link* dimodelkan sebagai elemen *frame* dengan memiliki hubungan (*joint*) yang kaku.
- f. Untuk pelat lantai 1-10, pelat dimodelkan sebagai pelat satu arah *shell-thin* pada ETABS. Pelat lantai juga dimodelkan untuk bekerja sebagai *rigid*

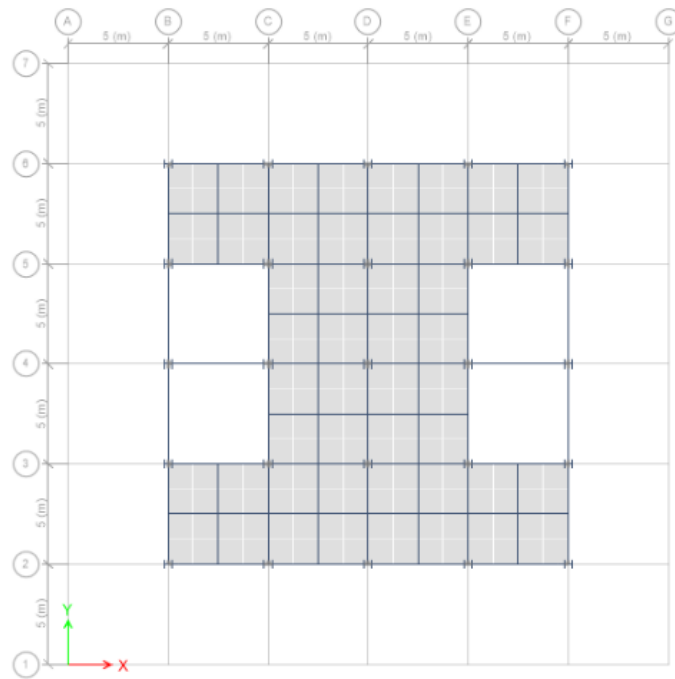
diaphragm karena lantai tingkat pada atap dengan ikatan struktur gedung model dianggap sangat kaku pada bidangnya terhadap beban kerja horizontal sehingga perpindahan pada setiap titik dianggap sama besar.

Untuk material, mutu baja yang digunakan adalah BJ-41 dengan $f_y = 250$ MPa dan $f_u = 410$ MPa, sedangkan mutu beton yang digunakan adalah $f_c' = 30$ MPa.

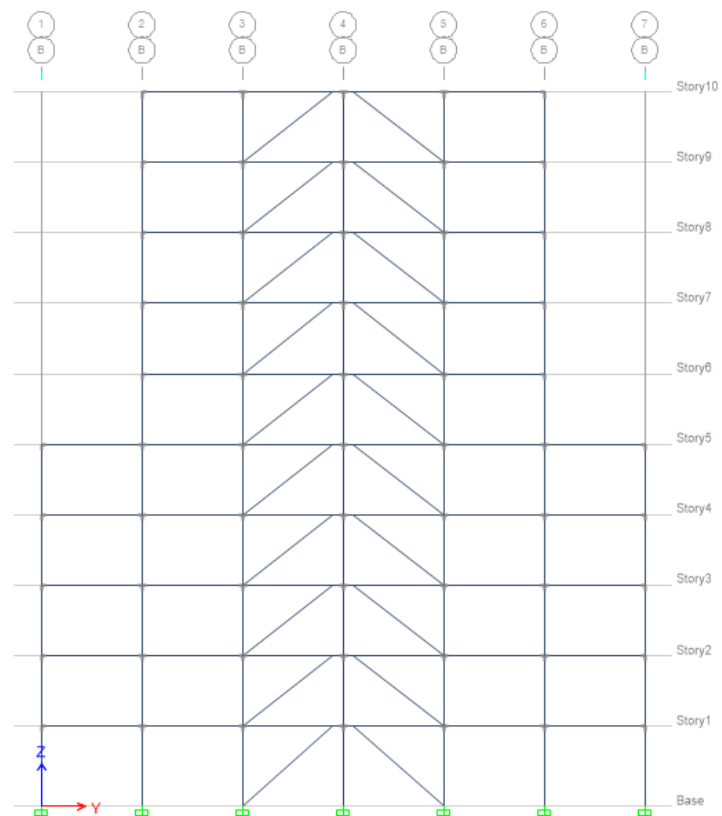
Denah struktur, tampak, dan gambar 3D dimensi permodelan struktur ini dapat dilihat pada gambar berikut ini:



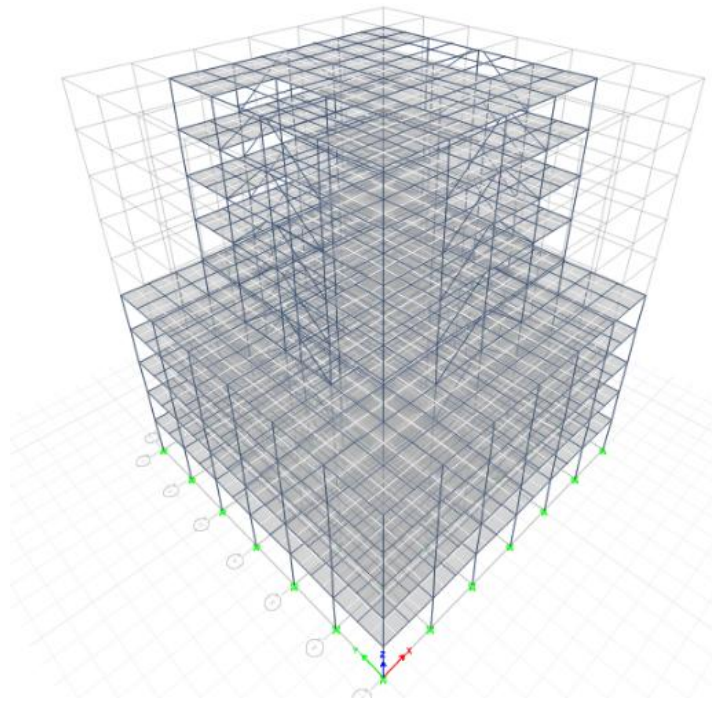
Gambar 3.2: Denah lantai 1-5.



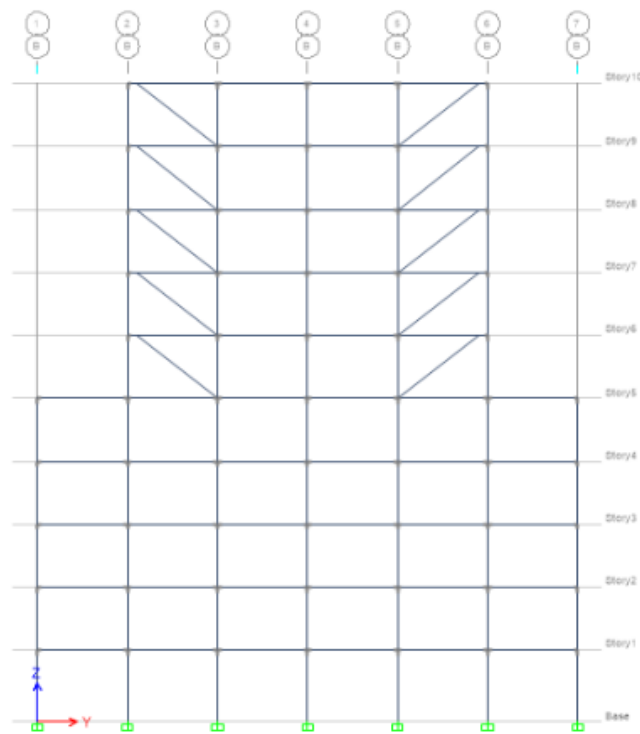
Gambar 3.3: Denah lantai 6-10.



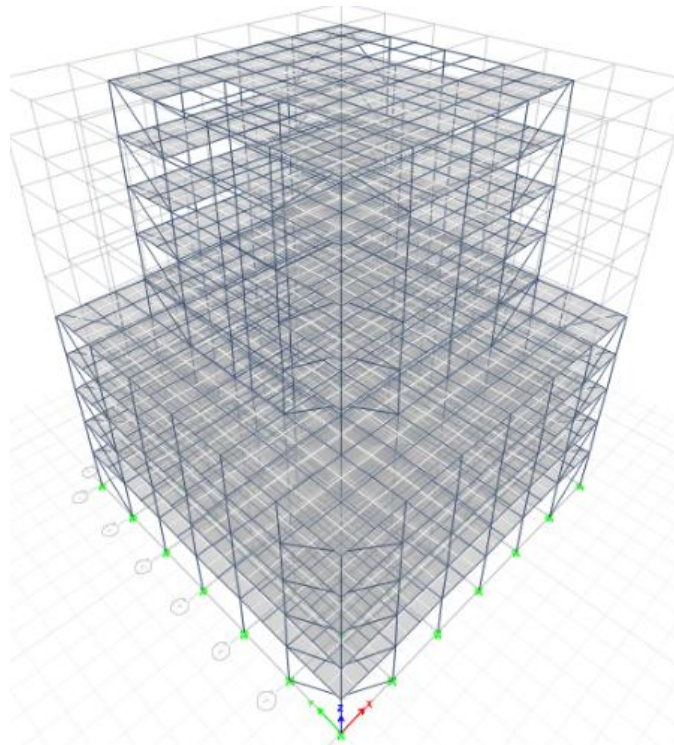
Gambar 3.4: Tampak struktur yang menggunakan SRBE tipe-D dengan link geser berada di tengah bentang bangunan.



Gambar 3.5: Model struktur 3D dimensi dari SRBE dengan penempatan di tengah bentang.



Gambar 3.6: Tampak struktur yang menggunakan SRBE tipe-D dengan link geser berada ditepi bentang bangunan.



Gambar 3.7: Model struktur 3D dimensi SRBE dengan penempatan di tepi.

3.3. Pembebanan Struktur

Untuk memberikan pedoman dalam menentukan beban-beban yang bekerja pada bangunan maka dilakukan perencanaan pembebanan. Beban yang ada, terdiri atas:

a. Beban Mati

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan yang dimaksud selama masa layannya. Beban mati yang diperhitungkan dari model ini antara lain:

- Berat sendiri profil baja dari balok, balok anak, kolom, link dan bresing sesuai dengan tabel profil baja.
- Berat pelat beton bertulang sebesar 2400 kg/m^3 .
- Berat dinding pasangan bata $\frac{1}{2}$ batu sebesar 250 kg/m^2 .

Berat dinding ini diasumsikan terjadi hanya pada balok luar bangunan dan dianggap setengah dari tinggi antar lantai. Dalam

pemodelan, dinding ini dimodelkan sebagai beban merata sepanjang balok luar (perimetri bangunan) sebesar $937,5 \text{ kg/m}^2$ untuk lantai pertama, 875 kg/m^2 untuk lantai 2-9, dan $4,375 \text{ kg/m}^2$ untuk lantai 10.

- Berat tambahan komponen gedung:
 1. Plafon dan Penggantung : 18 kg/m^2
 2. Adukan/cm tebal dari semen : 21 kg/m^2
 3. Pasangan bata setengah batu : 250 kg/m^2
 4. Penutup lantai dari keramik : 24 kg/m^2
 5. M/E : 25 kg/m^2
 6. Berat dinding kaca : 10 kg/m^2

b. Beban Hidup

Beban hidup yang diperhitungkan adalah beban untuk gedung perkantoran sebesar 250 kg/m^2 , sedangkan beban hidup pada tangga dan bordes 300 kg/m^2 .

c. Beban Hidup Atap

Pada bangunan dengan atap yang dapat dicapai orang, dikenai beban hidup atap sebesar 100 kg/m^2 .

d. Beban Gempa

Beban gempa sesuai dengan SNI 1726-2012 tentang cara perencanaan gempa untuk bangunan gedung dengan menggunakan analisis statik ekuivalen, dimana gaya geser rencana dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung dan bekerja pada pusat massa pada setiap lantai. Perhitungan beban gempa dengan analisis statik ekuivalen dapat dilihat pada lampiran.

e. Beban Tangga

Tangga yang dimodelkan kedalam software SAP 2000 dengan menganalisa terlebih dahulu beban-beban yang di perhitungkan, seperti beban hidup dan beban mati pada tangga dan bordes. Hasil dari analisa tersebut menghasilkan reaksi pada tiap komponennya, yang nantinya akan diinput ke dalam ETABS sebagai beban pada struktur tersebut.

Seluruh beban tersebut diperhitungkan dengan kombinasi pembebanan sebagai berikut:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L$
3. $1,2D + 1L \pm (0,3p Q_E + 0,2SDS D) \pm 1(p Q_E + 0,2 SDS D)$
4. $1,2D + 1L \pm 1 (p Q_E + 0,2SDS D) \pm 0,3(p Q_E + 0,2SDS D)$
5. $0,9D \pm 0,3 (p Q_E - 0,2SDS D) \pm 1 (p Q_E - 0,2SDS D)$
6. $0,9D \pm 1(p Q_E - 0,2SDS D) \pm 0,3(p Q_E - 0,2SDS D)$

Dimana:

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa

Dengan masing-masing beban gempa (E) merupakan kombinasi gaya gempa arah acuan dan 0,3 gaya gempa arah tegak lurus nya. Penguraian dari kombinasi pembebanan di atas dapat dilihat dari tabel berikut:

Tabel 3.1: Kombinasi yang digunakan sesuai dengan SNI gempa 2012.

No.	Kombinasi
1.	$1,4 D$
2.	$1,2 D + 1,6 L$
3.	$(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + \rho Ex + 0,3 \rho Ey$
4.	$(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + \rho Ex - 0,3 \rho Ey$
5.	$(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - \rho Ex + 0,3 \rho Ey$
6.	$(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - \rho Ex - 0,3 \rho Ey$
7.	$(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,3 \rho Ex + \rho Ey$
8.	$(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,3 \rho Ex + \rho Ey$
9.	$(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,3 \rho Ex - \rho Ey$
10.	$(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,3 \rho Ex - \rho Ey$
11.	$(0,9 - 0,2 SDS) D + \rho Ex + 0,3 \rho Ey$

Tabel 3.1: *Lanjutan.*

No.	Kombinasi
12.	$(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) D + \rho E_x - 0,3 \rho E_y$
13.	$(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) D - \rho E_x + 0,3 \rho E_y$
14.	$(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) D - \rho E_x - 0,3 \rho E_y$
15.	$(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) D + 0,3 \rho E_x + \rho E_y$
16.	$(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) D - 0,3 \rho E_x + \rho E_y$
17.	$(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) D + 0,3 \rho E_x - \rho E_y$
18.	$(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) D - 0,3 \rho E_x - \rho E_y$

3.4. *Preliminary Design*

Langkah awal penentuan dimensi struktur adalah *preliminary design*. Dilakukan untuk memperkirakan dimensi-dimensi elemen struktur yang mampu memikul beban yang bekerja pada struktur. Pada tahap ini, penentuan dimensi struktur dilakukan dengan cara coba-coba. Setelah itu diberikan beban sesungguhnya yang selanjutnya dicek apakah profil yang digunakan kuat atau tidak dalam menahan beban *ultimate*. Jika ternyata profil baja yang digunakan tidak kuat, maka profil nantinya dapat diubah dengan profil yang lebih kuat dan memiliki rasio antara beban *ultimate* terhadap ketahanan struktur kurang dari 1.

3.4.1. *Preliminary Design Balok*

Untuk perencanaan awal digunakan dimensi balok IWF 300x150x8x13 dengan balok anak IWF 180x100x6x10.

3.4.2. *Preliminary Design Kolom*

Untuk perencanaan awal digunakan kolom yang sama pada kedua model dengan dimensi sebagai berikut:

Tabel 3.2: Dimensi kolom yang digunakan pada struktur.

Lantai	Dimensi
1	H 400.400.14.21
2	H 400.400.14.21
3	H 400.400.14.21
4	H 400.400.14.21
5	H 400.400.14.21
6	H 394.398.11.18
7	H 394.398.11.18
8	H 350.350.12.19
9	H 350.350.12.19
10	H 300.300.10.15

3.4.3. Preliminary Design Bresing

Untuk perencanaan awal digunakan bresing IWF 250x125x10x19 untuk semua lantai.

3.4.4. Preliminary Design Link

Desain awal dari link adalah IWF 180x100x6x10 dengan panjang 500 mm, dan dikategorikan sebagai link geser karena $e \leq 1,6 Mp/Vp$. Kontrol pendefinisian link geser bisa dibuktikan sebagai berikut:

Dimensi link: 180.100.6.10

Diketahui:

$$Z_x = 186000 \text{ mm}^3$$

$$F_y = 250 \text{ MPa (N.mm)}$$

$$H = 180 \text{ mm}$$

$$t_{f1} = 6 \text{ mm}$$

$$t_{f2} = 10 \text{ mm}$$

$$e = 500 \text{ mm}$$

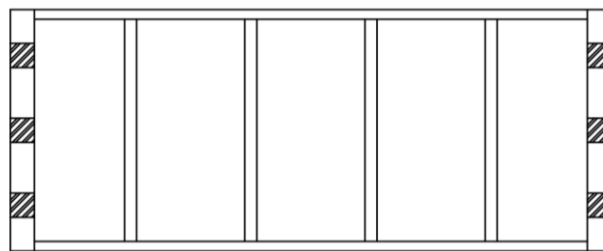
$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (H - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

Maka didapat : $e \leq (1,6 \cdot 186000 \cdot 250) / (0,6 \cdot 250 \cdot (180 - (2 \cdot 10)) \cdot 6)$

Jadi; $500 \leq 516,667$ OK.

Pendetailan pada *web link beam* yaitu berupa pemberian *web stiffeners* dapat memberikan perilaku *link beam* yang stabil, daktil serta terkontrol dibawah pembebanan siklik (gempa). Detail pada pengaku *link beam* (*web stiffener*) diatur pada AISC 341-05 *Seismic Provisions For Structural Steel Buildings. Full Depth Stiffener* diutuhkan pada kedua ujung *link* untuk mentransfer gaya geser kepada elemen penahan, sehingga membutuhkan pengaku *web* untuk mencegah terjadinya tekuk (*buckling*). Dan *full depth stiffener* juga dibutuhkan ditengah-tengah *link* (*link intermediate web*) agar efektif dalam menahan tekuk geser pada *web link* dan dalam membatasi pengurangan kekuatan (*strength degradation*) akibat adanya *flage local buckling* dan lateral torsional *buckling*. Pengaku disambungkan ke *link web* dan *link flanges* dengan cara dibaut atau dilas (*fillt welded*). Sedangkan penetrasi pada *web link* tidak diizinkan.



Gambar 3.8: Pengaku pada badan balok link (*web stiffener*).

3.5. Faktor Respon Gempa (C)

Berdasarkan SNI 1726:2012, wilayah gempa indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan periode ulang 500 tahun dengan kondisi tanah lunak. Faktor respon gempa diwilayah zona gempa 5 disajikan dalam Tabel 3.3 berikut:

Tabel 3.3: Spektrum Respon untuk Wilayah Gempa 5 SNI 1726:2012.

Waktu (DETIK)	Koefisien Gempa (C)
0,000	0,312
0,246	0,78
0,346	0,78
0,446	0,78
0,546	0,78
0,646	0,78
0,746	0,78
0,846	0,78
0,946	0,78
1,046	0,78
1,146	0,78
1,231	0,78
1,331	0,721
1,431	0,671
1,531	0,627
1,631	0,589
1,731	0,555
1,831	0,524
1,931	0,497
2,031	0,473
2,131	0,450
2,231	0,430
2,331	0,412
2,431	0,395
2,531	0,379
2,631	0,365
2,731	0,352
2,831	0,339
2,931	0,328
3,031	0,317
3,131	0,307
3,231	0,297
3,331	0,288
3,431	0,28
3,531	0,272
3,631	0,264
3,731	0,257
3,831	0,251
3,931	0,244
4	0,24

Menurut SNI 1726:2012, spektrum respon gempa desain harus dianalisis terlebih dahulu. Dengan data $PGA = 0,6$ (Gambar 2.3), $S_s = 1,3g$ (Gambar 2.4), dan $S_1 = 0,6g$ (Gambar 2.5) yang berada dikota Padang. Langkah yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respon gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut:

a. Penentuan koefisien F_a dan F_v

- Berdasarkan Tabel 2.9 jenis tanah lunak maka diperoleh nilai $F_a = 0,9$.
- Berdasarkan Tabel 2.10 jenis tanah lunak maka diperoleh nilai $F_v = 2,4$.

b. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{M1}

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

$$S_{MS} = 0,9 \cdot 1,3$$

$$S_{MS} = 1,17$$

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

$$S_{M1} = 2,4 \cdot 0,6$$

$$S_{M1} = 1,44$$

c. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{D1}

$$\text{Nilai } \mu = 2/3$$

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

$$S_{DS} = (2/3) \cdot 1,17$$

$$S_{DS} = 0,78$$

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

$$S_{D1} = (2/3) \cdot 1,44$$

$$S_{D1} = 0,96$$

d. Penentuan nilai T_s dan T_0

$$T_s = S_{D1}/S_{DS}$$

$$T_s = 0,96/0,78$$

$$T_s = 1,231$$

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

$$T_0 = 0,2 \cdot 1,231$$

$$T_0 = 0,246$$

e. Penentuan nilai Sa

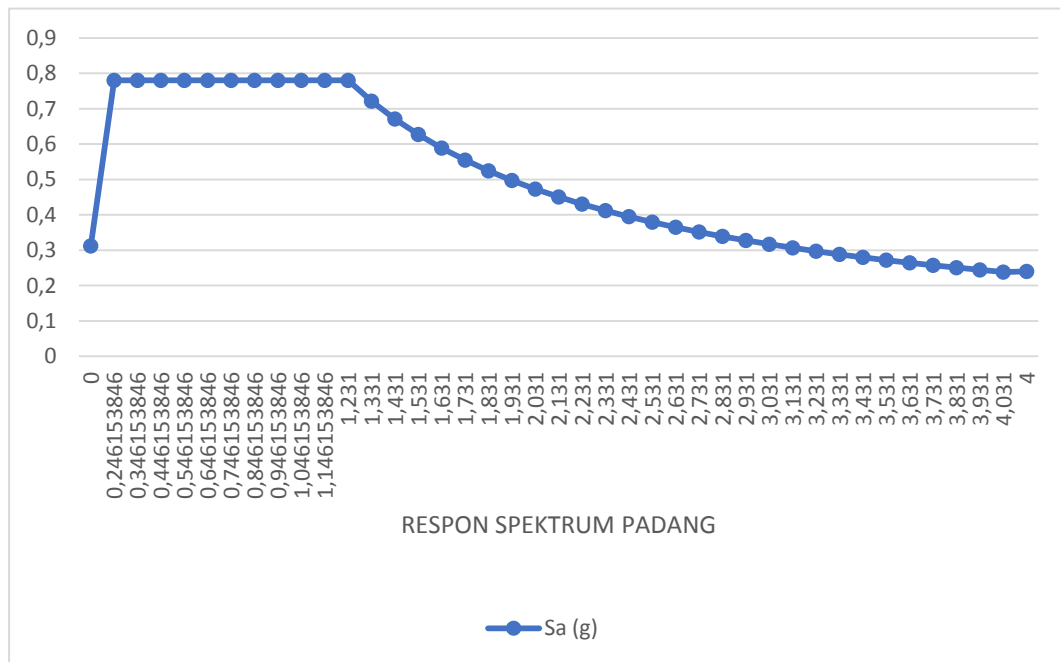
- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 . Spektrum respon percepatan desain (Sa) harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left[0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right]$$

- Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , respon spektrum desain Sa sama dengan S_{DS} .
- Untuk periode lebih besar dari T_s , respon spektrum percepatan desain diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{SDS}{T}$$

Spektrum Respon percepatan disajikan dalam Tabel 3.3 diplot dan disajikan dalam bentuk grafik data ke dalam *software* pengolah data *Microsoft Excel* seperti pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9: Grafik respon spektrum tanah lunak wilayah zona gempa 5.

3.5.1. Faktor Keutamaan Struktur

Menurut SNI 1726:2012 dengan kategori resiko bangunan perkantoran kategori resiko II maka nilai $I_e = 1$.

3.5.2. Nilai Waktu Getar Alami Fundamental

Nilai fundamental memiliki nilai batas maksimum dan minimum seperti yang telah dijelaskan pada Pers. 2.16 dan 2.17.

Dimana:

$$C_r = 0,0731 \text{ (Tabel 2.11).}$$

$$h_n = 35,5 \text{ m (tinggi gedung dari dasar).}$$

$$x = 0,75 \text{ (Tabel 2.11 dengan tipe struktur rangka bresing eksentrik).}$$

$$C_u = 1,4 \text{ (Tabel 2.12 dengan nilai } S_{D1} \geq 0,4\text{).}$$

Tabel 3.4: Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami *fundamental* gedung dengan tata letak bresing di tepi bangunan berdasarkan SNI 1726:2012.

Syarat Perioda				Hasil	
Arah	Ta Min = Cr*hn	Ta Max = Cu*Ta Min	T hasil dari ETABS	Cek Min	Cek Max
Arah X	1,063	1,488	1,165	OK	OK
Arah Y	1,063	1,488	1,099	OK	OK

Tabel 3.5: Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami *fundamental* gedung dengan tata letak bresing di tengah bangunan berdasarkan SNI 1726:2012.

Syarat Perioda				Hasil	
Arah	Ta Min = Cr*hn	Ta Max = Cu*Ta Min	T hasil dari ETABS	Cek Min	Cek Max
Arah X	1,063	1,488	1,107	OK	OK
Arah Y	1,063	1,488	1,064	OK	OK

3.5.3. Penentuan Faktor Respon Gempa (C)

Berdasarkan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismik (C_S) berdasarkan persamaan 2.12, 2.13, 2.14, dan 2.15 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

a. Model 1 Struktur Bresing di tepi

$$C_S \text{ maksimum} = \frac{SDS}{\frac{R}{I}}$$

$$C_S \text{ maksimum arah x} = 0,78/(8/1) = 0,0975$$

$$C_S \text{ maksimum arah y} = 0,78/(8/1) = 0,0975$$

$$C_S \text{ hitungan} = \frac{SD1}{T \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_S \text{ hitungan arah x} = \frac{0,96}{1,165 * \frac{8}{1}} = 0,103$$

$$C_S \text{ hitungan arah y} = \frac{0,96}{1,099 * \frac{8}{1}} = 0,109$$

$$C_S \text{ minimum} = 0,044 S_{D1}. I \geq 0,01$$

$$C_S \text{ minimum arah x} = 0,044. 0,96. 1 = 0,042$$

$$C_S \text{ minimum arah y} = 0,044. 0,96. 1 = 0,042$$

Nilai C_S di atas dan nilai C_S yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Rangkuman nilai C_S dan nilai C_S yang digunakan Model bresing di tepi.

Arah	Cs Max	CS Hitungan = SD1 / (T*(R/I)	CS Min = 0.044*SD1*I	CS yang digunakan
T1	0,098	0,103	0,042	0,098
T2	0,098	0,109	0,042	0,098

b. Model 2 struktur bresing di tengah

$$C_S \text{ maksimum} = \frac{SDS}{\frac{R}{I}}$$

$$C_S \text{ maksimum arah x} = \frac{0,78}{\frac{8}{1}} = 0,098$$

$$C_S \text{ maksimum arah y} = \frac{0,78}{\frac{8}{1}} = 0,098$$

$$C_S \text{ hitungan} = \frac{SD1}{T \frac{R}{I}}$$

$$C_S \text{ hitungan arah x} = \frac{0,96}{1,107 \frac{8}{1}} = 0,108$$

$$C_S \text{ hitungan arah y} = \frac{0,96}{1,064 \frac{8}{1}} = 0,113$$

$$C_S \text{ minimum} = 0,044 S_{D1} \cdot I \geq 0,01$$

$$C_S \text{ minimum arah x} = 0,044 * 0,78 * 1 = 0,042$$

$$C_S \text{ minimum arah y} = 0,044 * 0,78 * 1 = 0,042$$

Nilai C_S di atas dan nilai C_S yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Rangkuman nilai C_S dan nilai C_S yang digunakan model bresing di

Arah	Cs Max	CS Hitungan = $SD1 / (T * (R/I))$	CS Min = $0.044 * SD1 * I$	CS yang digunakan
T1	0,098	0,108	0,042	0,098
T2	0,098	0,113	0,042	0,098

tengah.

BAB 4

ANALISA PERHITUNGAN STRUKTUR

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini penulis akan membahas analisa respon spektrum dan hasil simpangan yang dihasilkan struktur pada *software* ETABS, untuk bangunan baja yang terletak di kota Padang pada zona gempa tinggi wilayah zona gempa 5 dengan fungsi sebagai kantor.

Setelah semua elemen yang dirancang pada struktur sesuai dengan ketentuan-ketentuan SNI 1726:2012 tentang perencanaan struktur tahan gempa, dan kebutuhan gaya dalam yang terjadi pada struktur maka penulis mencoba untuk menguraikan hasil dari setiap tahap yang direncanakan yaitu hasil dari output *software* ETABS serta perbandingan hasil dari struktur tersebut.

Hasil dari analisis ini digunakan dalam perancangan struktur serta untuk menarik kesimpulan apakah model struktur aman atau tidak berdasarkan kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit struktur.

4.2. Hasil Analisis Respon Spektrum

4.2.1. Model 1 (bresing di tepi gedung) dan Model 2 (bresing di tengah gedung)

Analisis pertama dalam karakteristik dinamika struktur adalah perioda getar alami dan partisipasi massa struktur, hal tersebut dapat kita lihat pada output dari *software* ETABS di Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Data perioda struktur model 1 output program ETABS.

Case	Mode	Periode	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
		sec					
Modal	1	1,165	0	0,769	0	0	0,769
Modal	2	1,099	0,7519	0	0	0,7519	0,769
Modal	3	0,648	0	0	0	0,7519	0,769

Tabel 4.1: *Lanjutan.*

Case	Mode	Periode	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	4	0,506	0	0,1246	0	0,7519	0,8936
Modal	5	0,471	0,1276	0	0	0,8794	0,8936
Modal	6	0,348	0	0	0	0,8794	0,8936
Modal	7	0,262	0	0,0731	0	0,8794	0,9667
Modal	8	0,236	0,0751	0	0	0,9545	0,9667
Modal	9	0,173	0	0	0	0,9545	0,9667
Modal	10	0,172	0	0,0138	0	0,9545	0,9805
Modal	11	0,156	0,016	0	0	0,9705	0,9805
Modal	12	0,136	0	0,0119	0	0,9705	0,9923

Berdasarkan SNI 1726:2012 analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa minimal 90%. Maka terlihat pada mode 8 pada arah X dan mode 7 pada arah Y struktur model 1 telah memenuhi massa minimum. Dari tabel perioda diatas maka didapat presentase nilai selisih perioda yang dapat dilihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2: Hasil selisih presentase nilai perioda model-1 pada arah X.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	6	OK	NOT OK
T2-T3	41,04	NOT OK	OK
T3-T4	21,91	NOT OK	OK
T4-T5	6,92	OK	NOT OK
T5-T6	26,11	NOT OK	OK
T6-T7	24,71	NOT OK	OK
T7-T8	9,92	OK	NOT OK

Tabel 4.3: Hasil selisih presentase nilai perioda model-1 pada arah Y.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	6	OK	NO OK
T2-T3	41,04	NO OK	OK
T3-T4	21,91	NO OK	OK
T4-T5	6,92	OK	NO OK
T5-T6	26,11	NO OK	OK
T6-T7	24,71	NO OK	OK

Dari Tabel 4.2 dan 4.3 tersebut menunjukkan bahwa jumlah respon ragam memiliki waktu getar yang berdekatan, sehingga metode yang digunakan pada model 1 baik pada arah X dan Y adalah SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*) akar kuadrat jumlah kuadrat.

Tabel 4.4: Data perioda struktur model 2 output program ETABS.

Case	Mode	Periode	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
		sec					
Modal	1	1,107	0	0,7543	0	0	0,7543
Modal	2	1,064	0,7365	0	0	0,7365	0,7543
Modal	3	0,828	0	0	0	0,7365	0,7543
Modal	4	0,458	0	0,163	0	0,7365	0,9173
Modal	5	0,412	0,166	0	0	0,9025	0,9173
Modal	6	0,365	0	0	0	0,9025	0,9173
Modal	7	0,239	0	0,0502	0	0,9025	0,9674
Modal	8	0,211	0,054	0	0	0,9565	0,9674
Modal	9	0,199	0	0	0	0,9565	0,9674
Modal	10	0,173	0	0,013	0	0,9565	0,9804
Modal	11	0,148	0,0158	0	0	0,9723	0,9804
Modal	12	0,135	0	0,0117	0	0,9723	0,9922

Sama seperti analisa diatas, analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa minimal 90%. Maka terlihat pada mode 5 partisipasi massa minimum dari struktur model 2 telah terpenuhi. Dari tabel perioda diatas maka didapat presentase nilai selisih perioda yang dapat dilihat pada Tabel 4.5 berikut:

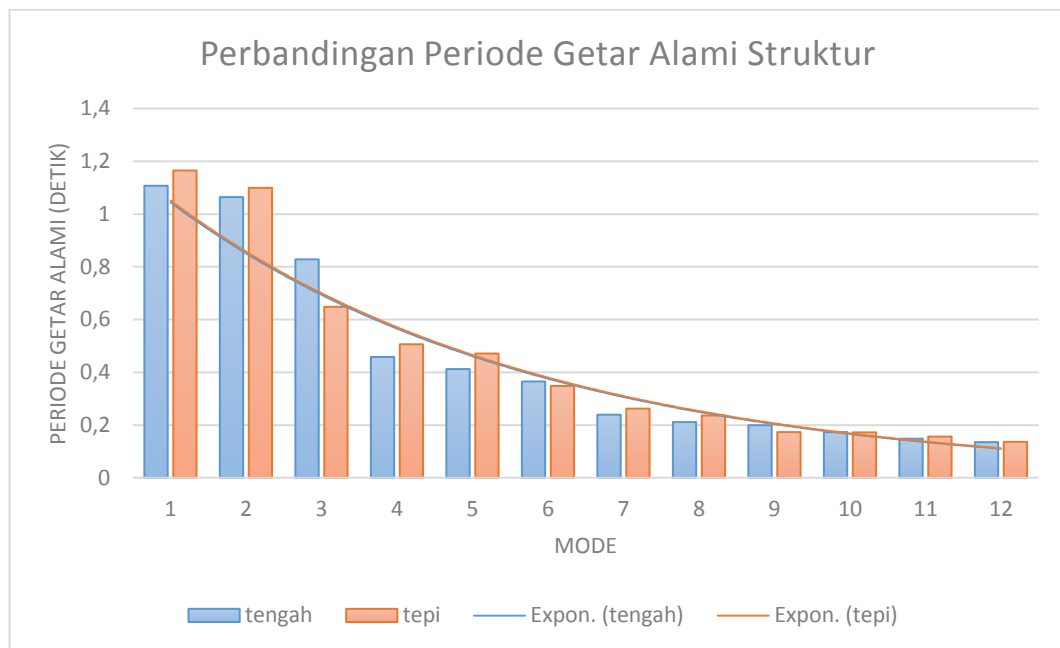
Tabel 4.5: Hasil selisih presentase nilai perioda model-2 pada arah X.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	4	OK	NOT OK
T2-T3	22,18	NOT OK	OK
T3-T4	44,69	NOT OK	OK
T4-T5	10,04	OK	NOT OK

Tabel 4.6: Hasil selisih presentase nilai perioda model-2 pada arah Y.

Mode	Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	4	OK	NO OK
T2-T3	22,18	NO OK	OK
T3-T4	44,69	NO OK	OK

Tabel 4.5 dan 4.6 menunjukkan hasil selisih menggunakan metode SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*) akar kuadrat jumlah kuadrat dipakai pada model 2 struktur dikarenakan waktu getarnya yang berdekatan. Berikut adalah grafik perbandingan perioda getar struktur pada model 1 dan model 2:



Gambar 4.1: Perbandingan periode getar alami struktur bresing eksentris di tengah dan di tepi struktur.

4.2.2. Gaya Geser Dasar

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respon ragam yang pertama. Nilai gaya geser dasar tiap variasi struktur dapat dilihat pada Tabel 4.7 dan 4.8.

Tabel 4.7: Gaya geser dasar (*base reaction*) output ETABS untuk model 1.

Base Reactions	Vtx	Vty	C _s W	Satuan
Gempa X	308826	0,00001821	639124,90	Kg
Gempa Y	2,4E-05	315416,98	639124,90	Kg

Jika respon terkombinasi untuk geser dasar ragam (V_t) kurang dari 85% dari $C_s W$, simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala $0,85 C_s W / V_t$.

$$\text{Faktor skala simpangan pada arah X} = 0,85 \frac{639124,90}{308826} = 1,7591.$$

$$\text{Faktor skala simpangan pada arah Y} = 0,85 \frac{639124,90}{315416,98} = 1,7223.$$

Tabel 4.8: Gaya geser dasar (*base reaction*) output ETABS untuk model 2.

Base Reactions	Vtx	Vty	C _s W	Satuan
Gempa X	305855	0,00002985	639304,82	Kg
Gempa Y	0,0001	311761,77	639304,82	Kg

Jika respon terkombinasi untuk geser dasar ragam (V_t) kurang dari 85% dari $C_s W$, simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala $0,85 C_s W / V_t$.

$$\text{Faktor skala simpangan pada arah X} = 0,85 \frac{639304,82}{305855} = 1,7767.$$

$$\text{Faktor skala simpangan pada arah Y} = 0,85 \frac{639304,82}{311761,77} = 1,7430.$$

4.2.3. Gaya geser statik ekuivalen

Nilai gaya geser pada tiap lantai berbeda-beda, sehingga memunculkan respon ragam yang berbeda. Nilai gaya geser terbesar terjadi pada lantai 1, dimana lantai tersebut adalah lantai terdekat dengan tanah kemudian diikuti dengan lantai 2 dan seterusnya hingga atap. Pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.3 nilai k adalah eksponen yang terkait dengan perioda struktur, untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang nilai $k=1$, untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 atau kurang $k=3$, dan untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5-2,5 detik nilai k harus sebesar 2 atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1-2. Nilai gaya geser statik ekuivalen pada setiap model struktur dapat dilihat pada Tabel 4.9-4.12 berikut:

Tabel 4.9: Nilai gaya geser statik ekuivalen arah X pada model 1 (bresing di tepi) $k=1,3325$.

LANTAI	wi	hi	wi.hi ^k	Fi	V1/Vx	Cvx
10	298164,4	35,5	34684470,52	74414,63	74414,6	0,11643
9	474579,44	32	48075218,38	103144,1	177559	0,16138
8	476414,74	28,5	41358612,99	88733,83	266293	0,13884
7	476750,94	25	34757346,99	74570,99	340864	0,11668
6	477170,64	21,5	28454303,65	61047,97	401912	0,09552
5	856656,94	18	40314154,01	86492,97	488405	0,13533
4	869095,64	14,5	30661290,8	65783,01	554188	0,10293
3	869095,64	11	21218922,38	45524,65	599712	0,07123
2	869095,64	7,5	12737573,55	27328,13	627040	0,04276
1	888103,19	4	5632592,966	12084,58	639125	0,01891
0	0	0	0	0	639125	0
JUMLAH	6555127,2		297894486,2	639124,9		1,000

Tabel 4.10: Nilai gaya geser statik ekuivalen arah Y pada model 1 (bresing di tepi) $k=1,2995$.

LANTAI	wi	hi	wi.hi ^k	Fi	V1/Vx	Cvx
10	298164	35,5	30830284,6	73160,6	73160,6	0,11447
9	474579	32	42879658,3	101754	174914	0,15921
8	476415	28,5	37030202,4	87873,1	262788	0,13749
7	476751	25	31254647,1	74167,6	336955	0,11605
6	477171	21,5	25714465	61020,7	397976	0,09548
5	856657	18	36646589	86962,8	484939	0,13607
4	869096	14,5	28071478,7	66613,9	551553	0,10423
3	869096	11	19604572	46521,9	598074	0,07279
2	869096	7,5	11918172,9	28282	626356	0,04425
1	888103	4	5380719,95	12768,5	639125	0,01998
0	0	0	0	0	639125	0
JUMLAH	6555127		269330790	639125		1,000

Tabel 4.11: Nilai gaya geser statik ekuivalen arah X pada model 2 (bresing di tengah) $k=1,3035$.

LANTAI	wi	hi	wi.hi ^k	Fi	V1/Vx	Cvx
10	298576,6	35,5	31316875,55	73362,77	73362,8	0,11475
9	475586,94	32	43570537,42	102068,1	175431	0,15965

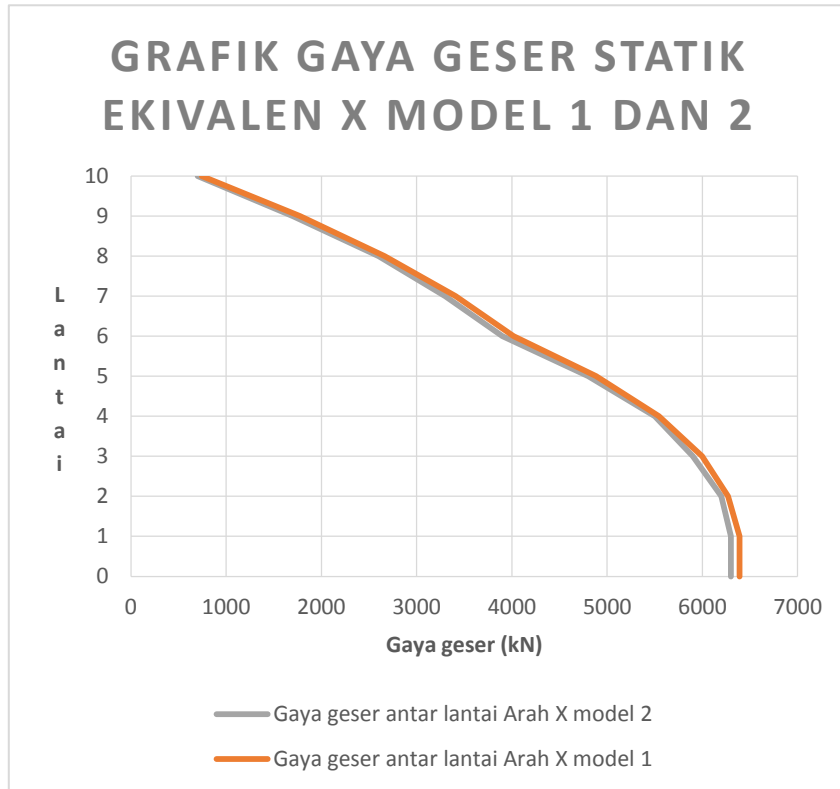
Tabel 4.11: *Lanjutan.*

LANTAI	wi	hi	wi.hi ^k	Fi	V1/Vx	Cvx
8	477422,34	28,5	37609106,18	88102,92	263534	0,13781
7	477758,54	25	31726580,06	74322,54	337856	0,11626
6	478178,24	21,5	26086952,16	61111,18	398968	0,09559
5	856109,14	18	37049030,18	86790,89	485758	0,13576
4	868423,94	14,5	28351430,6	66415,93	552174	0,10389
3	868423,94	11	19778217,67	46332,36	598507	0,07247
2	868423,94	7,5	12005331,15	28123,63	626630	0,04399
1	888068,89	4	5410430,906	12674,45	639305	0,01983
0	0	0	0	0	639305	0
JUMLAH	6556972,5		272904491,9	639304,8		1,000

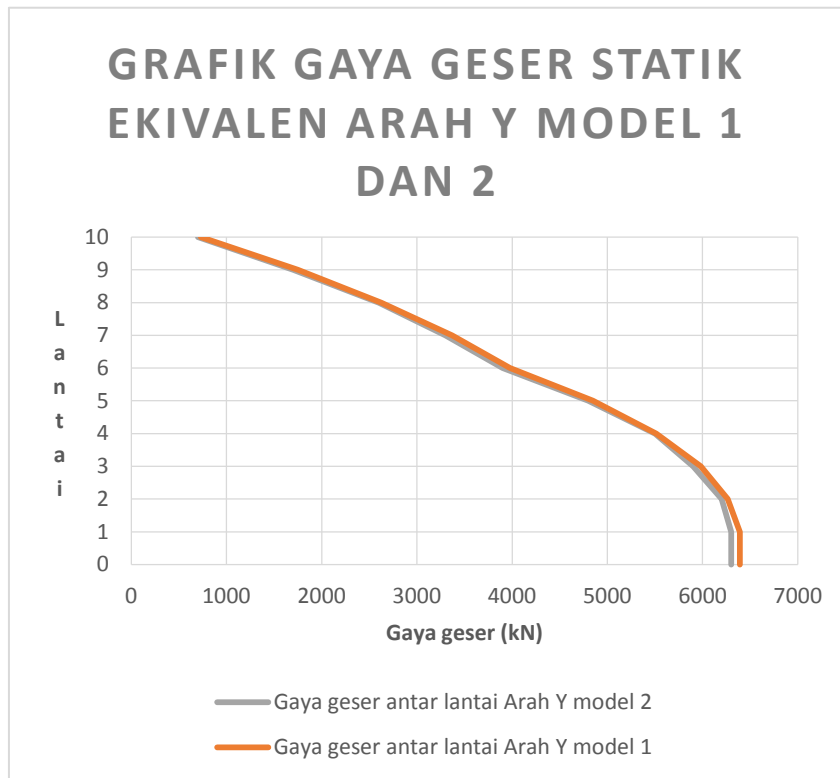
Tabel 4.12: Nilai gaya geser statik ekuivalen arah Y pada model 2 (bresing di tengah) k=1,282.

LANTAI	wi	hi	wi.hi ^k	Fi	V1Vx	Cvx
10	298577	35,5	29003373,6	72547,5	72547,5	0,11348
9	475587	32	40441959,7	101159	173707	0,15823
8	477422	28,5	34995632,5	87536,2	261243	0,13692
7	477759	25	29605169,4	74052,8	335296	0,11583
6	478178	21,5	24421701,3	61087,1	396383	0,09555
5	856109	18	34816770,5	87088,8	483472	0,13622
4	868424	14,5	26767361,6	66954,4	550426	0,10473
3	868424	11	18784394,9	46986,3	597412	0,0735
2	868424	7,5	11496359,3	28756,4	626169	0,04498
1	888069	4	5251550,73	13135,9	639305	0,02055
0	0	0	0	0	639305	0
JUMLAH	6556973		255584274	639305		1,000

Adapun gambar grafik perbandingan gaya geser statik ekuivalen arah X dan Y dapat ditunjukkan seperti gambar 4.2 dan 4.3:



Gambar 4.2: Gaya geser statik ekivalen pada arah X model 1 dan model 2.



Gambar 4.3: Gaya geser statik ekivalen pada arah Y model 1 dan model 2.

Pada gambar di atas, grafik gaya geser antar lantai yang terjadi terlihat sedikit perbedaan pada lantai dasar. Karena massa pada kedua struktur hampir sama, sehingga gaya antar lantai yang terjadi tidak terlalu berbeda.

4.2.4. Kekakuan Tingkat

Nilai kekakuan didapat dari hasil gaya geser yang diinput pada *software* ETABS. Terdapat nilai kekakuan, rasio kekakuan antar lantai dan 3 lantai di atasnya yang paling maksimum untuk kedua variasi struktur. Nilai tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.13-4.18.

Tabel 4.13: distribusi nilai kekakuan pada model 1 (bresing eksentris di tepi).

Story	Load Case	Stiffness X	Load Case	Stiffness Y
		kN/m		kN/m
Story10	beban gempa X	89832,013	beban gempa Y	78659,765
Story9	beban gempa X	180124,993	beban gempa Y	162147,469
Story8	beban gempa X	232134,22	beban gempa Y	210428,965
Story7	beban gempa X	278328,76	beban gempa Y	256792,984
Story6	beban gempa X	321775,998	beban gempa Y	297241,904
Story5	beban gempa X	408315,818	beban gempa Y	376311,87
Story4	beban gempa X	438865,943	beban gempa Y	402442,377
Story3	beban gempa X	476025,394	beban gempa Y	438196,323
Story2	beban gempa X	529365,09	beban gempa Y	478249,228
Story1	beban gempa X	711981,468	beban gempa Y	542644,606

Tabel 4.14: Distribusi kekakuan arah X pada model 1 (bresing eksentris di tepi).

Tingkat	Tinggi Tingkat	Kekakuan Total X	Ki/Ki*100	Rata-Rata Kekakuan	Ki/Kr
	(cm)	Arah X		3 Tingkat (Kr)	%
Story10	35,5	89832,013			
Story9	32	180124,993	200,5131433	167363,742	
Story8	28,5	232134,22	128,8739648	230195,991	138,70042
Story7	25	278328,76	119,8999269	277412,9927	120,90947
Story6	21,5	321775,998	115,6100426	336140,192	115,99168
Story5	18	408315,818	126,8944298	389652,5863	121,47188
Story4	14,5	438865,943	107,4819842	441069,0517	112,63006
Story3	11	476025,394	108,467153	481418,809	107,92537
Story2	7,5	529365,09	111,2052207	572457,3173	109,95937
Story1	4	711981,468	134,4972461		124,37285

Tabel 4.15: Distribusi kekakuan arah Y pada model 1(bresing eksentris di tepi).

Tingkat	Tinggi Tingkat	Kekakuan Total Y	Ki/Ki*100	Rata-Rata Kekakuan	Ki/Kr
	(cm)	Arah Y		3 Tingkat (Kr)	%
Story10	35,5	78659,765			
Story9	32	162147,469	206,1377491	150412,0663	
Story8	28,5	210428,965	129,7762872	209789,806	139,90165
Story7	25	256792,984	122,0330975	254821,2843	122,40489
Story6	21,5	297241,904	115,7515674	310115,586	116,6472
Story5	18	376311,87	126,6012177	358665,3837	121,34568
Story4	14,5	402442,377	106,9438434	405650,19	112,20553
Story3	11	438196,323	108,8842398	439629,3093	108,0232
Story2	7,5	478249,228	109,1404019	486363,3857	108,78466
Story1	4	542644,606	113,4648159		111,57185

Tabel 4.16: Distribusi nilai kekakuan pada model 2 (bresing eksentris di tengah).

Story	Load Case	Stiffness X	Load Case	Stiffness Y
		kN/m		kN/m
Story10	beban gempa X	101328,621	beban gempa Y	90595,103
Story9	beban gempa X	200483,304	beban gempa Y	177215,286
Story8	beban gempa X	254490,339	beban gempa Y	219729,87
Story7	beban gempa X	297909,041	beban gempa Y	258541,293
Story6	beban gempa X	340548,208	beban gempa Y	291867,514
Story5	beban gempa X	469383,169	beban gempa Y	426104,17
Story4	beban gempa X	517977,396	beban gempa Y	462326,878
Story3	beban gempa X	570324,818	beban gempa Y	506889,171
Story2	beban gempa X	635599,899	beban gempa Y	550479,528
Story1	beban gempa X	839785,883	beban gempa Y	607893,939

Tabel 4.17: Distribusi kekakuan arah X pada model 2 (bresing eksentris di tengah).

Tingkat	Tinggi Tingkat	Kekakuan Total X	Ki/Ki*100	Rata-Rata Kekakuan	Ki/Kr
	(cm)	Arah X		3 Tingkat (Kr)	%
Story10	35,5	101328,621			
Story9	32	200483,304	197,8545667	185434,088	
Story8	28,5	254490,339	126,9384203	250960,8947	137,24032
Story7	25	297909,041	117,0610414	297649,196	118,70736
Story6	21,5	340548,208	114,312814	369280,1393	114,41261
Story5	18	469383,169	137,8316367	442636,2577	127,10761
Story4	14,5	517977,396	110,3527843	519228,461	117,021

Tabel 4.17: Lanjutan.

Tingkat	Tinggi Tingkat	Kekakuan Total X	Ki/Ki*100	Rata-Rata Kekakuan	Ki/Kr
Story3	11	570324,818	110,1061209	574634,0377	109,84082
Story2	7,5	635599,899	111,4452465	681903,5333	110,60951
Story1	4	839785,883	132,1249239		123,15318

Tabel 4.18: Distribusi kekakuan arah Y pada model 2 (bresing eksentris di tengah).

Tingkat	Tinggi Tingkat	Kekakuan Total X	Ki/Ki*100	Rata-Rata Kekakuan	Ki/Kr
	(cm)	Arah X		3 Tingkat (Kr)	%
Story10	35,5	90595,103			
Story9	32	177215,286	195,6124339	162513,4197	
Story8	28,5	219729,87	123,9903594	218495,483	135,20722
Story7	25	258541,293	117,663244	256712,8923	118,32798
Story6	21,5	291867,514	112,8900961	325504,3257	113,69414
Story5	18	426104,17	145,9923251	393432,854	130,90584
Story4	14,5	462326,878	108,5009044	465106,7397	117,511
Story3	11	506889,171	109,6386983	506565,1923	108,98341
Story2	7,5	550479,528	108,5995834	555087,546	108,66904
Story1	4	607893,939	110,4298903		109,51316

Sesuai dengan tabel 11 pada SNI 1726:2012 ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Dan juga ketidakberaturan kekakuan tingkat berlebihan ada jika tingkat lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya. Dari semua tabel distribusi kekakuan di atas, semua kekakuan lateral tingkat cukup memenuhi. Sedangkan nilai distribusi kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya juga memenuhi syarat untuk kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan.

4.2.5. Simpangan antar lantai

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimate. Nilai simpangan dan pengecekan story drift terdapat pada Tabel 4.19 – Tabel 4.22.

Tabel 4.19: Simpangan antar lantai arah X untuk model 1 (bresing eksentrik di tepi).

Story	elevasi (hsx)	Load Case/Combo	UX	δ_{xe}	δ_x	syarat (mm)	cek
	mm		mm	mm	mm	0,02*hsx	OK/NO
10	3500	Gempa-X Max	46,063	2,89	20,36	70	OK
9	3500	Gempa-X Max	43,169	3,54	24,93	70	OK
8	3500	Gempa-X Max	39,626	4,16	29,27	70	OK
7	3500	Gempa-X Max	35,466	4,48	31,54	70	OK
6	3500	Gempa-X Max	30,983	4,67	32,83	70	OK
5	3500	Gempa-X Max	26,317	4,95	34,86	70	OK
4	3500	Gempa-X Max	21,363	5,57	39,16	70	OK
3	3500	Gempa-X Max	15,797	5,81	40,85	70	OK
2	3500	Gempa-X Max	9,991	5,64	39,70	70	OK
1	4000	Gempa-X Max	4,349	4	30,60	80	OK

Tabel 4.20: Simpangan antar lantai arah Y untuk model 1 (bresing eksentrik di tepi).

Story	elevasi (hsx)	Load Case/Combo	UY	δ_{ye}	δ_y	syarat (mm)	cek
	mm		mm	mm	mm	0,02*hsx	OK/NO
10	3500	Gempa-Y Max	51,751	3,29	22,67	70	OK
9	3500	Gempa-Y Max	48,46	3,92	27,02	70	OK
8	3500	Gempa-Y Max	44,538	4,58	31,56	70	OK
7	3500	Gempa-Y Max	39,957	4,85	33,41	70	OK
6	3500	Gempa-Y Max	35,107	5,04	34,69	70	OK
5	3500	Gempa-Y Max	30,072	5,40	37,23	70	OK
4	3500	Gempa-Y Max	24,668	6,12	42,15	70	OK
3	3500	Gempa-Y Max	18,55	6,38	43,95	70	OK
2	3500	Gempa-Y Max	12,17	6,34	43,69	70	OK
1	4000	Gempa-Y Max	5,828	6	40,15	80	OK

Tabel 4.21: Simpangan antar lantai arah X untuk model 2 (bresing eksentrik di tengah).

Story	elevasi	Load Case/Combo	UX	δ_{xe}	δ_x	syarat (mm)	cek
	(mm)		mm	mm	mm	0,02*hsx	OK/NO
10	3500	Gempa-X Max	40,621	2,65	18,85	70	OK
9	3500	Gempa-X Max	37,969	3,31	23,49	70	OK
8	3500	Gempa-X Max	34,664	3,94	27,97	70	OK
7	3500	Gempa-X Max	30,728	4,32	30,70	70	OK

Tabel 4.21: *Lanjutan.*

Story	elevasi	Load Case/Combo	UX	δ_{xe}	δ_x	syarat (mm)	cek
	(mm)						
6	3500	Gempa-X Max	26,408	4,49	31,87	70	OK
5	3500	Gempa-X Max	21,923	4,25	30,18	70	OK
4	3500	Gempa-X Max	17,677	4,63	32,90	70	OK
3	3500	Gempa-X Max	13,048	4,77	33,90	70	OK
2	3500	Gempa-X Max	8,278	4,64	32,95	70	OK
1	4000	Gempa-X Max	3,642	4	25,88	80	OK

Tabel 4.22: Simpangan antar lantai arah Y untuk model 2 (bresing eksentrik di tengah).

Story	elevasi	Load Case/Combo	UX	δ_{xe}	δ_x	syarat (mm)	cek
	(mm)						
10	3500	Gempa-X Max	47,373	2,95	20,54	70	OK
9	3500	Gempa-X Max	44,427	3,72	25,96	70	OK
8	3500	Gempa-X Max	40,704	4,55	31,73	70	OK
7	3500	Gempa-X Max	36,153	4,98	34,74	70	OK
6	3500	Gempa-X Max	31,17	5,24	36,53	70	OK
5	3500	Gempa-X Max	25,931	4,70	32,75	70	OK
4	3500	Gempa-X Max	21,234	5,23	36,44	70	OK
3	3500	Gempa-X Max	16,008	5,43	37,84	70	OK
2	3500	Gempa-X Max	10,581	5,44	37,91	70	OK
1	4000	Gempa-X Max	5,143	5	35,86	80	OK

Batasan syarat dari simpangan struktur menurut SNI 1726:2012 adalah $0,02*hsx$, yaitu 80 mm untuk lantai 1 dan 70 mm untuk lantai 2-10. Dari keterangan tersebut syarat batas dari simpangan struktur setiap model aman. Berikut merupakan grafik perbandingan dari simpangan antar lantai arah X dan Y ditunjukkan dengan Gambar 4.4 dan 4.5.



Gambar 4.4: Perbandingan simpangan antar lantai pada arah X.



Gambar 4.5: Perbandingan simpangan antar lantai pada arah Y.

4.2.6. Pengaruh P-delta

Analisis pengaruh P-delta ditentukan dengan mencari beban vertikal kumulatif di tiap lantai untuk semua variasi struktur gedung. Beban vertikal didapat dari hasil simpangan, gaya geser antar lantai, dan faktor pembesaran defleksi (Cd). Pembebanan vertikal dan pengaruh P-delta dapat dilihat pada Tabel 4.23 - 4.24.

Tabel 4.23: pembebanan vertikal tiap lantai arah X dan Y untuk model 1 (bresing eksentris di tepi).

Story	Hsx (m)	Px	Arah-X				Arah-Y			
			Δ	Vx	θ	θ_{max}	Δ	Vx	θ	θ_{max}
1	4	888103	30,44	639124,9	0,003	0,125	39,86	639124,9	0,003	0,125
2	3,5	869096	39,49	627040,3	0,004		43,38	626356,4	0,004	
3	3,5	869096	40,64	599712,2	0,004		43,64	598074,4	0,005	
4	3,5	869096	38,96	554187,5	0,004		41,85	551552,6	0,005	
5	3,5	856657	34,68	488404,5	0,004		36,96	484938,7	0,005	
6	3,5	477171	32,66	401911,6	0,003		34,44	397975,9	0,003	
7	3,5	476751	31,38	340863,6	0,003		33,17	336955,2	0,003	
8	3,5	476415	29,12	266292,6	0,004		31,33	262787,6	0,004	
9	3,5	474579	24,80	177558,8	0,005		26,83	174914,5	0,005	
10	3,5	298164	20,26	74414,63	0,006		22,51	73160,6	0,007	

Tabel 4.24: pembebanan vertikal tiap lantai arah X dan Y untuk model 2 (bresing eksentris di tengah).

Story	Hsx (m)	Px	Arah-X				Arah-Y			
			Δ	Vy	θ	θ_{max}	Δ	Vy	θ	θ_{max}
1	4	888069	25,79	639304,8	0,002	0,125	35,80	639304,8	0,003	0,125
2	3,5	888069	32,82	626630,4	0,003		37,85	626168,9	0,004	
3	3,5	868424	33,77	598506,7	0,004		37,77	597412,5	0,004	
4	3,5	868424	32,77	552174,4	0,004		36,37	550426,2	0,004	
5	3,5	868424	30,06	485758,4	0,004		32,69	483471,8	0,004	
6	3,5	856109	31,75	398967,6	0,005		36,46	396383	0,006	
7	3,5	478178	30,59	337856,4	0,003		34,68	335295,8	0,004	
8	3,5	477759	27,87	263533,8	0,004		31,67	261243	0,004	
9	3,5	477422	23,40	175430,9	0,005		25,91	173706,8	0,005	
10	3,5	475587	18,78	73362,77	0,009		20,50	72547,49	0,010	

karena $\theta_{max} <$ dari 0,25 maka stabilitas struktur terpenuhi pada pembebanan vertikal model 1 (bresing eksentris di tepi) dan model 2 (bresing eksentris di tengah).

4.2.7. Analisis Spektrum Respon Ragam

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.3.4, faktor reduksi harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik dalam masing-masing kedua arah orthogonal. SNI 1726:2012 pasal 7.3.4.2 menyebutkan bahwa untuk kategori desain seismik D, E, atau F nilai ρ dapat diambil =1 bila masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar pada arah yang ditinjau memenuhi persyaratan, selain dari persyaratan tersebut nilai ρ harus diambil = 1,3. Nilai analisis spektrum respon ragam dapat dilihat pada Tabel 4.25 - 4.28.

Tabel 4.25: Pengecekan gaya geser antar lantai dengan 35% gaya geser dasar arah X untuk model 1(bresing eksentris di tepi) reduksi=1.

No	Lantai Ke-	Sumbu X			Cek 35% V Base Shear < Story Shear (V_x)
		Story Shear (V_x) (kg)	Base Shear (V_x) (kg)	35% V Base Shear $p=1$ (kg)	
1	10	298164,40	309628,91	108370,1185	OK
2	9	474579,44	309628,91	108370,1185	OK
3	8	476414,74	309628,91	108370,1185	OK
4	7	476750,94	309628,91	108370,1185	OK
5	6	477170,64	309628,91	108370,1185	OK
6	5	856656,94	309628,91	108370,1185	OK
7	4	869095,64	309628,91	108370,1185	OK
8	3	869095,64	309628,91	108370,1185	OK
9	2	869095,64	309628,91	108370,1185	OK
10	1	888103,19	309628,91	108370,1185	OK

Tabel 4.26: Pengecekan gaya geser antar lantai dengan 35% gaya geser dasar arah Y untuk model 1(bresing eksentris di tepi) redudansi=1.

No	Lantai Ke-	Sumbu Y			Cek 35% V Base Shear <Story Shear (V_x)
		Story Shear (V_y) (kg)	Base Shear (V_y) (kg)	35% V Base Shear p=1 (kg)	
1	10	298164,40	316255,94	110689,579	OK
2	9	474579,44	316255,94	110689,579	OK
3	8	476414,74	316255,94	110689,579	OK
4	7	476750,94	316255,94	110689,579	OK
5	6	477170,64	316255,94	110689,579	OK
6	5	856656,94	316255,94	110689,579	OK
7	4	869095,64	316255,94	110689,579	OK
8	3	869095,64	316255,94	110689,579	OK
9	2	869095,64	316255,94	110689,579	OK
10	1	888103,19	316255,94	110689,579	OK

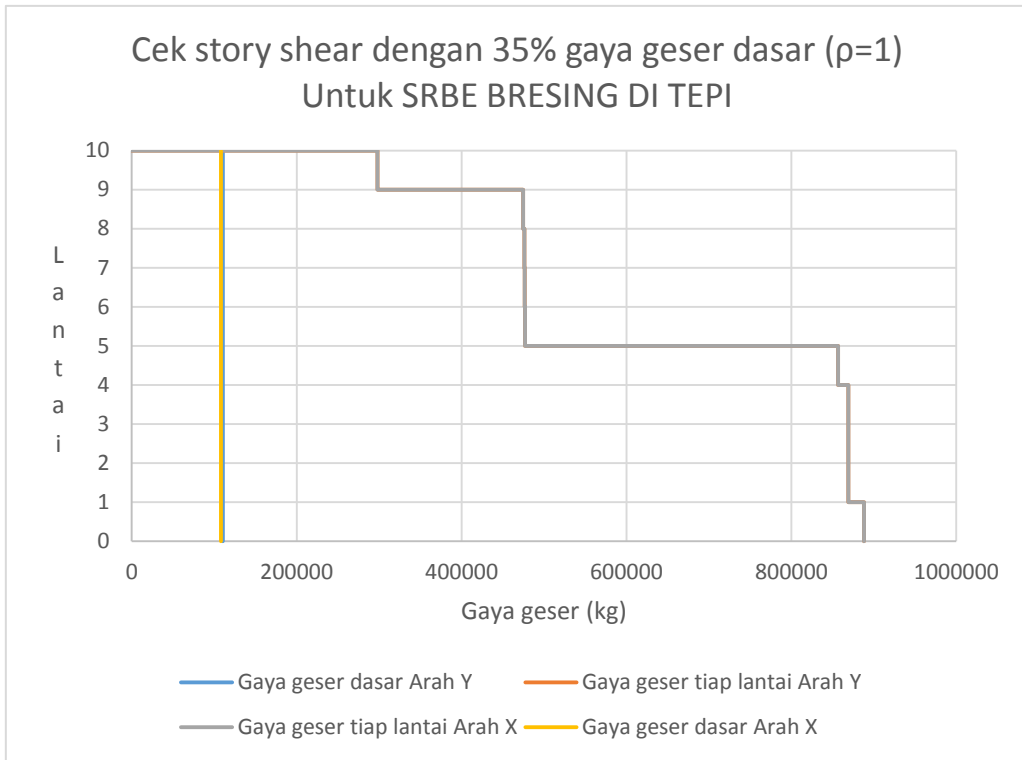
Tabel 4.27: Pengecekan gaya geser antar lantai dengan 35% gaya geser dasar arah X untuk model 2 (bresing eksentris di tengah) redudansi=1.

No	Lantai Ke-	Sumbu X			Cek 35% V Base Shear <Story Shear (V_x)
		Story Shear (V_x) (kg)	Base Shear (V_x) (kg)	35% V Base Shear p=1 (kg)	
1	10	298576,60	305855,19	107049,3165	OK
2	9	475586,94	305855,19	107049,3165	OK
3	8	477422,34	305855,19	107049,3165	OK
4	7	477758,54	305855,19	107049,3165	OK
5	6	478178,24	305855,19	107049,3165	OK
6	5	856109,14	305855,19	107049,3165	OK
7	4	868423,94	305855,19	107049,3165	OK
8	3	868423,94	305855,19	107049,3165	OK
9	2	868423,94	305855,19	107049,3165	OK
10	1	888068,89	305855,19	107049,3165	OK

Tabel 4.28: Pengecekan gaya geser antar lantai dengan 35% gaya geser dasar arah Y untuk model 2 (bresing eksentris di tengah) redudansi=1.

No	Lantai Ke-	Sumbu Y			Cek 35% V Base Shear <Story Shear (V_x)
		Story Shear (V_y) (kg)	Base Shear (V_y) (kg)	35% V Base Shear $p=1$ (kg)	
1	10	298576,60	312654,47	109429,0645	OK
2	9	475586,94	312654,47	109429,0645	OK
3	8	477422,34	312654,47	109429,0645	OK
4	7	477758,54	312654,47	109429,0645	OK
5	6	478178,24	312654,47	109429,0645	OK
6	5	856109,14	312654,47	109429,0645	OK
7	4	868423,94	312654,47	109429,0645	OK
8	3	868423,94	312654,47	109429,0645	OK
9	2	868423,94	312654,47	109429,0645	OK
10	1	888068,89	312654,47	109429,0645	OK

Dari tabel diatas diketahui bahwa faktor redudansi $p= 1$ telah memenuhi pengecekan gaya geser antar lantai dengan 35% gaya geser dasar, dan tidak diperlukan memakai faktor redudansi $p= 1,3$. Berikut grafik gaya geser dasar $p= 1$ untuk bresing eksentris di tepi dan bresing eksentris di tengah ditunjukkan dengan Gambar 4.6 dan Gambar 4.7.



Gambar 4.6: Grafik *story shear* dengan 35% gaya geser dasar $\rho=1$ pada model 1.



Gambar 4.8: Grafik *story shear* dengan 35% gaya geser dasar $\rho=1$ pada model 2.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis data dan pembahasan dari tugas akhir ini maka diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Kinerja dan perilaku sistem rangka bresing eksentris sangat berpengaruh pada kinerja struktur dalam mendisipasi energi gempa. Struktur dengan dimensi yang sama, akan berbeda sifat hanya dengan perbedaan penempatan bresing eksentris pada struktur setback vertikal. Sehingga menghasilkan struktur yang lebih efisien dan ekonomis di bandingkan sistem rangka pemikul momen. Bresing dengan tata letak di tengah memiliki simpangan dan kekakuan yang lebih mendominasi, hal tersebut dikarenakan struktur bresing eksentris di tengah lebih mendekati pusat massa dan pusat kekakuan dari struktur setback vertikal tersebut.
2. Dimensi balok link dari setiap penempatan tata letaknya adalah balok IWF 180.100.6.10 dengan panjang 500 mm dengan fungsi sebagai link dominan geser.
3. *Drift story* yang terjadi pada struktur:
 - struktur model 1 (bresing eksentris di tepi) maksimum pada arah X = 40,85 mm, pada arah Y = 43,95 mm.
 - Struktur model 2 (bresing eksentris di tengah) maksimum pada arah X = 33,90 mm, pada arah Y = 37,91 mm.
4. Nilai *base shear* pada struktur model 1 pada arah X = 308826,26 kg arah Y = 315416,98 kg.
5. Nilai *base shear* pada struktur model 2 pada arah X = 305855,19 kg, arah Y = 311761,77 kg.
6. Presentase distribusi kekakuan dan kekuatan bresing dan link pada arah X model 1= 61,36%, model 2= 58,75%.

7. Presentase distribusi kekakuan dan kekuatan bresing dan link pada arah Y model 1= 56,38%, model 2= 72,62%.

5.2. Saran

Dalam penulisan tugas akhir ini, penulis ingin memberikan beberapa saran sebagai berikut:

1. Analisa beban struktur gempa yang hanya menggunakan analisis respon spektrum hingga batas elastis. Penulis menyarankan agar peninjauan dilakukan dengan analisis *push over* dan *time history* sehingga kinerja dari bresing dan link pada struktur setback vertikal ini mencapai batas leleh maksimum.
2. Penulis tidak secara lengkap menjelaskan semua analisa struktur yang tahan gempa sesuai SNI 1726:2012, diharapkan nantinya kepada peneliti selanjutnya agar menjelaskan analisis dan detail bangunan secara jelas sesuai persyaratan yang ditentukan.
3. Dalam mendesain bangunan tahan gempa, sebaiknya struktur yang didesain meninjau 3 jenis tanah, yaitu tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak. Di sini penulis hanya meninjau satu jenis tanah, yaitu tanah lunak.
4. Penulis tidak mendesain baja secara detail pada *software* ETABS sesuai dengan SNI 1729:2015. Untuk kedepannya diharapkan peneliti selanjutnya dapat melakukan hal tersebut.
5. Pemilihan sistem struktur yang sesuai akan memberikan hasil kinerja yang lebih baik dan efisien.

DAFTAR PUSTAKA

- Aziz, A. (2012) *Studi Perilaku Sistem Rangka Baja K-Split EBF (Eccentrically Braced Frame) Terhadap Beban Gempa dengan Analisis Pushover*. Laporan tugas akhir. Program Studi Teknik Sipil. Jakarta. Universitas Indonesia.
- Afrida, R. (2015) *Perencanaan Struktur Baja Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Struktur Baja Bresing Konsentrik Khusus tipe-X*. Laporan tugas akhir. Program Studi Teknik Sipil. Medan. UMSU.
- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*, Jakarta, Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Indonesia (2015) *Spesifikasi Untuk Bangunan Baja Struktural SNI 1729:2015*, Jakarta, Departemen Pekerjaan Umum.
- Wijaya, C. (2015) *Evaluasi Kinerja Struktur Bangunan Baja dengan Menggunakan Pengaku Eksentris (EBF)*. Laporan tugas akhir. Departemen Teknik Sipil. Medan. USU.
- Departemen Pekerjaan Umum. (1987). *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta, Yayasan Badan Penerbit Pekerjaan Umum.
- Muljati, I dan Lumantarna, B. (2010) *Evaluasi Kinerja Bangunan Tidak Beraturan 6 dan 10 Lantai Dengan Vertikal Setback 50% di Wilayah 6 Peta Gempa Indonesia Yang Direncanakan secara Pseudo Elastis Dan Kapasitas Sesuai SNI 03-2847-2002*. Laporan Penelitian Fundamental. Jurusan Teknik Sipil dan Perencanaan. Surabaya. Universitas Kristen Petra.
- Parman (2013) *Kajian Perilaku Struktur Rangka Berpengaku Eksentrik Tipe-D Dengan Inovasi Pengaku Badan Pada Elemen Link*. Tesis. Fakultas Teknik Sipil. Medan. USU.
- Standar Nasional Indonesia (2011) *Baja Profil H beam SNI 2610-2011*. Jakarta, Departemen Pekerjaan Umum.
- Standar Nasional Indonesia (2005) *Baja Profil I Beam Proses Canai Panas SNI 0329-2005*. Jakarta, Departemen Pekerjaan Umum.
- Standar Nasional Indonesia (2013) *Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung Dan Struktur Lain SNI 1727:2013*. Jakarta, Departemen Pekerjaan Umum.
- Suherman (2015) *Perbandingan Simpangan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Rangka Baja Bresing Eksentris di Zona Gempa Tinggi*. Laporan tugas akhir. Program Studi Teknik Sipil. Medan. UMSU.

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

Yudhistira W.P. (2008) *Perencanaan Struktur Rangka Berpengaku Eksentrik Menggunakan Link Geser dan Link Lentur*. Laporan Tugas Akhir. Fakultas Teknik Sipil Dan Lingkungan. Bandung. Institut Teknologi Bandung.

LAMPIRAN

A.1. Perhitungan Tebal Pelat Lantai

Perhitungan tebal pelat lantai untuk semua model sebagai berikut:

$$h_{(\text{maks})} \leq \frac{\ln(0,8 + \frac{fy}{1500})}{36} \qquad h_{(\text{maks})} \leq \frac{\ln(0,8 + \frac{fy}{1500})}{36 + 9\beta}$$

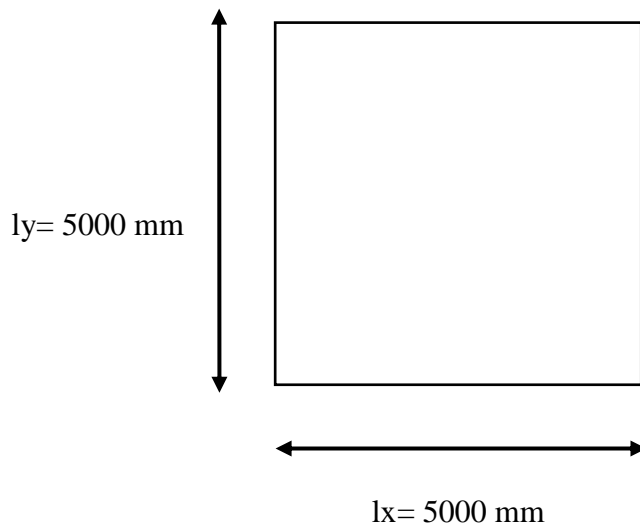
dimana:

h = tebal pelat

ln = bentang terpanjang

fy = mutu baja tulangan

β = l_y/l_x



Gambar L.1: Dimensi pelat lantai.

$$L_x = 5000 \text{ mm}$$

$$L_y = 5000 \text{ mm}$$

$$h_{(\text{maks})} \leq \frac{5000(0,8 + \frac{250}{1500})}{36} = 161,11 \text{ mm.}$$

$$h_{(\text{maks})} \leq \frac{5000(0,8 + \frac{250}{1500})}{36 + 9.1} = 128,889 \text{ mm.}$$

Dipakai tebal pelat 130 mm = 0,13m (untuk semua tipe pelat lantai dan atap)

A.2 Rekapitulasi Tabel Untuk Beban-beban

Tabel L.1: Reaksi beban pada struktur model 1 (bresing di tepi).

Lantai	Beban Sendiri (kg)	Beban tambahan (kg)	Reaksi tangga (kg)	Beban hidup (kg)	Beban lift (kg)	Beban dinding (kg)	Total beban (Wt) (kg)
1	607979,7	94500	23093,54	161090	0	1440	888103,2
2	598802,7	94500	23093,54	151439,4	0	1260	869095,6
3	598802,7	94500	23093,54	151439,4	0	1260	869095,6
4	598802,7	94500	23093,54	151439,4	0	1260	869095,6
5	586364	94500	23093,54	151439,4	0	1260	856656,9
6	263296,3	94500	23093,54	95020,8	0	1260	477170,6
7	262876,6	94500	23093,54	95020,8	0	1260	476750,9
8	262540,4	94500	23093,54	95020,8	0	1260	476414,7
9	260705,1	94500	23093,54	95020,8	0	1260	474579,4
10	155874,4	77400	0	63630	0	1260	298164,4
total							6555127,2

Tabel L.2: Reaksi beban pada struktur model 2 (bresing di tengah).

Lantai	Beban Sendiri (kg)	Beban tambahan (kg)	Reaksi tangga (kg)	Beban hidup (kg)	Beban lift (kg)	Beban dinding (kg)	Total beban (Wt) (kg)
1	607945,4	94500	23093,54	161090	0	1440	888068,9
2	598131,0	94500	23093,54	151439,4	0	1260	868423,9
3	598131,0	94500	23093,54	151439,4	0	1260	868423,9
4	598131,0	94500	23093,54	151439,4	0	1260	868423,9
5	585816,2	94500	23093,54	151439,4	0	1260	856109,1
6	264303,9	94500	23093,54	95020,8	0	1260	478178,2
7	263884,2	94500	23093,54	95020,8	0	1260	477758,5
8	263548,0	94500	23093,54	95020,8	0	1260	477422,3
9	261712,6	94500	23093,54	95020,8	0	1260	475586,9
10	156286,6	77400	0	63630	0	1260	298576,6
total							6556972,5

A.3. Perhitungan Komponen penampang SRBE

Pada lampiran ini penulis mencoba menguraikan perhitungan penampang yang ada pada setiap bagian strukturnya. Kedua struktur yang dimodelkan memiliki penampang yang sama, hanya penempatan bresing pada kedua model yang berbeda. Perhitungan penampang yang disajikan di bawah ini adalah dimensi kolom, balok, dan link.

A.3.1. Komponen Kolom SRBE

Untuk perhitungan dimensi kolom penulis, hanya meninjau pada lantai 1. Dimensi profil H 400x400x14x21 diman data-data yang diperoleh dari profil baja adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_g &= 21870 \text{ mm}^2, & I_x &= 66600 \text{ cm}^4, & I_y &= 22400 \text{ cm}^4, \\ r_y &= 101 \text{ mm}, & Z_x &= 3330 \text{ cm}^3, & Z_y &= 1120 \text{ cm}^3, \\ t_w &= 14 \text{ mm}, & t_f &= 21 \text{ mm}, & r_x &= 175 \text{ mm}, \\ E &= 200000 \text{ MPa}, & f_y &= 250 \text{ Mpa}, & f_u &= 410 \text{ Mpa}, \\ L_b &= 5000 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Cek syarat bahan:
Cek $f_y < 350 \text{ MPa}$
 $250 \text{ MPa} < 350 \text{ MPa}$ OK
- Cek $f_y/f_u < 0,85$
 $250/410 \text{ MPa} = 0,61 < 0,85$ OK

Diambil gaya ultimit yang bekerja pada kolom lantai 1 didapat dari bantuan perhitungan ETABS, maka gaya dalam yang bekerja pada profil H 400x400x14x21 adalah sebagai berikut:

$$M_u = 843 \text{ kNm}, \quad V_u = 198,626 \text{ kN},$$

Cek terhadap kelangsingan kolom:

- Untuk pelat sayap
 - $\lambda_f = \frac{h_f}{2t_f}$
 - $\lambda_f = \frac{400}{2 \cdot 21}$
 - $\lambda_f = 9,52 \text{ mm}$

$$\circ \lambda_{ps} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ps} = 0,3 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$\lambda_{ps} = 8,485 \text{ mm}$$

- Untuk pelat badan

$$\circ \lambda_f = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_f = \frac{400}{14}$$

$$\lambda_f = 28,57 \text{ mm}$$

$$\circ \lambda_{ps} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_{ps} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$\lambda_{ps} = 100,349 \text{ mm} \quad \lambda_f < \lambda_{ps} \quad \text{OK!!!}$$

Dengan syarat si atas maka pelat sayap dan pelat badan pada profil 400x400x14x21 memenuhi syarat kelangsingan tekuk lokal.

- Kapasitas M_p

$$M_p = Z_x * F_y$$

$$M_p = \{(b * t_f) * (d - t_f) + t_w (1/2 d - t_f)^2\} * 250$$

$$M_p = 608133 * 250$$

$$M_p = 1520,3325 \text{ kNm}$$

$$\circ \phi M_p = 0,9 * 1520,3325 = 1368,2992$$

$$\circ \phi M_p \geq M_u$$

$$\circ 1368,2992 \geq 843 \text{ kN} \quad \text{OK!!!}$$

- Geser

$$\circ \lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\circ \lambda = \frac{400}{14}$$

$$\circ \lambda = 28,57$$

Jarak pengaku $a = 5000 \text{ mm}$

- $K_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$
- $K_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{5000}{400}\right)^2} = 5,032$

- $1,10 \sqrt{K_n * \frac{E}{F_y}} = 1,10 \sqrt{5,032 * \frac{200000}{250}} = 69,79$

- Cek $\left(\frac{h}{t_w} = 28,57\right) < 69,79$ OK!!

- $V_n = 0,6 \times f_y \times A_w$

- $V_n = 0,6 \times 250 \times 5,6 = 840$ kN

- $\emptyset V_n \geq V_u$

- 840 kN $\geq 198,626$ kN OK!!!

- Cek lentur geser
 - $\frac{M_u}{\emptyset M_n} + 0,625 * \frac{V_u}{\emptyset V_n} < 1,375$

 - $\frac{843}{1368,2992} + 0,625 * \frac{198,626}{840}$

 - $0,293 < 1,375$ OK!!!

A.3.2. Komponen Balok SRBE

Digunakan dimensi balok IWF 300.150.8.13 sebagai balok induk untuk semua model, balok yang diperiksa pada Sub Bab ini adalah balok pada lantai 1, karena gaya ultimate pada gedung terjadi pada lantai 1, sedangkan balok pada lantai 2,3 dan seterusnya tidak ditampilkan, dikarenakan langkah perhitungan yang sama.

Dimensi profil IWF 300.150.8.13 adalah sebagai berikut :

$$A_g = 4080 \text{ mm}^2, \quad I_x = 9480000000 \text{ mm}^4, \quad I_y = 58800000 \text{ mm}^4,$$

$$\begin{aligned}
R_y &= 47,7 \text{ mm}, & Z_x &= 632000 \text{ mm}^3, & Z_y &= 784000 \text{ mm}^3, \\
t_w &= 8 \text{ mm}, & t_f &= 13 \text{ mm}, & r &= 12 \text{ mm}, \\
E &= 200000 \text{ MPa}, & f_y &= 250 \text{ MPa}, & f_u &= 410 \text{ MPa}, \\
L_b &= 5000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

➤ Cek Syarat Bahan:

- Cek $f_y < 350 \text{ MPa}$
 $250 < 350 \text{ MPa}$ OK!!!

- Cek $f_y/f_u < 0.85$ OK!!!
 $\frac{250}{410} = \text{MPa} = 0.61 < 0.85$

Diambil Gaya ultimit yang bekerja pada balok lantai 1 didapat dari bantuan perhitungan SAP maka gaya dalam yang bekerja pada profil I 350 x 150 x 8 x 13 adalah ssebagai berikut:

$$M_u = 153,66 \text{ kNm}, V_u = 81,8 \text{ kN}$$

Cek terhadap kelangsingan penampang balok:

➤ Untuk pelat sayap

- $\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$
 $\lambda_f = \frac{150}{2 \cdot 13}$
 $\lambda_f = 5,769 \text{ mm}$
- $\lambda_{ps} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
 $\lambda_{ps} = 0,3 \sqrt{\frac{200000}{250}}$
 $\lambda_{ps} = 8,485 \text{ mm}$ $\lambda_f < \lambda_{ps}$ OK!!!

➤ Untuk pelat badan

- $\lambda_f = \frac{h}{t_w}$
 $\lambda_f = \frac{350}{8}$
 $\lambda_f = 43,75 \text{ mm}$
- $\lambda_{ps} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
 $\lambda_{ps} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$
 $\lambda_{ps} = 100,349 \text{ mm}$ $\lambda_f < \lambda_{ps}$ OK!!!

Dengan syarat diatas maka pelat sayap dan pelat badan pada profil I 350 x 150 x 8 x 13 memenuhi syarat kelangsingan tekuk lokal.

➤ Kapasitas Mp

- $Mn = Mp = Zx \cdot fy$
- $Mn = fy \cdot \sum (Ai \cdot yi)$
- $Mn = fy \cdot \left((b \cdot tf) \cdot (d - tf) + tw \left(\frac{1}{2}d - tf \right)^2 \right)$
- $Mn = fy \cdot \frac{((150 \cdot 13) \cdot (298 - 13) + 8 \left(\frac{1}{2} \cdot 298 - 13 \right)^2)}{1000000}$
- $Mn = 175,929 \text{ kNm}$
- $\theta Mn = 0,9 \cdot 175,929 = 158,3336$
- $\theta Mn \geq Mu \quad 158,336 \geq 153,66 \quad \text{OK!!!}$

➤ Geser

- $\lambda = \frac{h}{tw}$
- $\lambda = \frac{350}{8} = 43,75$

jarak pengaku a = 4000 mm

- $Kn = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2}$
- $Kn = 5 + \frac{5}{\left(\frac{4000}{350} \right)^2} \quad Kn = 5,038$
- $1,10 \sqrt{Kn \cdot \frac{E}{Fy}} = 1,10 \sqrt{Kn \cdot \frac{200000}{250}} = 69,833$
- $\text{Cek} \left(\frac{h}{tw} = 43,75 \right) < 1,10 \sqrt{Kn \cdot \frac{E}{Fy}} = 69,833 \quad \text{OK!!!}$
- $Vn = 0,6 \cdot Fy \cdot Aw$
- $Vn = 0,6 \cdot 250 \cdot 5,95 = 892,5 \text{ kN}$
- $Aw = 6158 - 2 \cdot (13 \cdot 8) / 1000 = 5,95 \text{ Kn}$
- $\emptyset Vn \geq Vu$
- $892,5 \geq 81,8 \text{ kN} \quad \text{OK!!!}$

A.3.3. Komponen bresing SRBE

Dimensi profil 250.125.6.9 adalah sebagai berikut :

$Ag = 3766 \text{ mm}^2$	$Ix = 405000000 \text{ mm}^4,$	$Iy = 294000000 \text{ mm}^4,$
$ry = 27,9 \text{ mm},$	$rx = 104 \text{ mm}$	$Zx = 324000 \text{ mm}^3,$
$Zy = 47000 \text{ mm}^3,$	$tw = 6 \text{ mm},$	$tf = 9 \text{ mm},$

$$r = 12 \text{ mm}, \quad E = 200000 \text{ MPa}, \quad f_y = 250 \text{ MPa},$$

$$f_u = 410 \text{ MPa}, \quad L_b = 3862 \text{ mm}$$

- Cek syarat bahan:
- Cek $f_y < 350 \text{ MPa}$

$$250 \text{ MPa} < 350 \text{ MPa} \quad \text{OK!!!}$$
- Cek $f_y/f_u < 0,85$

$$\frac{250}{410} \text{ MPa} = 0,61 < 0,85 \text{ OK!!!}$$

Diambil gaya ultimit yang bekerja pada balok lantai 1 didapat dari bantuan perhitungan ETABS, maka gaya dalam yang bekerja pada profil IWF 250.125.6.9 adalah sebagai berikut:

$$M_u = 78,968 \text{ kNm}, \quad V_u = 68,978 \text{ kN}$$

Cek terhadap kelangsingan penampang balok:

- Untuk pelat sayap
 - $\lambda_f = \frac{bf}{2tf} \quad \lambda_f = \frac{125}{2 \cdot 9} \quad \lambda_f = 6,944 \text{ mm}$
 - $\lambda_{ps} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \lambda_{ps} = 0,3 \sqrt{\frac{200000}{250}} \quad \lambda_{ps} = 8,485 \text{ mm}$

$$\lambda_f < \lambda_{ps} \quad \text{OK!!!}$$
- Untuk pelat badan
 - $\lambda_w = \frac{h}{tw} \quad \lambda_w = \frac{250}{6} \quad \lambda_f = 41,667 \text{ mm}$
 - $\lambda_{ps} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \lambda_{ps} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$

$$\lambda_{ps} = 100,349 \text{ mm} \quad \lambda_f < \lambda_{ps} \quad \text{OK!!!}$$
 - $\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058 \text{ mm}$

$$\lambda_w < \lambda_r \quad \text{OK!!!}$$

Dengan syarat diatas maka pelat sayap dan pelat badan pada profil IWF 250.125.6.9 memenuhi syarat kelangsingan tekuk lokal dan merupakan penampang kompak.

- Kapasitas Mp

- $M_n = M_p = Z_x \cdot F_y$
- $M_n = f_y \cdot \sum (A_i \cdot y_i)$
- $M_n = f_y \cdot \left((b \cdot t_f) \cdot (d - t_f) + t_w \left(\frac{1}{2} d - t_f \right)^2 \right)$
- $M_n = 250 \cdot \frac{\left((125 \cdot 9) \cdot (250 - 9) + 6 \left(\frac{1}{2} 250 - 9 \right)^2 \right)}{1000000}$
- $M_n = 91,218 \text{ kNm}$
- $\phi M_n = 0,9 \cdot 91,218 = 82,096$
- $\phi M_n \geq M_u$
 $82,096 \text{ kN} > 78,968 \text{ kN} \quad \text{OK!!!}$

A.3.4. Perhitungan Link pada SRBE

Dimensi profil 180. 100.6.10 adalah sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll}
 A_g = 3006 \text{ mm}^2 & I_x = 16700000 \text{ mm}^4 & I_y = 1380000 \text{ mm}^4 \\
 Z_x = 186000 \text{ mm}^3 & Z_y = 27500 \text{ mm}^3 & t_w = 6 \text{ mm} \\
 T_f = 10 \text{ mm} & E = 200000 \text{ MPa} & f_y = 250 \text{ MPa}, \\
 F_u = 410 \text{ MPa} & L_b = 500 \text{ mm} & N_u = 83,4 \text{ kN}
 \end{array}$$

- Cek syarat bahan

- Cek $f_y < 350 \text{ MPa}$
- $250 \text{ MPa} < 350 \text{ MPa}$
- Cek $f_y/f_u < 0,85$
- $\frac{250}{410} \text{ MPa} = 0,61 < 0,85 \text{ OK!!!}$

Persyaratan link menurut SNI 03-1729-2002 pada butir 15.13.2.

- $\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \quad \lambda_f = \frac{100}{2 \cdot 10} = 5 \text{ mm}$
- $\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,538 \text{ mm}$

○ $\lambda_f < \lambda_p$ OK!!!

Tegangan baja tidak melebihi 350 MPa, pada tugas akhir ini tegangan leleh baja yang digunakan adalah 250 MPa.

Kuat geser rencana link ϕV_n harus lebih besar dari kuat geser perlu V_u , dengan V_n kuat geser nominal link, diambil yang terkecil dari V_p , V_p adalah:

○ $V_p = 0,6 * f_y * (d - 2t_f) * t_w$
○ $V_p = 0,6 * 250 * (180 - 2 * 10) * 6$
○ $= 144000$
○ $N_u \leq 0,15 N_y$
○ $N_y = A_g * f_y$
○ $N_y = 30,06 * 250$
○ $N_y = 7515$
○ $83,4 < 7515$ OK!!!

Pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak perlu dihitung.

Tabel L.3: Joint reaction pada arah X model 1 (bresing eksentris di tepi).

No	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	Keterangan
	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	
1	1	BEBAN GEMPA X	Max	38,3805	2,0699	985,3924	2,7183	116,7587	8,153E-07	
2	12	BEBAN GEMPA X	Max	38,377	2,0684	985,392	2,7153	116,7513	8,153E-07	
3	42	BEBAN GEMPA X	Max	38,3805	2,0699	985,3924	2,7183	116,7587	8,153E-07	
4	47	BEBAN GEMPA X	Max	38,377	2,0684	985,392	2,7153	116,7513	8,153E-07	
5	58	BEBAN GEMPA X	Max	35,6019	0	0	0	113,5337	8,153E-07	
6	99	BEBAN GEMPA X	Max	35,6049	0	0	0	113,5405	8,153E-07	
7	111	BEBAN GEMPA X	Max	31,3765	0,0014	91,8388	0,003	108,531	8,153E-07	
8	141	BEBAN GEMPA X	Max	31,3765	0,0014	91,8388	0,003	108,531	8,153E-07	
9	209	BEBAN GEMPA X	Max	37,6065	0	0	0	115,9086	8,153E-07	
10	71	BEBAN GEMPA X	Max	31,8168	63,0119	434,5332	0,6561	109,3259	1,1096	
11	145	BEBAN GEMPA X	Max	31,4788	0,1734	106,1493	0,2269	108,6525	8,153E-07	
12	146	BEBAN GEMPA X	Max	31,4798	0,1745	106,1497	0,2293	108,6547	8,153E-07	
13	148	BEBAN GEMPA X	Max	31,8187	63,0289	434,5514	0,6593	109,3304	1,1097	
14	149	BEBAN GEMPA X	Max	37,0937	0,5074	294,3965	0,6655	115,2981	8,153E-07	
15	150	BEBAN GEMPA X	Max	369,7992	1,007	1195,4642	1,3232	121,4839	0,3401	<i>Bracing</i>
16	151	BEBAN GEMPA X	Max	36,6692	0,0774	201,9558	0,1013	114,7982	8,153E-07	
17	152	BEBAN GEMPA X	Max	35,9158	0,0009	43,6703	0,002	113,9067	8,153E-07	
18	153	BEBAN GEMPA X	Max	36,6702	0,0777	201,961	0,102	114,8005	8,153E-07	
19	154	BEBAN GEMPA X	Max	37,0958	0,5067	294,3966	0,664	115,3027	8,153E-07	
20	155	BEBAN GEMPA X	Max	369,8203	1,0063	1195,4822	1,3216	121,4913	0,3402	<i>Bracing</i>
21	156	BEBAN GEMPA X	Max	36,3971	0,3122	40,2995	0,4091	114,4767	8,153E-07	
22	157	BEBAN GEMPA X	Max	37,4435	0,0591	389,2774	0,0776	115,7135	8,153E-07	

No	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	Keterangan
23	159	BEBAN GEMPA X	Max	36,4	0,1651	4,9911	0,2166	114,4788	8,153E-07	
24	160	BEBAN GEMPA X	Max	35,7534	0,0005	41,5497	0,001	113,7143	8,153E-07	
25	161	BEBAN GEMPA X	Max	36,4011	0,1649	4,991	0,2161	114,4811	8,153E-07	
26	162	BEBAN GEMPA X	Max	37,4455	0,0587	389,2817	0,0768	115,7181	8,153E-07	
27	163	BEBAN GEMPA X	Max	36,4001	0,3125	40,3	0,4098	114,4835	8,153E-07	
28	164	BEBAN GEMPA X	Max	38,078	0	0	0	116,4685	8,153E-07	
29	165	BEBAN GEMPA X	Max	37,6732	0	0	0	115,9877	8,153E-07	
30	166	BEBAN GEMPA X	Max	37,6743	0	0	0	115,99	8,153E-07	
31	168	BEBAN GEMPA X	Max	38,08	0	0	0	116,4731	8,153E-07	
32	169	BEBAN GEMPA X	Max	36,3971	0,3122	40,2995	0,4091	114,4767	8,153E-07	
33	177	BEBAN GEMPA X	Max	369,7992	1,007	1195,4642	1,3232	121,4839	0,3401	<i>Bracing</i>
34	178	BEBAN GEMPA X	Max	37,0937	0,5074	294,3965	0,6655	115,2981	8,153E-07	
35	179	BEBAN GEMPA X	Max	36,6692	0,0774	201,9558	0,1013	114,7982	8,153E-07	
36	180	BEBAN GEMPA X	Max	35,9158	0,0009	43,6703	0,002	113,9067	8,153E-07	
37	181	BEBAN GEMPA X	Max	36,6702	0,0777	201,961	0,102	114,8005	8,153E-07	
38	182	BEBAN GEMPA X	Max	37,0958	0,5067	294,3966	0,664	115,3027	8,153E-07	
39	183	BEBAN GEMPA X	Max	369,8203	1,0063	1195,4822	1,3216	121,4913	0,3402	<i>Bracing</i>
40	184	BEBAN GEMPA X	Max	31,8168	63,0119	434,5332	0,6561	109,3259	1,1096	
41	185	BEBAN GEMPA X	Max	31,4788	0,1734	106,1493	0,2269	108,6525	8,153E-07	
42	186	BEBAN GEMPA X	Max	31,4798	0,1745	106,1497	0,2293	108,6547	8,153E-07	
43	188	BEBAN GEMPA X	Max	31,8187	63,0289	434,5514	0,6593	109,3304	1,1097	
Keseluruhan				2868,5412	268,8088	14093,657	24,5917	4915,6166	5,799228536	
bresing				1479,239	252,0816	4781,8928	5,2896	485,9504	1,3606	
Kolom				1760,025	264,3848	10461,631	19,3062	1377,4442	5,799203261	
Persentase				61,36%	98,35%	74,23%	78,51%	28,02%	100,00%	

Tabel L.4: Joint reaction arah X pada model 2 (bresing eksentris di tengah).

No	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	Keterangan
	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	
1	1	BEBAN GEMPA X	Max	25,8638	0,0681	62,3141	0,087	90,5225	0,000001868	
2	12	BEBAN GEMPA X	Max	25,8702	0,0712	62,3158	0,0957	90,5439	0,000001868	
3	42	BEBAN GEMPA X	Max	25,8638	0,0681	62,3141	0,087	90,5225	0,000001868	
4	47	BEBAN GEMPA X	Max	25,8702	0,0712	62,3158	0,0957	90,5439	0,000001868	
5	58	BEBAN GEMPA X	Max	30,4992	0	0	7,011E-07	96,028	0,000001868	
6	99	BEBAN GEMPA X	Max	30,4918	0	0	7,011E-07	96,0053	0,000001868	
7	111	BEBAN GEMPA X	Max	26,8113	0,0024	77,3531	0,006	91,6524	0,000001868	
8	141	BEBAN GEMPA X	Max	26,8113	0,0024	77,3531	0,006	91,6524	0,000001868	
9	209	BEBAN GEMPA X	Max	32,0482	0	0	6,628E-07	97,8564	0,000001868	
10	71	BEBAN GEMPA X	Max	26,8001	0,0355	77,3048	0,049	91,644	0,000001868	
11	146	BEBAN GEMPA X	Max	26,8209	0,0095	77,0189	0,0151	91,6616	0,000001868	
12	148	BEBAN GEMPA X	Max	26,7957	0,0317	77,2938	0,0393	91,6296	0,000001868	
13	149	BEBAN GEMPA X	Max	33,3269	0,0502	128,5937	0,0642	99,3802	0,000001868	
14	150	BEBAN GEMPA X	Max	30,5627	0,1678	5,3854	0,2184	96,1039	0,000001868	
15	151	BEBAN GEMPA X	Max	31,5514	2,7264	44,4355	0,2957	97,4664	0,4709	
16	152	BEBAN GEMPA X	Max	30,4711	0,0034	17,5314	0,0064	95,9883	0,000001868	
17	153	BEBAN GEMPA X	Max	31,5489	2,7822	44,6293	0,2876	97,4588	0,4708	
18	154	BEBAN GEMPA X	Max	33,3216	0,0531	128,5913	0,0713	99,3646	0,000001868	
19	155	BEBAN GEMPA X	Max	30,5553	0,17	5,3942	0,2245	96,0813	0,000001868	
20	156	BEBAN GEMPA X	Max	30,2672	0,705	32,8955	0,9235	95,7539	0,000001868	
21	157	BEBAN GEMPA X	Max	418,828	0,0069	1663,9846	0,0095	104,7021	0,0003	<i>Bracing</i>
22	159	BEBAN GEMPA X	Max	31,0074	0,6784	86,4491	0,8902	96,6261	0,000001868	

Tabel L.4: Lanjutan.

No	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	Keterangan
23	160	BEBAN GEMPA X	Max	30,5253	0,0008	27,4554	0,002	96,0522	0,000001868	
24	161	BEBAN GEMPA X	Max	31,0048	0,677	86,4467	0,8867	96,6184	0,000001868	
25	162	BEBAN GEMPA X	Max	418,7633	0,0065	1663,7652	0,0085	104,6856	0,0003	Bracing
26	163	BEBAN GEMPA X	Max	30,2598	0,706	32,8965	0,9264	95,7313	0,000001868	
27	164	BEBAN GEMPA X	Max	53,1316	0	0	6,595E-07	122,8172	0,000001868	
28	165	BEBAN GEMPA X	Max	32,1776	0	0	6,638E-07	98,0101	0,000001868	
29	166	BEBAN GEMPA X	Max	32,175	0	0	6,638E-07	98,0023	0,000001868	
30	168	BEBAN GEMPA X	Max	53,1231	0	0	6,595E-07	122,7979	0,000001868	
31	169	BEBAN GEMPA X	Max	30,2672	0,705	32,8955	0,9235	95,7539	0,000001868	
32	170	BEBAN GEMPA X	Max	418,828	0,0069	1663,9846	0,0095	104,7021	0,0003	Bracing
33	171	BEBAN GEMPA X	Max	31,0074	0,6784	86,4491	0,8902	96,6261	0,000001868	
34	172	BEBAN GEMPA X	Max	30,5253	0,0008	27,4554	0,002	96,0522	0,000001868	
35	173	BEBAN GEMPA X	Max	31,0048	0,677	86,4467	0,8867	96,6184	0,000001868	
36	174	BEBAN GEMPA X	Max	418,7633	0,0065	1663,7652	0,0085	104,6856	0,0003	Bracing
37	175	BEBAN GEMPA X	Max	30,2598	0,706	32,8965	0,9264	95,7313	0,000001868	
38	177	BEBAN GEMPA X	Max	30,5627	0,1678	5,3854	0,2184	96,1039	0,000001868	
39	178	BEBAN GEMPA X	Max	33,3269	0,0502	128,5937	0,0642	99,3802	0,000001868	
40	179	BEBAN GEMPA X	Max	31,5514	2,7264	44,4355	0,2957	97,4664	0,4709	
41	180	BEBAN GEMPA X	Max	30,4711	0,0034	17,5314	0,0064	95,9883	0,000001868	
42	181	BEBAN GEMPA X	Max	31,5489	2,7822	44,6293	0,2876	97,4588	0,4708	
43	182	BEBAN GEMPA X	Max	33,3216	0,0531	128,5913	0,0713	99,3646	0,000001868	
44	183	BEBAN GEMPA X	Max	30,5553	0,17	5,3942	0,2245	96,0813	0,000001868	
45	184	BEBAN GEMPA X	Max	26,8001	0,0355	77,3048	0,049	91,644	0,000001868	
46	185	BEBAN GEMPA X	Max	26,823	0,0057	77,0203	0,0059	91,6687	0,000001868	

Tabel L.4: Lanjutan.

No	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	Keterangan
47	186	BEBAN GEMPA X	Max	26,8209	0,0095	77,0189	0,0151	91,6616	0,000001868	
48	188	BEBAN GEMPA X	Max	26,7957	0,0317	77,2938	0,0393	91,6296	0,000001868	
HASIL										
Keseluruhan				3032,3809	17,9099	8881,1289	10,219905	4662,5201	1,88467472	
bresing				1675,1826	0,0268	6655,4996	0,036	418,7754	0,0012	
Kolom				1781,4373	11,0508	6868,692	3,0618007	1246,2175	1,884607472	
Persentase				58,75%	61,70%	77,34%	29,96%	26,73%	100,00%	

Tabel L.5: joint reaction pada arah Y model 1 (bresing eksentris di tepi).

No	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	Keterangan
	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	
1	1	BEBAN GEMPA Y	Max	2,4493	34,0105	1120,8635	77,2347	2,899	0	
2	12	BEBAN GEMPA Y	Max	2,4493	34,0105	1120,8635	77,2347	2,899	0	
3	42	BEBAN GEMPA Y	Max	2,4493	34,0105	1120,8635	77,2347	2,899	0	
4	47	BEBAN GEMPA Y	Max	2,4493	34,0105	1120,8635	77,2347	2,899	0	
5	58	BEBAN GEMPA Y	Max	0	23,4099	90,432	63,3012	6,877E-07	0	
6	99	BEBAN GEMPA Y	Max	0	23,4099	90,432	63,3012	6,841E-07	0	
7	111	BEBAN GEMPA Y	Max	0	27,3968	0	68,5297	6,9E-07	0	
8	141	BEBAN GEMPA Y	Max	0	27,3968	0	68,5297	6,9E-07	0	
9	209	BEBAN GEMPA Y	Max	0	29,0975	0	70,76	6,835E-07	0	
10	71	BEBAN GEMPA Y	Max	1,272	474,6028	1372,3385	80,6263	1,4706	0,4666	Bracing

Tabel L.5: Lanjutan.

No	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	Keterangan
11	145	BEBAN GEMPA Y	Max	0,3541	28,4102	46,7742	69,8595	0,4191	0	
12	146	BEBAN GEMPA Y	Max	0,3541	28,4102	46,7742	69,8595	0,4191	0	
13	148	BEBAN GEMPA Y	Max	1,272	474,6028	1372,3385	80,6263	1,4706	0,4666	<i>Bracing</i>
14	149	BEBAN GEMPA Y	Max	0,6267	28,8267	306,7043	70,4036	0,7417	0	
15	150	BEBAN GEMPA Y	Max	73,5459	24,1185	477,8747	64,4979	0,7291	1,5179	
16	151	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0912	28,1061	456,0326	69,4589	0,1079	0	
17	152	BEBAN GEMPA Y	Max	0	27,8355	0	69,1059	6,853E-07	0	
18	153	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0912	28,1061	456,0326	69,4589	0,1079	0	
19	154	BEBAN GEMPA Y	Max	0,6267	28,8267	306,7043	70,4036	0,7417	0	
20	155	BEBAN GEMPA Y	Max	73,5459	24,1185	477,8747	64,4979	0,7291	1,5179	
21	156	BEBAN GEMPA Y	Max	0,2106	23,5021	104,5166	63,4225	0,2493	0	
22	157	BEBAN GEMPA Y	Max	0,2009	29,3616	221,424	71,106	0,2378	0	
23	159	BEBAN GEMPA Y	Max	0,2307	28,1225	35,9405	69,4809	0,273	0	
24	160	BEBAN GEMPA Y	Max	0	27,451	0	68,6009	6,852E-07	0	
25	161	BEBAN GEMPA Y	Max	0,2307	28,1225	35,9405	69,4809	0,273	0	
26	162	BEBAN GEMPA Y	Max	0,2009	29,3616	221,424	71,106	0,2378	0	
27	163	BEBAN GEMPA Y	Max	0,2106	23,5021	104,5166	63,4225	0,2493	0	
28	164	BEBAN GEMPA Y	Max	0	29,3605	76,8602	71,1046	6,854E-07	0	
29	165	BEBAN GEMPA Y	Max	0	28,9889	4,8066	70,6173	6,842E-07	0	
30	166	BEBAN GEMPA Y	Max	0	28,9889	4,8066	70,6173	6,83E-07	0	
31	168	BEBAN GEMPA Y	Max	0	29,3605	76,8602	71,1046	6,829E-07	0	
32	169	BEBAN GEMPA Y	Max	0,2106	23,5021	104,5166	63,4225	0,2493	0	
33	177	BEBAN GEMPA Y	Max	73,5459	24,1185	477,8747	64,4979	0,7291	1,5179	
34	178	BEBAN GEMPA Y	Max	0,6267	28,8267	306,7043	70,4036	0,7417	0	

Tabel L.5: Lanjutan.

No	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	Keterangan
35	179	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0912	28,1061	456,0326	69,4589	0,1079	0	
36	180	BEBAN GEMPA Y	Max	0	27,8355	0	69,1059	6,853E-07	0	
37	181	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0912	28,1061	456,0326	69,4589	0,1079	0	
38	182	BEBAN GEMPA Y	Max	0,6267	28,8267	306,7043	70,4036	0,7417	0	
39	183	BEBAN GEMPA Y	Max	73,5459	24,1185	477,8747	64,4979	0,7291	1,5179	
40	184	BEBAN GEMPA Y	Max	1,272	474,6028	1372,3385	80,6263	1,4706	0,4666	Bracing
41	185	BEBAN GEMPA Y	Max	0,3541	28,4102	46,7742	69,8595	0,4191	0	
42	186	BEBAN GEMPA Y	Max	0,3541	28,4102	46,7742	69,8595	0,4191	0	
43	188	BEBAN GEMPA Y	Max	1,272	474,6028	1372,3385	80,6263	1,4706	0,4666	Bracing

HASIL										
Keseluruhan				314,8518	2988,3054	16294,828	3024,4432	27,239108	7,938	
bresing				294,1836	1898,4112	5489,354	322,5052	5,8824	1,3998	
Kolom				308,1509	1684,7346	10558,743	878,6688	19,3433	7,4714	
Persentase				97,87%	56,38%	64,80%	29,05%	71,01%	94,12%	

Tabel L.6: Joint reaction pada arah Y model 2 (bresing di tengah).

No	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	Keterangan
	Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	
1	1	BEBAN GEMPA Y	Max	0,1035	19,9302	62,7327	54,8946	0,1205	0	
2	12	BEBAN GEMPA Y	Max	0,1035	19,9302	62,7327	54,8946	0,1205	0	

Tabel L.6: Lanjutan.

3	42	BEBAN GEMPA Y	Max	0,1053	19,931	62,7322	54,897	0,1266	0	
4	47	BEBAN GEMPA Y	Max	0,1053	19,931	62,7322	54,897	0,1266	0	
5	58	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0012	20,9218	77,7895	56,1961	0,0036	0	
6	99	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0012	20,9218	77,7895	56,1961	0,0036	0	
7	111	BEBAN GEMPA Y	Max	1,551E-06	24,5763	7,419E-07	60,9896	2,794E-06	0	
8	141	BEBAN GEMPA Y	Max	1,551E-06	24,5752	7,419E-07	60,9869	2,794E-06	0	
9	209	BEBAN GEMPA Y	Max	1,517E-06	25,9323	0	62,7676	2,77E-06	0	
10	71	BEBAN GEMPA Y	Max	0,1991	24,8622	3,5486	61,3636	0,2369	0	
11	146	BEBAN GEMPA Y	Max	0,9244	24,4131	39,6427	60,7746	1,0946	0	
12	148	BEBAN GEMPA Y	Max	0,1991	24,8622	3,5486	61,3636	0,2369	0	
13	149	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0447	27,3491	120,2399	64,6267	0,0518	0	
14	150	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0487	20,8773	75,8221	56,1374	0,0558	0	
15	151	BEBAN GEMPA Y	Max	0,6581	496,0797	1804,851	74,3	0,7608	0,2503	<i>Bracing</i>
16	152	BEBAN GEMPA Y	Max	1,525E-06	52,0557	0	97,0161	2,775E-06	0	
17	153	BEBAN GEMPA Y	Max	0,6581	496,0797	1804,851	74,3	0,7608	0,2503	<i>Bracing</i>
18	154	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0447	27,3491	120,2399	64,6267	0,0518	0	
19	155	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0487	20,8773	75,8221	56,1374	0,0558	0	
20	156	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0125	20,9303	77,1884	56,2071	0,0168	0	
21	157	BEBAN GEMPA Y	Max	2,6837	26,5689	55,9099	63,8436	0,164	0,7017	
22	159	BEBAN GEMPA Y	Max	1,0313	25,0984	51,1634	61,6734	1,2198	0	
23	160	BEBAN GEMPA Y	Max	1,528E-06	24,4202	0	60,784	2,779E-06	0	
24	161	BEBAN GEMPA Y	Max	1,0313	25,0984	51,1634	61,6734	1,2198	0	
25	162	BEBAN GEMPA Y	Max	2,6837	26,5689	55,9099	63,8436	0,164	0,7017	
26	163	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0125	20,9303	77,1884	56,2071	0,0168	0	

Tabel L.6: Lanjutan

No	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	Keterangan
27	164	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0014	25,884	36,0593	62,7041	0,0031	0	
28	165	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0004	25,8817	1,3077	62,7012	0,0012	0	
29	166	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0004	25,8817	1,3077	62,7012	0,0012	0	
30	168	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0014	25,884	36,0593	62,7041	0,0031	0	
31	169	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0104	20,9305	77,1887	56,2079	0,0104	0	
32	170	BEBAN GEMPA Y	Max	2,6659	26,5693	55,8492	63,8445	0,1688	0,7018	
33	171	BEBAN GEMPA Y	Max	1,032	25,0988	51,1627	61,6743	1,222	0	
34	172	BEBAN GEMPA Y	Max	1,528E-06	24,4205	0	60,7849	2,779E-06	0	
35	173	BEBAN GEMPA Y	Max	1,032	25,0988	51,1627	61,6743	1,222	0	
36	174	BEBAN GEMPA Y	Max	2,6659	26,5693	55,8493	63,8445	0,1688	0,7018	
37	175	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0104	20,9305	77,1887	56,2079	0,0104	0	
38	177	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0508	20,8779	75,8246	56,139	0,0621	0	
39	178	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0461	27,3499	120,2393	64,6286	0,0558	0	
40	179	BEBAN GEMPA Y	Max	0,6574	496,095	1804,907	74,3022	0,7586	0,2504	<i>Bracing</i>
41	180	BEBAN GEMPA Y	Max	1,525E-06	52,0573	0	97,019	2,775E-06	0	
42	181	BEBAN GEMPA Y	Max	0,6574	496,095	1804,907	74,3022	0,7586	0,2504	<i>Bracing</i>
43	182	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0461	27,3499	120,2393	64,6286	0,0558	0	
44	183	BEBAN GEMPA Y	Max	0,0508	20,8779	75,8246	56,139	0,0621	0	
45	184	BEBAN GEMPA Y	Max	0,1978	24,8633	3,5456	61,3663	0,2328	0	
46	185	BEBAN GEMPA Y	Max	0,9238	24,4142	39,6424	60,7774	1,0926	0	
47	186	BEBAN GEMPA Y	Max	0,9238	24,4142	39,6424	60,7774	1,0926	0	
48	188	BEBAN GEMPA Y	Max	0,1978	24,8633	3,5456	61,3663	0,2328	0	
HASIL										

Tabel L.6: *Lanjutan*

Keseluruhan	21,872611	3093,4776	9355,0512	3018,0927	13,822619	3,8084	
bresing	2,631	1984,3494	7219,516	297,2044	3,0388	1,0014	
Kolom	13,333003	2246,5068	7515,1529	872,0239	3,7106056	3,8084	
Persentase	60,96%	72,62%	80,33%	28,89%	26,84%	100,00%	

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DAFTAR IDENTITAS DIRI

Nama Lengkap : Andrianda
Jenis Kelamin : Laki-laki
Tempat/Tgl Lahir : Metro, 24 - Desember – 1993
Agama : Islam
Alamat : Jl. Blangkejeren-Kutacane, Kampung Sepang
No. 2. Kec. Blangkejeren, Kab. Gayo Lues.
No. HP/Tel seluler : 082365235993
Nama Orang Tua
Ayah : Muhammad Yakub S.Pd
Ibu : Nurhusni
E-mail : fahrialzaini@gmail.com

DAFTAR RIWAYAT PENDIDIKAN

No Induk Mahasiswa : 1207210091
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri No. 3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun
1	Sekolah Dasar	SD Negeri 2 Bumiharjo Kec. Batanghari	2005
2	SMP	SMP Negeri 1 Blangkejeren	2008
3	SMA	SMA Negeri 1 Blangkejeren	2011
4	Melanjutkan kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2012 sampai selesai.		

