

## TUGAS AKHIR

### PERENCANAAN STUKTUR BAJA SRPMK MEMAKAI BRESING EKSENTRIK BERDASARKAN SNI 7680:2015 (Studi Literatur)

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

**Disusun Oleh:**

**MUHAMMAD FUAD HANIF HASBI**  
**1307210289**



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

## HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Muhammad Fuad Hanif Hasbi

NPM : 1307210289

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Perencanaan Struktur Baja SRPMK memakai Bresing Eksentrik Berdasarkan SNI 7860:2015

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, September 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II/Penguji

Dr. Ade Faisal, ST., MSc.

Mizanuddin Sitompul, ST., MT.

Dosen Pembanding I / Penguji

Dosen Pembanding II/Penguji

Tondi Amirsyah Putera, ST., MT.

Rhini Wulan Dary, ST., MT.

Program Studi Teknik Sipil  
Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

## SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertandatangan di bawahini:

Nama Lengkap : Muhammad Fuad Hanif Hasbi

Tempat /Tanggal Lahir: Putussibau / 02 Desember 1995

NPM : 1307210289

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Perencanaan Stuktur Baja SRPMK Memakai Bresing Eksentrik Berdasarkan SNI 7860:2015”

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

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidak sesuaian 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, Oktober2017

Saya yang menyatakan,



Muhammad Fuad Hanif Hasbi

**ABSTRAK**  
**PERENCANAAN STUKTUR BAJA SRPMK MEMAKAI BRESING**  
**EKSENTRIK BERDASARKAN SNI 7860:2015**  
**(Studi Literatur)**

Muhammad Fuad Hanif Hasbi  
1307210289  
Dr. Ade Faisal, ST., MSc  
Mizanuddin Sitompul, ST., MT.

Indonesia adalah negara berkembang yang memiliki potensi gempa yang sangat kuat ditambah dengan pertambahan penduduk yang semakin meningkat mendorong banyaknya pembangunan yang dilakukan secara vertikal, sehingga akan sangat rawan terhadap beban lateral. Indonesia membutuhkan bangunan yang mampu untuk menahan beban lateral dengan menggunakan sistem penahan lateral, salah satunya menggunakan sistem stuktur bresing eksentrik yang memiliki kelebihan yaitu membatasi kelelahan geser yang terjadi dengan *link* pendek. Pada perencanaan stuktur baja SRPMK ini mengacu pada, SNI 7860:2015 “Ketentuan Seismik untuk Stuktur Baja Pada Bangunan Gedung”, SNI 1729:2015 “Tata Cara Perencanaan Stuktur Baja Untuk Bangunan Gedung”, SNI 1727:2013 “Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Stuktur Lain”, dan SNI 1726:2012 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung”. Pemodelan dan analisis stuktur menggunakan program ETABS v16, dari analisis yang telah dilakukan diperoleh tebal pelat lantai 14 cm dan pelat atap 13 cm, dimensi kolom yang digunakan baja H 498.432.45.70, dimensi balok induk WF 450.300.11.18, dimensi balok anak WF 250.125.6.9, dimensi bresing H 200.200.8.12 dan dimensi balok *link* H 450.300.11.18 dengan panjang *link* 100 cm.

Kata kunci: *Eccentrically Bracing Frames (EBF)*, *link*, simpangan

**ABSTRACT**  
**STRUCTURAL STRUCTURE PLANNING SRPMK USE EXECUTES**  
**BRESING BASED ON SNI 7860: 2015**  
*(Study of literature)*

Muhammad Fuad Hanif Hasbi  
1307210289  
Dr. Ade Faisal, ST., MSc  
Mizanuddin Sitompul, ST., MT.

*Indonesia is a developing country with a potentially strong earthquake coupled with an increasing population increase pushing the number of vertically constructed developments, making it very vulnerable to lateral loads. Indonesia needs buildings that are able to withstand lateral loads by using a lateral retaining system, one of which uses an eccentric bracing system that has the advantage of limiting the shear melt that occurs with short links. In the design of this steel structure SRPMK refers to, SNI 7860: 2015 "Seismic Provisions for Steel Structure In Buildings", SNI 1729: 2015 "Procedures for Planning for Steel Structures for Buildings", SNI 1727: 2013 "Minimum Expense for Building Design and Other Stages", and SNI 1726: 2012 "Procedures for Planning for Earthquake Resilience for Houses and Buildings". Structural modeling and analysis using ETABS v16 program, from the analysis that has been done in obtaining thickness of floor plate 14 cm and 13 cm roof plate, column dimension used steel H 498.432.45.70, WF 450.300.11.18 beam dimension, second beam dimension WF 250.125.6.9, the 200,200.8.12 bracing dimension and the link beam dimension H 450.300.11.18 with a link length of 100 cm.*

*Keywords: Eccentrically Bracing Frames (EBF), links, displacement*

## 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 “Perencanaan Struktur Baja SRPMK Memakai Bresing Eksentrik Berdasarkan SNI 7680:2015” 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. Orang tua dari penulis: Badrun dan Hasnahara, atas dukungan moril maupun materi dan kasih sayang tulus selama ini kepada penulis.
2. Bapak Dr. Ade Faisal, selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
3. Bapak Mizanuddin Sitompul, S.T., M.T selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Tondi Amirsyah Putera P. S.T, M.T selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini,
5. Ibu Rhini Wulan Dary, S.T., M,T, selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
6. Ibu Hj. Irma Dewi S.T, M.Si selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

7. Bapak Rahmatullah ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
8. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.
9. Adik-adik penulis: Mar'atul Fitrah Hairiyah Hasbi, Muarifatul Fitri Hafizah Hasbi dan Muhammad Fauzi Habib Hasbi, atas dukungannya kepada penulis.
10. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
11. Sahabat-sahabat penulis: Effan Ferrary, Muhammad Luthfy Sofyan, Abdi Gunawan, Khairul Fadli, Muhammad Taruna, Muhammad Prayudha, Zulham Maulana, Ade Setiawan, Irfan, Afriande, 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, September 2017

Muhammad Fuad Hanif Hasbi

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	iv
ABSTRACT	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR NOTASI	xviii
DAFTAR SINGKATAN	xx
BAB 1. PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Ruang Lingkup Pembahasan	2
1.4. Tujuan Penelitian	3
1.5. Manfaat Penelitian	3
1.6. Sistematika Penulisan	3
BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Pendahuluan	5
2.2. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	6
2.3. Perhitungan Beban Gempa dan Kinerja pada Bangunan	6
2.3.1. Perhitungan Berat Bangunan	6
2.3.2. Arah Pembebanan Gempa	6
2.3.2.1. Distribusi Gaya Vertikal Gempa	7
2.3.2.2. Distribusi Gaya Horizontal Gempa	7
2.3.3. Kriteria Stuktur Bangunan	8
2.3.4. Faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Stuktur Bagunan	11
2.3.5. Faktor Respon Gempa	14
2.3.5.1. Klasifikasi Site	16
2.3.5.2. Penentuan Percepatan Tanah Puncak	17

2.3.5.3. Penentuan Respon Spektra Percepatan Gempa di Permukaan Tanah	18
2.4. Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	21
2.4.1. Gaya Dasar Seismik	21
2.4.2. Periode Alami Fundamental	23
2.4.3. Ketentuan Untuk Analisis Respon Dinamik	24
2.4.4. Penentuan Simpangan Antar Lantai	25
2.4.5. Distribusi Kekakuan secara Vertikal	27
2.4.5.1. <i>Soft Story</i>	27
2.4.6. Beban dan Kombinasi Pembebanan	28
2.5. <i>Desain</i> Penampang Balok Tereduksi ( <i>Reduce Beam Section</i> )	32
2.6. Elemen <i>Link</i>	37
2.6.1. Perencanaan <i>Link</i>	38
2.6.2. Pengaruh Panjang <i>Link</i>	40
2.7. Perencanaan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Berdasarkan SNI 03-1729-2002	41
2.7.1. Ruang Lingkup	41
2.7.2 Sambungan Balok ke Kolom	41
2.7.3. Daerah Panel Sambungan Balok ke Kolom (Badan Balok Sebidang dengan Badan Kolom)	42
2.7.4. Batasan-Batasan terhadap Balok dan Kolom	44
2.7.5. Perbandingan Momen Kolom terhadap Momen Balok	44
2.7.6. Kekangang pada Sambungan Balok ke-Kolom	46
2.7.7. Pengekangan Lateral pada Balok	47
<b>BAB 3. METODOLOGI PENELITIAN</b>	
3.1. Metodologi Penelitian	49
3.2. Tinjauan Umum	50
3.3. Faktor Respon Gempa	51
3.4. Pemodelan dan Analisis Stuktur	54
3.4.1. Faktor Keutamaan Stuktur	54
3.4.2. Faktor Reduksi Gempa	54
3.4.3. Komponen Stuktur	55

3.4.3.1. Tebal Pelat Lantai	55
3.4.3.2. Pondasi	55
3.4.4. Pembebanan Stuktur	55
3.4.5. Perhitungan Berat per Lantai Gedung	58
3.4.6. Kombinasi Pembebanan	58
3.5. Model 1	59
3.5.1. Data Perencanaan Stuktur	59
3.5.2. Balok dan Kolom	61
3.5.3. Gaya Geser Gempa	62
3.6. Model 2	65
3.6.1. Data Perencanaan Stuktur	66
3.6.2. Balok dan Kolom	66
3.6.3. Balok <i>Link</i>	67
3.6.4. Pengaku <i>Link</i>	67
3.6.5. Gaya Geser Gempa	68
<b>BAB 4. HASIL DAN PEMBAHASAN</b>	
4.1. Tinjauan Umum	72
4.2. Perhitungan Beban Gravitasi pada Stuktur Bangunan Baja SRPMK dan Stuktur Baja Bresing Eksentrik Tipe K-Split	72
4.2.1. Perhitungan Beban Terbagi rata untuk Pembebanan Akibat Gaya Gempa (Model 1)	73
4.2.2. Perhitungan Beban Terbagi rata untuk Pembebanan Akibat Gaya Gempa (Model 2)	75
4.3. Analisa Stuktur dengan Metode Respon Spektrum	77
4.3.1. Model Gedung SRPMK (Model 1)	77
4.3.1.1. Gaya Geser Dasar	77
4.3.2. Model Gedung Bresing (Model 2)	79
4.3.2.1. Perencanaan Balok <i>Link</i>	79
4.3.2.2. Perencanaan Pengaku <i>Link</i>	80
4.3.2.3. Perencanaan Bresing	81
4.3.2.4. Gaya Geser Dasar	82
4.3.3. Kontrol Kemampuan Bresing menerima Gaya Geser	85

4.4. Perbandingan Nilai Simpangan Gedung	86
4.5. Kekakuan Tingkat	91
BAB 5. KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1. Kesimpulan	95
5.2. Saran	96
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	
RIWAYAT HIDUP	

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Ketidakteraturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.	8
Tabel 2.2	Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.	9
Tabel 2.3	Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.	11
Tabel 2.4	Faktor keutamaan ( $I_e$ ), berdasarkan SNI 1726-2012.	13
Tabel 2.5	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012	13
Tabel 2.6	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012	13
Tabel 2.7	Faktor koefisien modifikasi respons ( $R^a$ ), faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0^s$ ), faktor pembesaran defleksi ( $C_d^b$ ), dan batasan tinggi sistem struktur (m) <sup>c</sup> berdasarkan SNI 1726:2012.	14
Tabel 2.8	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.	16
Tabel 2.9	Koefisien situs untuk PGA ( $F_{PGA}$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.	18
Tabel 2.10	Koefisien perioda pendek ( $F_a$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.	19
Tabel 2.11	Koefisien perioda 1,0 detik ( $F_v$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.	19
Tabel 2.12	Nilai parameter perioda pendekatan $C_r$ dan $x$ berdasarkan SNI 1276:2012.	23
Tabel 2.13	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.	24
Tabel 2.14	Simpangan Antar lantai Izin ( $\Delta_a$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.	26
Tabel 2.15	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar.	32
Tabel 2.16	Kategori <i>Link</i> Berdasarkan Strength Ratio (Yurisman, dkk, 2010).	39

Tabel 2.17	Nilai batas perbandingan lebar terhadap tebal $\lambda_p$ , untuk elemen tekan berdasarkan SNI 03-1729-2015.	48
Tabel 3.1	Spektrum Respon Percepatan Gempa berdasarkan SNI 1726:2012.	53
Tabel 3.2	Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012.	55
Tabel 3.3	Berat Material Konstruksi berdasarkan PPPURG 1987	56
Tabel 3.4	Berat Tambahan Komponen Gedung berdasarkan PPPURG 1987.	56
Tabel 3.5	Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan SNI 1727:2013.	56
Tabel 3.6	Rekapitulasi beban notional arah X dan Y.	57
Tabel 3.7	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,733.3$	58
Tabel 3.8	Pendefinisian profil penampang pada gedung Model 1.	61
Tabel 3.9	Data Periode dan Partisipasi Massa (Model 1).	62
Tabel 3.10	Hasil selisih persentase nilai periode (Model 1).	63
Tabel 3.11	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.	64
Tabel 3.12	Rangkuman nilai $C_s$ dan nilai $C_s$ yang digunakan pada Gedung Model	65
Tabel 3.13	Pendefinisian profil penampang gedung Model 2.	67
Tabel 3.14	Data Periode dan Partisipasi Massa (Model 2).	68
Tabel 3.15	Hasil selisih persentase nilai periode (Model 2).	69
Tabel 3.16	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 2 berdasarkan SNI 1726:2012	70
Tabel 3.17	Rangkuman nilai $C_s$ dan nilai $C_s$ yang digunakan Model 2.	71
Tabel 4.1	Gaya geser hasil respon spektrum Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.	77
Tabel 4.2	Gaya geser hasil respon spektrum Model 2 berdasarkan SNI 1726:2012.	82
Tabel 4.3	Persentase penahan gempa dengan metode respons spektrum (Model 2).	85

Tabel 4.4	Simpangan antar lantai (Model 1).	86
Tabel 4.5	Simpangan Antar lantai (Model 2).	87
Tabel 4.6	Distribusi Kekakuan Tingkat pada Arah X pada gedung Model 1.	91
Tabel 4.7	Distribusi Kekakuan Tingkat pada Arah Y pada Gedung Model 1.	92
Tabel 4.8	Distribusi Kekakuan Tingkat pada Arah X pada gedung Model 2	92
Tabel 4.9	Distribusi Kekakuan Tingkat pada Arah Y pada Gedung Model 2.	92

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2010).	15
Gambar 2.2	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik ( $S_S$ ) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2010).	15
Gambar 2.3	Peta respon spektra percepatan 1,0 detik ( $S_1$ ) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2010).	16
Gambar 2.4	Bentuk Tipikal Spektrum Respon Desain di Permukaan Tanah (SNI 1726:2012).	21
Gambar 2.5	Penentuan Simpangan Antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.	26
Gambar 2.6	Geometri PBT berdasarkan SNI 7972:2013.	33
Gambar 2.7	Balok dengan PBT dan beban merata gravitasi serta diagram <i>free-body</i> untuk menentukan nilai $V_{PBT}$ . (AISC 327-05)	35
Gambar 2.8	<i>Diagram Free-Body</i> untuk Menentukan Nilai $M_f$ (SNI 7279:2013)	36
Gambar 2.9	Hubungan panjang <i>link</i> dengan sudut rotasi.(Yurisman dkk, 2010).	39
Gambar 3.1	Diagram alir penelitian.	49
Gambar 3.2	Denah Perencanaan Gedung Baja untuk Model 1 dan Model 2 terhadap sumbu X.	50
Gambar 3.3	Denah Perencanaan Gedung Baja untuk Model 1 dan Model 2 terhadap sumbu Y	51
Gambar 3.4	Spektrum respon gempa SNI 1726:2012 kota Manado dengan jenis tanah sedang.	54
Gambar 3.5	Pemodelan gedung Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	

(Model 1).	59
Gambar 3.6 Potongan Sambungan PBT	60
Gambar 3.7 Pemodelan struktur gedung menggunakan Bresing Eksentrik K-Split.	66
Gambar 3.8 <i>Link</i>	67
Gambar 4.1 Perbandingan hasil gaya geser arah X dan Y pada gedung Model 1.	78
Gambar 4.2 Gambar 4.2. Hasil gaya dalam <i>link</i>	79
Gambar 4.3 Perbandingan hasil gaya geser arah X dan Y pada gedung Model 2.	84
Gambar 4.4 Perbandingan gaya geser arah Y untuk gedung Model 1 dan Model 2.	84
Gambar 4.5 Perbandingan gaya geser arah X untuk gedung Model 1 dan Model 2.	85
Gambar 4.6 Perbandingan simpangan Arah X dan Arah Y pada Gedung SRPMK dengan sistem balok PBT (Model 1).	87
Gambar 4.7 <i>Drift ratio</i> arah X dan arah Y pada gedung SRPMK dengan sistem balok PBT (Model 1).	87
Gambar 4.8 Perbandingan simpangan arah X dan arah Y pada Gedung menggunakan Bresing (Model 2).	88
Gambar 4.9 <i>Drift ratio</i> arah X dan arah Y pada gedung menggunakan Bresing (Model 2).	89
Gambar 4.10 Perbandingan simpangan Arah X pada Gedung Model 1 dengan Gedung Model 2.	89
Gambar 4.11 <i>Drift ratio</i> arah X pada gedung Model 1 dan gedung Model 2	90
Gambar 4.12 Perbandingan simpangan Arah Y pada Gedung Model 1 dengan Gedung Model 2.	90

Gambar 4.13	<i>Drift ratio</i> arah Y pada gedung Model 1 dan gedung Model 2.	91
Gambar 4.14	Grafik perbandingan kekakuan tingkat arah X pada Model 1 dan Model 2.	93
Gambar 4.15	Grafik perbandingan kekakuan tingkat arah Y pada Model 1 dan Model 2.	94

## DAFTAR NOTASI

$A_g$	Luas penampang bruto komponen struktur, $\text{mm}^2$
$A_T$	Luas tributari, $\text{m}^2$
$A_x$	Faktor amplifikasi torsi
$C$	Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana, g
$C_d$	Faktor amplifikasi defleksi
$C_s$	Koefisien respon gempa, g
$C_{vx}$	Faktor distribusi vertikal
$D$	Pengaruh dari beban mati
$d$	Tinggi nominal total penampang, mm
$F_a$	Koefisien situs periode pendek (pada periode 0,2 detik)
$F_i$	Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke- $i$ struktur atas gedung, kg
$F_{PGA}$	Faktor amplifikasi untuk PGA
$F_v$	Koefisien situs periode panjang (pada periode 1 detik)
$f_c'$	Kuat tekan beton, MPa
$f_y$	Kuat leleh baja, MPa
$E$	Modulus elastisitas bahan, Mpa
$E$	Pengaruh beban seismik
$E_c$	Modulus elastisitas beton, Mpa
$E_h$	Pengaruh beban seismik horizontal
$E_s$	Modulus elastisitas baja, Mpa
$E_v$	Pengaruh beban seismik vertikal
$G$	Modulus geser, Mpa
$g$	Percepatan gravitasi, $\text{mm}/\text{det}^2$
$H$	Tinggi gedung yang ditinjau, m
$h$	Tinggi komponen struktur, mm
$h_i$	Tinggi tingkat yang ditinjau, m
$I$	Momen inersia, $\text{mm}^4$

- I Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan menyesuaikan umur gedung itu
- $I_e$  Faktor Keutamaan
- k Kekakuan struktur, KN/m
- $K_{LL}$  Faktor elemen beban hidup
- L Panjang bentang, m
- L Beban hidup rencana tereduksi per  $ft^2$  ( $m^2$ ) dari luasan yang didukung oleh komponen struktur
- $L_0$  Beban hidup rencana tanpa reduksi per  $ft^2$  ( $m^2$ ) dari luasan yang didukung oleh komponen struktur

## DAFTAR ISTILAH DAN SINGKATAN

<i>CQC</i>	<i>Complete Quadratic Combination</i>
<i>SRSS</i>	<i>Squire Root of the Sum of Squares</i>
SRPMK	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRBE	Sistem Rangka Bresing Eksentrik
WF	<i>Wide Flange</i>
PBT	Penampang Balok Tereduksi
PPUPRG	Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
SNI	Standar Nasional Indonesia

# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1. Latar Belakang

Indonesia adalah negara berkembang yang memiliki potensi gempa yang sangat kuat ditambah dengan penambahan penduduk yang semakin meningkat mendorong banyaknya pembangunan yang dilakukan secara vertikal, sehingga akan sangat rawan terhadap beban lateral angin dan gempa bumi.

Sebagai antisipasi terhadap beban gempa yang terjadi pada bangunan, terdapat dua alternatif yang sudah digunakan yaitu membuat sistem struktur yang berperilaku elastis saat memikul beban gempa atau membuat sistem struktur yang berperilaku inelastis saat terjadi gempa. Keunggulan dari sistem struktur yang tetap elastis adalah tidak ada satu bagian struktur pun yang mengalami deformasi permanen. Namun, elemen struktur yang digunakan akan memerlukan penampang yang jauh lebih besar. Sedangkan, keunggulan pada sistem struktur yang direncanakan berperilaku inelastis pada saat terjadi gempa yakni pada struktur tersebut terdapat bagian tertentu yang akan mengalami plastifikasi akibat penyerapan energi gempa. Sistem struktur tersebut tentunya akan mengalami deformasi plastis pada bagian-bagian tertentu namun tetap memiliki kekakuan yang cukup untuk dapat berdiri (tidak runtuh) sehingga keselamatan pengguna bangunan saat terjadi gempa dapat terjamin.

Pada tugas akhir ini penulis memilih struktur bangunan yang direncanakan menggunakan material baja. Karena baja memiliki sifat daktil yang kuat, bangunan yang terbuat dari struktur baja juga memiliki berat struktur yang ringan. Oleh karena itu, penulis mencoba membandingkan hasil desain Struktur Baja Rangka Pemikul Momen Khusus sistem Penampang Balok Tereduksi (*Reduce Beam Section*) dengan Struktur Baja Bresing Eksentrik K-Split. Hasil analisis perbandingan desain SRPMK dan SRBE ini diharapkan dapat bermanfaat untuk pembaca maupun penulis terkhususnya dalam bidang Teknik Sipil ke depannya.

## 1.2. Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah yang akan timbul pada tugas akhir ini adalah:

1. Berapakah besar tingkat kekuatan pada struktur apabila struktur direncanakan menggunakan struktur baja SRPMK dengan Struktur Baja Bresing Eksentrik K-Split ?
2. Berapakah besar simpangan pada masing-masing pemodelan ?

## 1.3 Ruang Lingkup Pembahasan

Ruang lingkup dan aspek yang ditinjau pada tugas akhir ini adalah:

1. Membuat desain struktur baja SRPMK sistem Penampang Balok Tereuksi dan Struktur Baja Bresing Eksentrik K-Split untuk bangunan kantor 10 lantai.
2. Panjang yang *link* yang digunakan untuk bresing eksentrik adalah 1 meter.
3. Pembebanan struktur mengacu pada Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727-2013.
4. Gedung direncanakan berada di Kota Manado dengan kondisi tanah sedang berdasarkan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726-2012.
5. Struktur gedung yang dianalisis merupakan struktur gedung dengan material baja serta peraturan-peraturan yang digunakan dalam analisis adalah:
  - SNI 1729-2015: Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.
  - SNI 7860-2015: Ketentuan Seismik untuk Struktur Baja Bangunan Gedung.
6. Perencanaan untuk sambungan PBT berdasarkan Sambungan Terprakualifikasi untuk Rangka Momen Khusus dan Menengah Baja pada Aplikasi Seismik SNI 7972-2013.
7. Membuat analisis pada permodelan Struktur Baja SRPMK sistem Penampang Balok Tereuksi dan Struktur Baja Bresing Eksentrik K-Split menggunakan program ETABS versi 16.

8. Melakukan analisis gaya-gaya geser yang bekerja, perbandingan simpangan, waktu getar alami, distribusi beban lateral, dan kekakuan antara SRPMK dengan Bresing Eksentrik K-Split.

#### **1.4 Tujuan Penelitian**

Tujuan penulisan tugas akhir ini diantaranya adalah:

1. Untuk mengetahui besar tingkat kekuatan pada struktur apabila struktur direncanakan menggunakan struktur baja SRPMK dengan Struktur Baja Bresing Eksentrik K-Split.
2. Untuk mengetahui besar simpangan pada masing-masing pemodelan.

#### **1.5 Manfaat Penelitian**

Adapun manfaat dari penulisan skripsi ini terbagi menjadi dua bagian yaitu manfaat teoritis dan manfaat praktis, sebagai berikut:

##### **1.5.1. Manfaat Teoritis**

Manfaat teoritis untuk penulis dari laporan tugas akhir ini adalah untuk mengetahui bagaimana cara merencanakan bangunan struktur baja yang mampu menahan gaya gempa cukup baik jika dilaksanakan pada kondisi tanah sedang.

##### **1.5.2. Manfaat Praktis**

Diharapkan nantinya agar hasil dari tugas akhir ini bisa digunakan sebagai acuan dalam merencanakan ataupun melaksanakan pembangunan struktur baja yang mampu menahan gaya gempa yang cukup baik pada kondisi tanah sedang.

#### **1.6 Sistematika Penulisan**

Adapun sistematika penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

Bab I Pendahuluan

Pada bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai latar belakang, rumusan masalah, ruang lingkup penulis, tujuan penulisan, manfaat penulisan, dan sistematika penulisan laporan tugas akhir.

## Bab II Tinjauan Pustaka

Pada bab ini berisi teori-teori atau prosedur yang dilakukan penulis untuk memperoleh jawaban yang sesuai dengan kasus permasalahan.

## Bab III Metodologi Penelitian

Pada bab ini akan membahas bagaimana memodelkan struktur dengan ETABS v16.

## Bab IV Hasil dan Pembahasan

Pada bab ini menguraikan hasil pembahasan analisis desain dan kinerja struktur.

## Bab V Kesimpulan dan Saran

Berisi kesimpulan sesuai dengan analisis terhadap studi literatur dan berisi saran untuk pengembangan lebih lanjut yang baik dimasa yang akan datang.

## BAB 2

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Pendahuluan

Dasar perencanaan struktur bangunan tahan gempa adalah terdapatnya komponen struktur yang diperbolehkan mengalami kelelahan. Komponen struktur yang leleh tersebut merupakan komponen yang menahan energi gempa selama gempa terjadi. Agar memenuhi konsep perencanaan struktur bangunan tahan gempa, maka pada saat gempa kelelahan yang terjadi hanya pada balok. Oleh karena itu dan sambungan harus dirancang sedemikian rupa agar kedua komponen struktur tersebut tidak mengalami kelelahan ketika gempa terjadi (Budiono dan Supriatna, 2011).

Struktur rangka baja penahan gempa terdiri dari *Momen Resisting Frame (MRF)* dan *Braced Frame (BF)*. MRF merupakan struktur rangka yang berkerja secara inelastis penuh saat terjadi gempa dan mempunyai daktilitas yang sangat tinggi. Sedangkan BF mengutamakan kekakuan dan kekuatan dari sistem rangka vertikal sebagai panahan beban lateral. BF mempunyai elemen *bracing* yang berguna memperkaku dan memperkuat struktur rangka baja. BF terbagi dua jenis 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 rangka baja tahan gempa yang mempunyai kekakuan elastik yang sangat baik di bawah pembebanan lateral gempa sedang layaknya CBF dan mempunyai daktilitas yang baik di bawah lateral gempa besar layaknya MRF. Elemen yang sangat penting dalam mendesain EBF adalah bagian yang terletak antara joint kolom atau balok yang disebut dengan *link beam*. *Link beam* merupakan elemen yang diharapkan sebagai elemen penyerap energi gempa dan mengalami proses plasifikasi pada bagian elemen yang rusak tersebut sebagai sarana pemencaran energi (Suherman, 2015).

## **2.2 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa**

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung secara keseluruhan masih harus berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi diambang keruntuhan. Berdasarkan SNI 1726-2012, zona peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun.

Faktor gempa yang berpengaruh pada respon atau reaksi struktur bangunan adalah lamanya waktu gempa dan rentang frekuensi gempa. Durasi gempa berpengaruh pada besarnya perpindahan energi dan vibrasi tanah ke energi struktur (energi disipasi). Gempa dengan percepatan sedang dan durasi yang lama menyebabkan kerusakan lebih besar dibandingkan dengan gempa yang memiliki percepatan besar tapi durasinya singkat.

## **2.3 Perhitungan Beban Gempa dan Kinerja pada Gedung**

### **2.3.1 Perhitungan Berat Bangunan**

Berat seismik efektif struktur,  $W$ , harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya yang terdaftar dibawah ini:

1. Dalam daerah yang digunakan untuk penyimpanan, minimum sebesar 25 persen beban hidup lantai (beban hidup lantai di garasi publik dan struktur parkir terbuka, serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5 persen dari berat seismic efektif pada suatu lantai tidak perlu disertakan.
2. Jika ketentuan untuk partisi diisyaratkan dalam desain beban lantai, diambil sebagai yang terbesar diantara berat partisi actual atau berat daerah lantai minimum sebesar  $0,48 \text{ kN/m}^2$ .
3. Berat operasional total dari peralatan yang permanen.

### **2.3.2 Arah Pembebanan Gempa**

Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

Untuk mensimulasikan pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tersebut, tetapi dengan efektifitas 30%.

### 2.3.2.1 Distribusi Gaya Vertikal Gempa

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.3, gaya gempa lateral ( $F_i$ ) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.1 dan 2.2.

dimana:

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (2.1)$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.2)$$

dimana:

$C_{vx}$  = Faktor distribusi vertikal

$v$  = Gaya geser atau 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.

### 2.3.2.2 Distribusi Gaya Horizontal Gempa

Berdasarkan SNI 1726-2012, geser tingkat desain gempa disemua tingkat ( $V_x$ ) harus ditentukan dari Pers. 2.3.

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.3)$$

keterangan:

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

### 2.3.3 Kriteria Struktur Gedung

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.3.2.1 dan pasal 7.3.2.2, ketidakberaturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidakberaturan horizontal dan vertikal yang disajikan pada Tabel 2.1 dan 2.2.

Tabel 2.1: Ketidakberaturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726-2012.

No	Tipe dan penjelasan ketidak beraturan	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakberaturan torsi di definisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang 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 diafragmanya kaku atau setengah kaku.	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b	Ketidakberaturan torsi berlebihan di definesikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku	E dan F D B, C, dan d C dan D C dan D D B, C, dan D
2	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan	D, E, dan F D, E, dan F

Tabel 2.1: *Lanjutan.*

No	Tipe dan penjelasan ketidak beraturan	Penerapan kategori desain seismik
3	Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma di definisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ketinggian selanjutnya.	D, E, dan F D, E, dan F
4	Ketidakteraturan gesekan melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti geseran melintang terhadap bidang elemen vertikal	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5	Ketidakteraturan sistem non paralel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Tabel 2.2: Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726-2012.

No.	Tipe dan penjelasan ketidak beraturan	Penerapan kategori desain seismic
1a	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	D, E, dan F

Tabel 2.2: *Lanjutan.*

No.	Tipe dan penjelasan ketidak beraturan	Penerapan kategori desain seismic
1b	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan di definisikan ada jika terdapa suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	E dan F D, E, dan F
2	Ketidakberaturan berat (massa) di definisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringgan dari lantai di bawahnya tidak perlu di tinjau	D, E, dan F
3	Ketidakberaturan geometri vertikal di definisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan gaya seismic di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahanan gaya seismic tingkat di dekatnya.	D, E, dan F
4	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidak beraturan elemen gaya lateral vertikal di definisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a	Diskontruksi dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateralnya tingkat di atasnya kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismic yang berbagi geser tingkat untuk arah yang di tinjau.	E dan F D, E, dan F

Tabel 2.2: *Lanjutan.*

No.	Tipe dan penjelasan ketidak beraturan	Penerapan kategori desain seismic
5b	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemem penahan seismic yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

#### 2.3.4 Faktor Keutamaan ( $I_e$ ) dan Katagori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI 1762-2012 Pasal 4.1.2, tentang faktor keutamaan dan ketegori resiko struktur bangunan dimana untuk kategori resiko dijelaskan sesuai Tabel 2.3, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$  sesuai Tabel 2.4.

Tabel 2.3: Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726-2012.

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gedung penyimpanan</li> </ul> Rumah jaga dan stuktur kecil lainnya	I

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam katagori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/Mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<ul style="list-style-type: none"> <li>- tempat perlindungan lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul>	III
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran ) yang disyaratkan beroperasi pada saat keadaan darurat.</li> <li>- Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk kedalam katagori resiko IV.</li> </ul>	IV

Tabel 2.4: Faktor keutamaan ( $I_e$ ), berdasarkan SNI 1726-2012.

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

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 2.5 dan 2.6.

Tabel 2.5: 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 2.6: 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

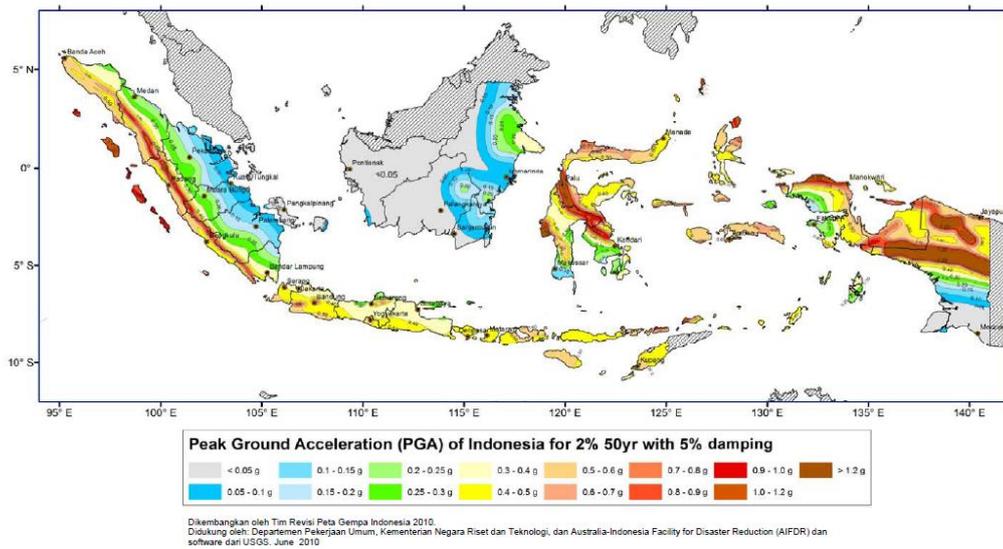
Di dalam SNI 1726:2012 Pasal 7.2 Struktur penahan gaya gempa pada Tabel 9, dimana sistem struktur memiliki penahan gaya seismik yang ditentukan oleh parameter yang disajikan pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7: Faktor koefisien modifikasi respons ( $R^a$ ), faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0^g$ ), faktor pembesaran defleksi ( $C_d^b$ ), dan batasan tinggi sistem struktur (m)<sup>c</sup> berdasarkan SNI 1726:2012.

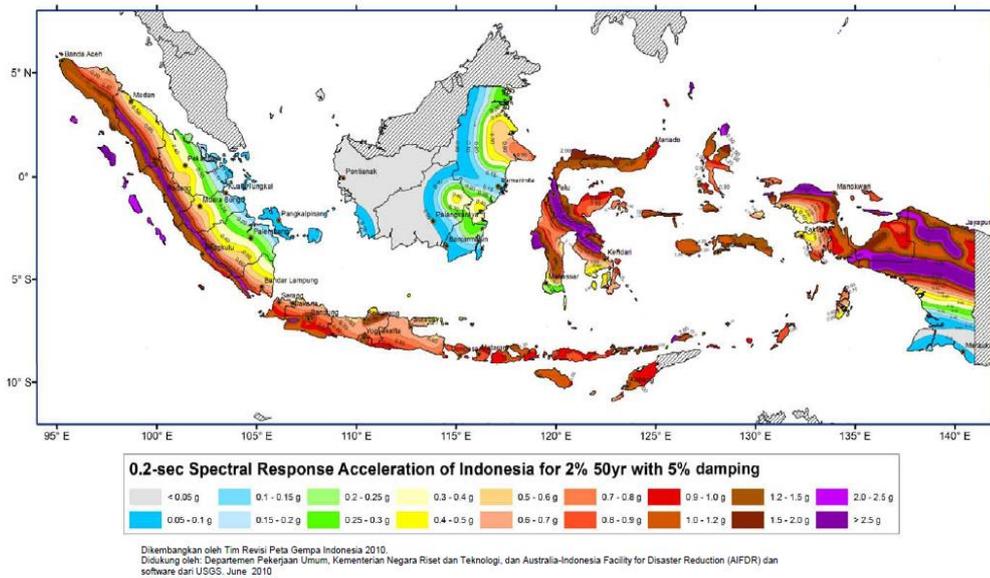
Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
Sistem 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 eksentrik	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB

### 2.3.5 Faktor Respon Gempa (C)

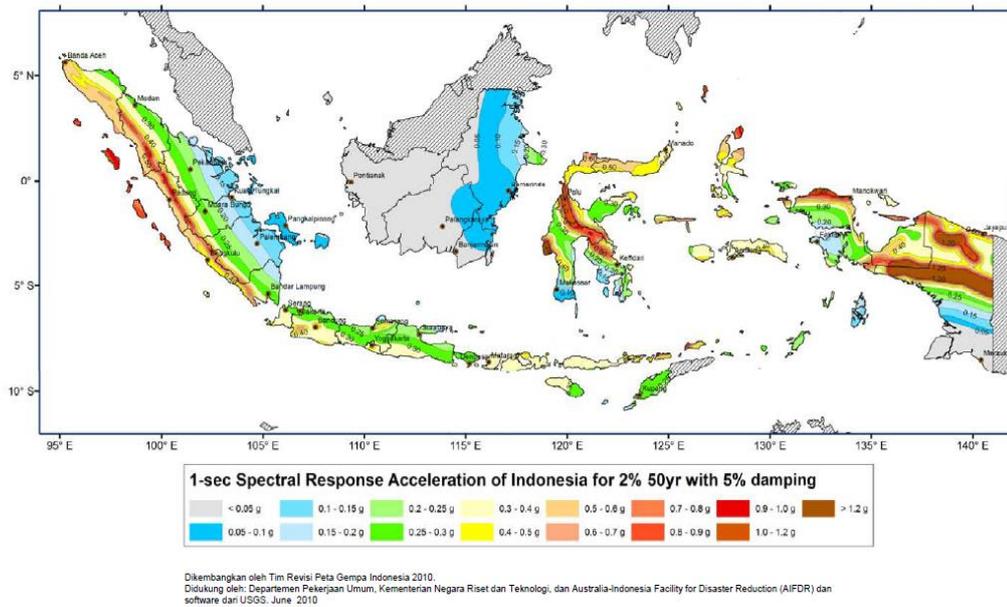
Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 14, wilayah gempa Indonesia ditetapkan berdasarkan parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan  $S_l$  (percepatan batuan tanah dasar pada periode 1 detik), dapat dilihat pada Gambar 2.1, 2.2, dan 2.3.



Gambar 2.1: Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2010).



Gambar 2.2: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik ( $S_S$ ) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2010).



Gambar 2.3: Peta respon spektra percepatan 1,0 detik ( $S_1$ ) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2010).

### 2.3.5.1 Klasifikasi Site

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 2.8, 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 2.8: 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	$\geq 100$

Tabel 2.8: *Lanjutan.*

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

### 2.3.5.2 Penentuan 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 ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5%. Besarnya  $F_{PGA}$  tergantung dari klasifikasi situs yang didasarkan pada Tabel 2.8 dan nilainya ditentukan sesuai Tabel 2.9.

Tabel 2.9: 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 ( $S_B$ ) 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. 2.4.

$$PGA_M = F_{PGA} \cdot PGA \quad (2.4)$$

Dimana:

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

$F_{PGA}$  = Nilai koefisien situs untuk PGA

### 2.3.5.3 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 pada pendek 0,2 detik ( $F_a$ ) dan perioda 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 perioda pendek 0,2 detik ( $S_s$ ) dan perioda 1,0 detik ( $S_l$ ) di batuan dasar yang diperoleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012 sesuai Pers. 2.5 dan 2.6.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2.5)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (2.6)$$

Dimana:

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

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

$F_a$  = Koefisien perioda pendek

$F_v$  = Koefisien perioda 1,0 detik

Tabel 2.10 dan 2.11 memberikan nilai-nilai  $F_a$  dan  $F_v$  untuk berbagai klasifikasi situs.

Tabel 2.10: 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 2.11: Koefisien perioda 1,0 detik ( $F_v$ ) 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 ( $S_C$ )	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah sedang ( $S_D$ )	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5

Tabel 2.11: *Lanjutan.*

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.7)	$S_S$				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 0,4$	$S_S \geq 1,25$
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 ( $S_{D1}$ ) dapat diperoleh dari Pers. 2.7 dan 2.8.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.7)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.8)$$

Dimana:

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

$S_{D1}$  = 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. 2.9.

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.9)$$

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. 2.10.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.10)$$

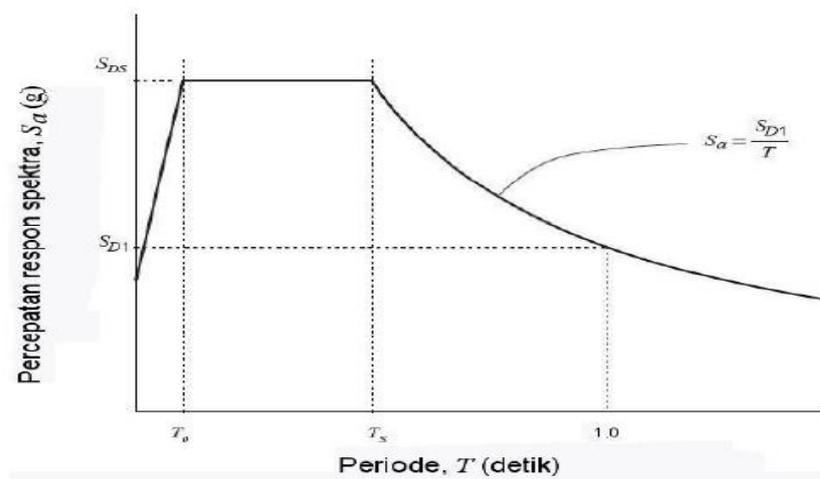
Dimana:

$T$  = Perioda getar fundamental struktur

Untuk nilai  $T_0$  dan  $T_s$  dapat ditentukan dengan Pers. 2.11 dan 2.12, dan terdapat pada Gambar 2.4.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.11)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.12)$$



Gambar 2.4: Bentuk Tipikal Spektrum Respon Desain di Permukaan Tanah (SNI 1726:2012).

## 2.4 Analisis Gaya Lateral Ekuivalen

### 2.4.1 Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, geser dasar seismik ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.13.

$$V = C_s \cdot W_t \quad (2.13)$$

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. 2.14.

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.14)$$

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. 2.15.

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

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.15)$$

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

$T$  = Periode struktur dasar (detik)

Nilai  $C_{s \text{ hitungan}}$  di atas tidak perlu kurang dari nilai  $C_{s \text{ minimum}}$  pada Pers. 2.16.

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

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} \quad I \geq 0,01 \quad (2.16)$$

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. 2.17.

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

$$C_{s \text{ minimum tambahan}} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.17)$$

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. 2.18.

$$T_{a \text{ minimum}} = C_r h_n^x \quad (2.18)$$

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 2.12

$x$  = Ditentukan dari Tabel 2.12

Tabel 2.12: Nilai parameter periode pendekatan  $C_r$  dan  $x$  berdasarkan SNI 1276:2012.

Tipe Struktur	$C_r$	$X$
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka pemikul 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

Tabel 2.12: *Lanjutan.*

Tipe Struktur	Cr	X
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) Periode fundamental pendekatan maksimum ( $T_{a \text{ maksimum}}$ ) ditentukan dari Pers. 2.19.

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.19)$$

dimana :

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

$C_u$  = Ditentukan dari Tabel 2.13

Tabel 2.13: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

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

### 2.4.3 Ketentuan untuk Analisis Respon Dinamik

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. 2.20.

$$V_t \geq 0,85 V_l \quad (2.20)$$

dimana:

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

#### **2.4.4. 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, Gambar 2.5. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) 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  $x$  ( $\delta_x$ ) dalam mm harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.21.

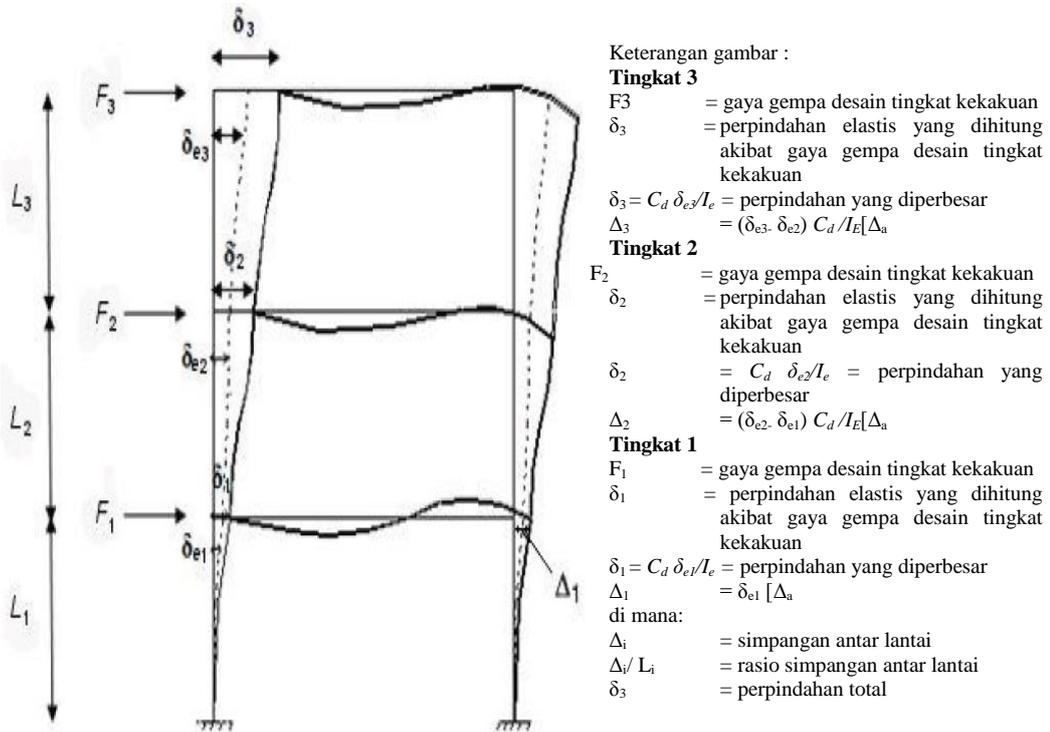
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.21)$$

dimana:

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi sesuai Tabel 2.6.

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

$I_e$  = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.3.



Gambar 2.5: Penentuan Simpangan Antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin ( $\Delta_a$ ) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.14.

Tabel 2.14: Simpangan Antar lantai Izin ( $\Delta_a$ ) 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.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$

Tabel 2.14: *Lanjutan.*

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>d</sup>	0,010h <sub>sx</sub>	0,010h <sub>sx</sub>	0,010h <sub>sx</sub>
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007h <sub>sx</sub>	0,007h <sub>sx</sub>	0,007h <sub>sx</sub>
Semua struktur lainnya	0,020h <sub>sx</sub>	0,015h <sub>sx</sub>	0,010h <sub>sx</sub>

#### 2.4.5 Distribusi Kekakuan secara Vertikal

Kekakuan merupakan salah satu unsur penting terhadap kestabilan struktur bangunan. Struktur bangunan harus cukup kaku agar mampu menahan beban baik beban gravitasi maupun beban horizontal 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.

##### 2.4.5.1. *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. 2.22.

$$K = \frac{12EI}{h^3} \quad (2.22)$$

dimana:

$h$  = Tinggi tingkat (cm)

$I$  = Inersia kolom ( $m^4$ )

$K$  = Kekakuan tingkat (kg/cm)

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

#### **2.4.6 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 kuata 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 = Baban mati, termasuk SIDL

LL = Beban hidup

EX = Beban gempa arah-x

EY = Beban gempa arah-y

$\rho$  = 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. 2.23.

$$E = E_h + E_v \quad (2.23)$$

- a. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.24.

$$E = E_h - E_v \quad (2.24)$$

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

- b. Untuk pengaruh beban seismik  $E_h$  harus ditentukan dengan Pers. 2.25.

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.25)$$

dimana:

Q = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau  $F_p$

$\rho$  = Faktor redudansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

- c. Sedangkan pengaruh beban seismik  $E_v$  harus ditentukan dengan Pers. 2.26.

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \quad (2.26)$$

dimana:

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

DL = Pengaruh beban mati

Faktor redudansi ( $\rho$ ) harus dikenakan pada sitem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah ortogonal untuk semua struktur.

Kondisi dimana nilai  $\rho$  diizinkan 1 sebagai berikut:

- d. Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
- e. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural.
- f. Desain struktural nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
- g. 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
- h. Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.

- i. Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan Pers. 2.27 dan 2.28, 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. 2.27.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.27)$$

dan  $F_{px}$  tidak boleh melebihi dari Pers. 2.28.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.28)$$

- a. Struktur bagian sistem peredaman
- b. 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 ( $\rho$ ) harus sama dengan 1,3; kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana  $\rho$ izinkan diambil sebesar 1:

- a. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.15.

Tabel 2.15: 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)

Tabel 2.15: *Lanjutan.*

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
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)
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

- b. 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. *Desain Penampang Balok Tereduksi (Reduced Beam Section)*

Penampang balok tereduksi (*Reduced Beam Section*) merupakan modifikasi pada bagian balok dengan memberikan pengurangan luasan pada sayap balok

sejarak tertentu dari daerah tumpuan. Proses pengurangan ini dilakukan sedemikian rupa sehingga pelelehan dan sendi plastis diharapkan dapat terjadi pada bagian PBT ini.

Agar PBT dapat berfungsi secara efisien dalam mengontrol terjadinya deformasi inelastis pada kolom, PBT harus didesain berdasarkan peraturan yang berlaku. Mengingat desain PBT pada balok WF telah diatur dalam peraturan baja Indonesia yaitu SNI 7972:2013 adalah sebagai berikut:

1. Menentukan geometri dari PBT

Penentuan geometri PBT dibatasi sebagai berikut.

$$0,5 b_f \leq a \leq 0,75 b_f$$

$$0,65 d \leq b \leq 0,85 d$$

$$0,1 b_f \leq c \leq 0,25 b_f$$

Keterangan :

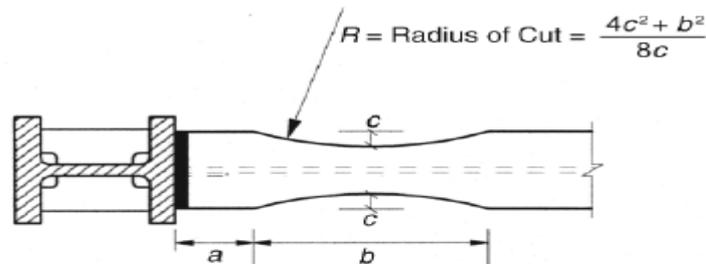
$b_f$  = lebar sayap balok (mm)

$d$  = tinggi balok (mm)

$a$  = jarak dari muka kolom hingga awal potongan PBT (mm)

$b$  = panjang potongan PBT (mm)

$c$  = kedalaman coakan pada tengah PBT (mm)



Gambar 2.6: Geometri PBT berdasarkan SNI 7972:2013.

2. Perhitungan modulus plastis pada penampang minimum dari PBT ditentukan dari Pers. 2.29.

$$Z_e = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad (2.29)$$

Keterangan:

$Z_e$  = Modulus plastis balok pada area penampang minimum dari PBT ( $\text{mm}^3$ )

$Z_x$  = Modulus plastis balok tanpa PBT ( $\text{mm}^3$ )

$t_{bf}$  = Tebal sayap balok (mm)

3. Perhitungan momen maksimum pada daerah sendi plastis yang letaknya pada bagian penampang minimum dari PBT ditentukan oleh Pers. 2.30.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (2.30)$$

Keterangan:

$M_{pr}$  = Momen *probable* maksimum pada bagian tengah penampang PBT (N-mm)

$R_y$  = Rasio dari tegangan leleh yang diharapkan dibanding tegangan leleh minimum diambil sebesar 1,5 (digunakan BJ 41 atau lebih lunak)

$C_{pr}$  = Faktor untuk menghitung kekuatan ultimit dari koneksi, termasuk akibat *strain hardening*, *local restraint*, *additional reinforcement*, bergantung dari keadaan koneksi. Dalam SNI 7972:2013 dinyatakan standar dari nilai  $C_{pr}$  dari Pers. 2.31.

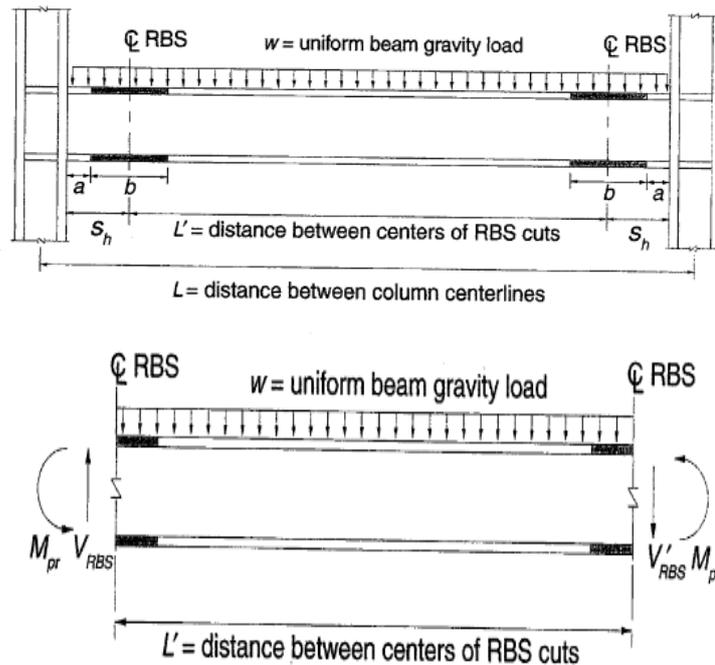
$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.20 \quad (2.31)$$

Keterangan:

$F_y$  = Tegangan leleh minimum (N/mm<sup>2</sup>)

$F_u$  = Tegangan pada saat *strain hardening* (N/mm<sup>2</sup>)

4. Perhitungan gaya geser pada bagian tengah PBT ( $V_{PBT}$ ). Gaya geser tersebut dapat dihitung dengan memperhitungkan pengaruh momen leleh pada bagian tengah PBT ( $M_{PR}$ ) dan pengaruh geser dari kombinasi gaya gravitasi ( $w$ ) dan gaya gempa. Menurut SNI 7972:2013, kombinasi pembebanan yang digunakan adalah  $1,2 D + f_I L + 0,2S$ . Gambar 2.7 menunjukkan balok dengan PBT dan *freebody*-nya yang digunakan untuk mencari nilai  $V_{PBT}$ .



Gambar 2.7: Balok dengan PBT dan beban merata gravitasi serta diagram *free-body* untuk menentukan nilai  $V_{PBT}$  (AISC 327-05).

Faktor  $f_1$  merupakan faktor beban untuk *live load*, dan diambil tidak lebih kecil dari 0,5. Rumus dari gaya geser pada bagian tengah PBT tersebut dapat ditulis dalam Pers. 2.32 dan 2.33.

$$V_{RBS} = \frac{2M_{PR}}{L'} + \frac{wL'}{2} \quad (2.32)$$

$$V' = \frac{2M_{PR}}{L'} - \frac{wL'}{2} \quad (2.33)$$

dimana:

$L'$  = jarak antara bagian tengah PBT

5. Menghitung momen maksimum yang mungkin terjadi pada muka kolom dari diagram *free body* dari momen di tengah PBT seperti pada Pers. 2.34.

$$M_f = M_{pr} + V_{PBT} \quad (2.34)$$

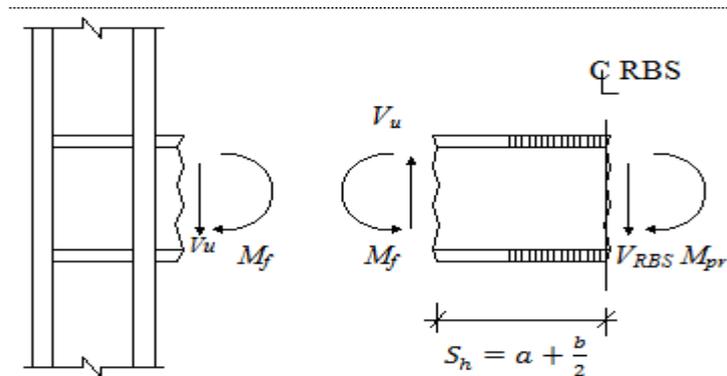
keterangan:

$M_f$  = momen maksimum yang mungkin terjadi pada muka kolom (N-mm)

Gambar 2.8.

$V_{PBT}$  = gaya geser maksimum dari dua PBT di tiap ujung balok (N)

$$S_h = a + b/2 \text{ (mm)}$$



Gambar 2.8: Diagram *Free-Body* untuk Menentukan Nilai  $M_f$  (SNI 7972:2013).

6. Menghitung momen plastis balok berdasarkan tegangan leleh yang diharapkan sesuai dengan Pers. 2.35.

$$M_{pe} = Z_b R_y F_y \quad (2.35)$$

Keterangan:

$M_{pe}$  = momen plastis berdasarkan tegangan leleh yang diharapkan (N-mm)

$Z_b$  = modulus penampang plastis ( $\text{mm}^3$ )

7. Memeriksa  $M_f$  harus kurang daripada  $\phi_d M_{pe}$ .  
Jika hasilnya tidak memenuhi maka nilai  $c$  harus ditingkatkan dan/atau mengurangi nilai dari  $a$  dan  $b$  sesuai dengan Pers. 2.36.

$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad (2.36)$$

Keterangan:

$\phi_d$  = Faktor reduksi untuk daktilitas maksimum

8. Menghitung gaya geser ultimit balok yang ditentukan sesuai dengan Pers. 2.37.

$$V_U = \frac{2M_{PR}}{L} + V_{gravity} \quad (2.37)$$

Keterangan:

$V_u$  = Gaya geser ultimit balok

$L'$  = Jarak antara titik tengah PBT (mm)

$V_{gravity}$  = Gaya geser balok dari kombinasi pembebanan  $1.2D + 0.5L + 0.2S$

9. Menghitung perbandingan rasio momen kolom terhadap balok dengan menggunakan Pers. 2.38.

$$\Sigma M_{pb} = \Sigma (M_{pr} + M_v) \quad (2.38)$$

Keterangan:

$M_{pr}$  = Momen plastis yang mungkin terjadi (N-mm)

$M_v$  =  $V_{PBT} (a + b/2 + dc/2)$

$V_{PBT}$  = Gaya geser maksimum dari dua PBT di tiap ujung balok (N)

$d_c$  = Tinggi kolom (mm)

Berdasarkan Pers. 2.30 dan 2.38 didapatkan Pers 2.39.

$$\Sigma M^*_{pb} = \Sigma (C_{pr} R_y f_y Z_e + V_{PBT} \times s) \quad (2.39)$$

Keterangan:

$\Sigma M^*_{pb}$  = Jumlah momen balok pada pertemuan as balok dan as kolom

$s$  =  $a + b/2 + dc/2$  (jarak dari penampang minimum PBT ke as kolom)

## 2.6 Elemen *link*

*Link* berperilaku sebagai balok pendek dengan gaya geser yang bekerja berlawanan arah pada kedua ujungnya. Karena adanya gaya geser yang bekerja pada kedua ujung balok, maka momen yang dihasilkan pada kedua ujung balok mempunyai besar dan arah yang sama. Deformasi yang dihasilkan berbentuk huruf S dengan titik balik pada tengah bentang dan besarnya momen yang bekerja adalah sebesar 0,5 kali besar gaya geser dikali dengan panjang link. Plastifikasi yang terjadi pada suatu elemen link disebabkan karena gaya tersebut. (Yurisman, dkk, 2010).

Secara umum elemen *link* pada sistem EBF terbagi menjadi menjadi tiga jenis yaitu *link* geser (*shear link*), *link* lentur (*moment link*) dan *link* kombinasi geser dan lentur (*intermediate link*). Untuk link kombinasi juga dapat terbagi dua yaitu *link* yang dominan akibat gaya geser dan dominan gaya lentur.

*Link* geser atau *link* pendek adalah elemen *link* yang kelelehannya terjadi akibat gaya geser. Keruntuhan yang terjadi ditandai dengan adanya kerusakan pada daerah badan terlebih dahulu. *Link* lentur atau *link* panjang adalah elemen *link* yang kelelehannya terjadi akibat momen lentur. Keruntuhannya ditandai dengan adanya kerusakan pada daerah sayap.

*Link* pendek memiliki kinerja yang lebih baik dibandingkan dengan *link* panjang. Namun sudut rotasi inelastik yang terjadi cukup besar, sehingga kemungkinan terjadi kerusakan pada elemen non struktural. Sedangkan *link* panjang memiliki sudut rotasi kecil, sehingga elemen non struktural masih dalam kondisi aman. Dari segi arsitektural *link* panjang memiliki keunggulan dibandingkan dengan *link* pendek karena *bracing* pada rangka tidak terlalu panjang.

### 2.6.1 Perencanaan *Link*

Berdasarkan SNI 7860:2015, persamaan dalam menentukan panjang elemen *link* dan syarat rotasi inelastik dapat diambil sebagai berikut:

1. *Link* Pendek /*link* geser murni.  $e \leq 1,6M_p/V_p$ ,  $\gamma_p = 0,08$  radian.

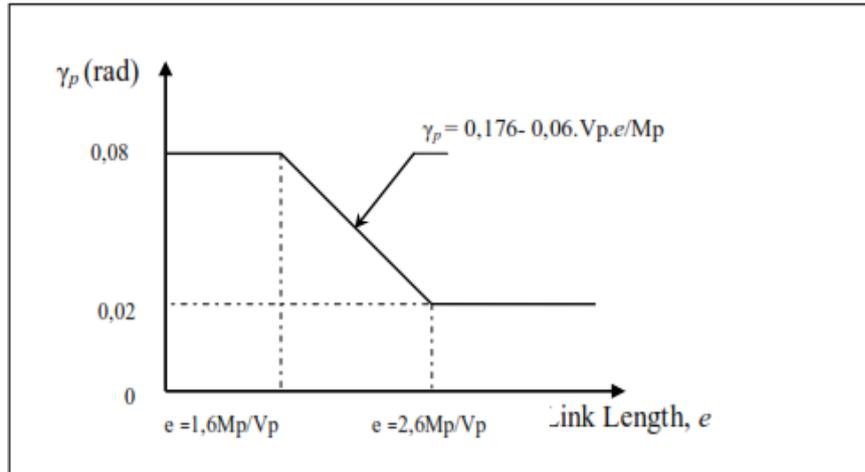
Kelelehan pada *link* jenis ini diakibatkan oleh geser, sehingga terjadi kerusakan (*fracture*) pada badan.

2. *Link* Panjang/*Link* lentur murni,  $e \geq 2,6M_p/V_p$ ,  $\gamma_p = 0,02$  radian.

Kelelehan pada *link* jenis ini diakibatkan oleh momen lentur, sehingga terjaditekukdan torsi lateral pada sayap.

3. *Link* kombinasi geser dan lentur,  $1,6M_p/V_p < e < 2,6M_p/V_p$ .

Sudut rotasi inelastik ( $\gamma_p$ ) diperoleh dengan melakukan interpolasi antara 0,08 dan 0,02 radian seperti terlihat pada Gambar 2.9. Kelelehannya terjadi tergantung dari beban yang mendominasi.



Gambar 2.9. Hubungan panjang *link* dengan sudut rotasi (Yurisman dkk, 2010).

$$M_p = Z_x \cdot F_y \quad (2.40)$$

$$V_p = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (2.41)$$

$$A_w = (d_b - 2 \cdot t_f) t_w \quad (2.42)$$

dengan,  $M_p$  = Momen plastis yang berkerja yang menyebabkan plastifikasi

$Z_x$  = Modulus penampang plastis

$F_y$  = Tegangan leleh baja

$V_p$  = Gaya geser yang berkerja yang menyebabkan plastifikasi

$A_w$  = Luas penampang badan (*web*)

$d_b$  = Kedalaman profil balok (*beam*)

$t_f$  = Ketebalan sayap (*flange*)

$t_w$  = Ketebalan badan (*web*)

Seperti yang telah diurai diawal perilaku *link* akan sangat dipengaruhi oleh gaya yang bekerja. Namun Yurisman dkk, 2010 membagi *link* menjadi empat jenis antara lain dapat terlihat dalam Tabel 2.16.

Tabel 2.16: Kategori *Link* Berdasarkan Strength Ratio (Yurisman, dkk, 2010).

Jenis <i>link</i>	Panjang <i>link</i>
<i>Link</i> geser murni	$e < 1,6 \text{ Mp/Vp}$

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Jenis <i>link</i>	Panjang <i>link</i>
<i>Link</i> dominan geser	$1,6 \text{ Mp/Vp} < e < 2,6 \text{ Mp/Vp}$
<i>Link</i> dominan lentur	$2,6 \text{ Mp/Vp} < e < 5,0 \text{ Mp/Vp}$
Lentur Murni	$e > 5 \text{ Mp/Vp}$

### 2.6.2 Pengaruh Panjang *Link*

Pada sistem struktur rangka berpengaku eksentrik (EBF), secara umum elemen *link* dibagi menjadi tiga jenis yaitu *link* geser, *link* lentur dan *link* kombinasi geser dan lentur. Untuk *link* kombinasi ada yang didominasi oleh gaya geser, dan ada yang didominasi oleh momen lentur.

Apabila kelelahan yang terjadi pada elemen *link* diakibatkan oleh gaya geser yang bekerja, maka *link* tersebut disebut *link* geser atau *link* pendek. Keruntuhan yang terjadi ditandai dengan terjadinya kerusakan pada daerah badan terlebih dahulu. Kelelahan yang terjadi pada elemen *link* disebabkan oleh momen lentur, maka *link* dikatakan *link* lentur atau *link* panjang. Keruntuhan yang terjadi ditandai dengan terjadinya kerusakan pada daerah sayap.

Kinerja *link* pendek umumnya lebih baik dibandingkan dengan *link* panjang. Namun rotasi inelastik yang disyaratkan cukup besar sehingga ada kemungkinan terjadi kerusakan pada elemen non struktural. Sedangkan *link* panjang memiliki sudut rotasi yang kecil sehingga elemen struktural masih dalam kondisi aman. Keunggulan lain dari *link* panjang adalah memiliki keunggulan segi arsitektural dibandingkan dengan *link* pendek karena *bracing* pada rangka tidak terlalu panjang.

Elemen *link* pada struktur rangka berpengaku eksentrik adalah merupakan balok utama yang dipotong sesuai dengan kebutuhan untuk panjang baik itu *link* pendek ataupun *link* panjang. Sehingga terjadi tingkat kesulitan dalam pelaksanaan yang lebih rumit dibandingkan dengan struktur penahan momen, juga apabila elemen *link* mengalami kerusakan ketika menerima beban gempa akan mengalami kesulitan dalam pelaksanaannya untuk mengganti dengan yang baru.

## **2.7 Perencanaan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Berdasarkan SNI 03-1729-2002**

### **2.7.1 Ruang Lingkup**

SRPMK diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang besar apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana.

### **2.7.2 Sambungan Balok ke-Kolom**

1) Perencanaan semua balok ke kolom yang digunakan pada Sistem Pemikul Beban Gempa harus didasarkan pada hasil-hasil pengujian kualifikasi yang menunjukkan rotasi inelastis sekurang-kurangnya 0,03 radian. Hasil-hasil pengujian kualifikasi didapat terhadap sekurang-kurangnya dari dua pengujian siklik dan diijinkan berdasarkan salah satu dari dua persyaratan berikut ini:

- a) Laporan penelitian atau laporan pengujian yang dilakukan untuk sambungan yang serupa dengan yang sedang direncanakan untuk suatu proyek.
- b) Pengujian yang dilakukan khusus untuk sambungan yang sedang direncanakan untuk suatu proyek dan cukup mewakili ukuran-ukuran komponen struktur, kekuatan bahan, konfigurasi sambungan, dan urutan pelaksanaan pada proyek tersebut.

Interpolasi atau ekstrapolasi dari hasil-hasil pengujian dengan ukuran-ukuran komponen struktur yang berbeda-beda harus dilakukan menggunakan analisis rasional yang memperlihatkan distribusi tegangan dan besar gaya-gaya dalam yang konsisten terhadap model uji sambungan dan dengan memperhatikan pengaruh negatif dari ukuran bahan dan ketebalan las yang lebih besar serta variasi dari sifat-sifat bahan. Ekstrapolasi dari hasil-hasil pengujian harus didasarkan pada kombinasi serupa dari komponen struktur.

Sambungan yang sebenarnya harus dibuat menggunakan bahan, konfigurasi, proses dan kendali kualitas demikian sehingga dapat menjamin keserupaannya dengan model uji sambungan. Balok-balok dengan hasil pengujian tegangan leleh kurang dari 85%  $f_y$  tidak boleh digunakan dalam pengujian kualifikasi.

- 2) Pengujian sambungan balok ke kolom harus memperlihatkan kuat lentur, yang diukur dimuka kolom, sekurang-kurangnya sama dengan momen plastis nominal balok  $M_p$  pada saat terjadinya rotasi inelastis yang disyaratkan, kecuali bila:
- a) Kuat lentur balok lebih ditentukan oleh tekuk lokal dari pada oleh tegangan leleh bahan, atau bila sambungan menghubungkan balok dengan peampang melintang yang direduksi maka kuat lentur minimumnya sama dengan  $0,8 M_p$  dari balok pada pengujian;
  - b) Sambungan-sambungan yang memungkinkan terjadinya rotasi dari komponen struktur yang tersambung dapat diijinkan, selama dapat ditunjukkan menggunakan analisis yang rasional bahwa tambahan simpangan antar lantai yang disebabkan oleh struktur bangunan. Analisis rasional yang dilakukan harus memperhitungkan stabilitas sistem rangka secara keseluruhan dengan memperhatikan pengaruh orde kedua.
- 3) Gaya geser terfaktor  $V_u$ , sambungan balok ke kolom harus ditentukan menggunakan kombinasi beban  $1,2 D + 0,5 L$  ditambah dengan gaya geser yang dihasilkan dari bekerjanya momen lentur sebesar  $1,1 R_y f_y Z$  pada arah yang berlawanan pada masing-masing ujung balok. Sebagai alternatif, nilai  $V_u$  yang lebih kecil dapat digunakan selama dapat dibuktikan menggunakan analisis yang rasional. Gaya geser terfaktor tidak perlu lebih besar daripada gaya geser yang dihasilkan oleh kombinasi pembebanan.

### **2.7.3 Daerah Panel pada Sambungan Balok ke-Kolom (Badan Balok Sebidang Dengan Badan Kolom)**

1. Kuat Geser: Gaya geser terfaktor  $V_u$  pada daerah panel ditentukan berdasarkan momen lentur balok sesuai dengan kombinasi pembebanan. Namun,  $V_u$  tidak perlu melebihi gaya geser yang ditetapkan berdasarkan  $0,8 \sum R_y M_p$  dari balok-balok yang merangka pada sayap kolom disambungan. Kuat geser rencana  $\phi_v V_n$  panel ditentukan menggunakan Pers. 2.43 dan 2.44.

$$\text{Bila } N_u \leq 0,75 N_y, \phi_v V_n = 0,6 \phi_v f_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (2.43)$$

$$\text{Bila } N_u \leq 0,75 N_y, \phi_v V_n = 0,6 \phi_v f_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \left[ 1,9 - \frac{1,2N_u}{N_y} \right] \quad (2.44)$$

Dengan  $\phi_v = 0,75$

Keterangan:

$t_p$  = tebal total daerah panel, termasuk pelat pengganda, mm

$d_c$  = tinggi keseluruhan penampang kolom, mm

$b_{cf}$  = lebar sayap kolom, mm

$t_{cf}$  = ketebalan dari sayap kolom, mm

$b_d$  = tinggi bruto penampang balok, mm

$f_y$  = tegangan leleh bahan baja pada daerah panel, Mpa

2. Tebal daerah panel: ketebalan masing-masing pelat badan penampang kolom atau pelat pengganda pada daerah panel, ditetapkan menurut Pers. 2.45.

$$t \geq (d_z + w_z)/90 \quad (2.45)$$

Keterangan:

$t$  = tebal pelat badan penampang kolom atau pelat pengganda pada daerah panel, mm

$d_z$  = tinggi daerah panel diantara pelat terusan, mm

$w_z$  = lebar daerah panel di antara kedua sayap kolom, mm

sebagai alternatif, apabila tekuk lokal pada pelat badan penampang kolom dan pelat pengganda dicegah menggunakan las sumbat maka tebal total daerah panel harus memenuhi Pers. 2.46.

3. Pelat-pelat pengganda pada daerah panel: pelat-pelat pengganda harus dilas kepada pelat-pelat sayap kolom menggunakan las tumpul penuh atau las sudut untuk mengembangkan kuat geser rencana dari seluruh tebal pelat pengganda. Bila pelat pengganda dipasang menempel pada pelat badan penampang kolom maka sisi-sisi atas dan bawah pelat pengganda harus dilas terhadap pelat badan penampang kolom sehingga dapat memikul bagian dari gaya-gaya yang

dipindahkan kepada pelat pengganda. Bila pelat pengganda dipasang tidak menempel pada pelat badan penampang kolom maka pelat pengganda harus dipasang berpasangan secara simetris dan dilas kepada pelat terusan sehingga dapat memikul bagian gaya yang dipindahkan kepada pelat pengganda.

#### 2.7.4 Batasan-Batasan terhadap Balok dan Kolom

1. Luas sayap balok: tidak diperkenankan terjadi perubahan luas sayap balok yang mendadak pada daerah sendi plastis. Pembuatan lubang dan pengguntingan lebar pelat sayap dapat diijinkan selama pengujian memperlihatkan bahwa konfigurasi ini tetap dapat mengembangkan sendi-sendi plastis yang disyaratkan pada sub bab 2.7.2 .
2. Rasio lebar terhadap tebal: balok-balok harus memenuhi persyaratan  $\lambda_p$  pada Tabel 2.14. Apabila perbandingan pada Pers. 2.45 lebih kecil atau sama dengan 1,25, kolom-kolom harus memenuhi persyaratan  $\lambda_p$  pada Tabel 2.14. Bila hal-hal tersebut tidak dipenuhi maka kolom-kolom harus memenuhi persyaratan  $\lambda_p$  pada Tabel 7.5-1 SNI 03-1729-2002.

#### 2.7.5 Perbandingan Momen Kolom Terhadap Momen Balok

Hubungan berikut ini harus dipenuhi pada sambungan balok ke-kolom sesuai dengan Pers. 2.46.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (2.46)$$

Keterangan:

$\sum M_{pc}^*$  = Jumlah momen-momen kolom di bawah dan di atas sambungan pada pertemuan antara as kolom dan as balok.  $\sum M_{pc}^*$  ditentukan dengan menjumlahkan proyeksi kuat lentur nominal kolom, termasuk voute bila ada, di atas dan di bawah sambungan pada as balok dengan reduksi akibat gaya aksial tekan kolom. Diperkenankan untuk mengambil  $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (f_{yc} - N_{uc} / A_g)$ . Bila as balok-balok yang bertemu

disambungan tidak membentuk satu titik maka titik tengahnya dapat digunakan dalam perhitungan.

$\sum M_{pb}^*$  = Jumlah momen-momen balok-balok pada pertemuan as balok dan as kolom.  $\sum M_{pb}^*$  ditentukan dengan menjumlahkan proyeksi kuat lentur nominal balok di daerah sendi plastis pada as kolom. Diperkenankan untuk mengambil  $\sum M_{pb}^* = \sum (I, I R_y M_p / M_y)$ , dengan  $M_y$  adalah momen tambahan akibat amplifikasi gaya geser dari lokasi sendi plastis ke as kolom. Sebagai alternatif, diperkenankan untuk menentukan  $\sum M_{pb}^*$  dari hasil pengujian sesuai dengan persyaratan pada Butir 2.6.2. atau dengan analisis rasional berdasarkan pengujian. Bila sambungan dibuat menggunakan penampang balok yang direduksi maka diperkenankan untuk mengambil  $\sum M_{pb}^* = \sum (I, I R_y M_p / M_y)$ , dengan  $Z$  adalah modulus plastis minimum pada penampang balok yang direduksi.

- $A_g$  = luas penampang bruto kolom, mm<sup>2</sup>
- $f_{yc}$  = tegangan leleh penampang kolom, Mpa
- $N_{uc}$  = gaya aksial tekan terfaktor pada kolom, N
- $Z_c$  = modulus plastis penampang kolom, mm<sup>3</sup>

Berdasarkan SNI 03-1729-2002, bila kolom-kolom memenuhi persyaratan pada sub bab 2.7.4. Maka persyaratan di atas tidak harus dipenuhi untuk kasus-kasus di bawah ini:

- a) Kolom-kolom dengan  $N_{uc} < 0,3 f_{yc} A_g$  untuk semua kombinasi pembebanan kecuali yang ditentukan oleh Pers. 2.47 dan 2.48.

$$1,2 D + \gamma_L L + \Omega_0 E_h \tag{2.47}$$

$$0,9 D - \Omega_0 E_h \tag{2.48}$$

Dengan  $\gamma_L = 0,5$  bila  $L < 5$  kPa dan  $\gamma_L = 1$  bila  $L \geq 5$  kPa

Keterangan:

D adalah pengaruh beban mati yang disebabkan oleh berat elemen struktur dan beban tetap pada struktur

L adalah pengaruh beban hidup akibat pengguna gedung dan peralatan bergerak

$E_h$  adalah pengaruh dari komponen horizontal gaya gempa

$\Omega_0$  adalah faktor kuat cadang struktur

Dari nilai kolom-kolom  $N_{uc} < 0,3 f_y A_g$  tersebut harus memenuhi salah satu dari dua syarat berikut:

1. Kolom-kolom pada bangunan satu tingkat atau di tingkat yang tertinggi dari bangunan bertingkat tinggi;
  2. Kolom-kolom dengan:
    - a. Jumlah kuat geser rencana dari kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem pemikul gaya gempa di suatu tingkat kurang daripada 20% dari gaya geser tingkat terfaktor.
    - b. Jumlah kuat geser rencana dari kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem pemikul gaya gempa dalam suatu bidang kolom di suatu tingkat kurang daripada 33% dari gaya geser tingkat terfaktor pada bidang kolom tersebut. Bidang kolom adalah suatu bidang yang mengandung kolom-kolom atau bidang-bidang paralel yang mengandung kolom-kolom dengan jarak antar bidang-bidang tersebut tidak lebih daripada 10% dari dimensi tapak bangunan tegak lurus bidang tersebut.
- b) Kolom-kolom pada suatu tingkat dengan perbandingan kuat geser rencana terhadap gaya geser tingkat terfaktor adalah 50% lebih besar daripada perbandingan tersebut untuk tingkat di atasnya.

### **2.7.6 Kekangan pada Sambungan Balok ke-Kolom**

A. Kekangan sambungan:

1. Sayap-sayap kolom pada sambungan balok ke-kolom perlu dikekang secara lateral hanya pada daerah sayap atas balok bila suatu kolom dapat ditunjukkan tetap berada dalam keadaan elastis di luar daerah panel menggunakan salah satu dari dua kriteria di bawah ini:
  - a. Pers. 2.47 memberikan hasil lebih besar dari 1,25;
  - b. Suatu kolom tetap bersifat elastis akibat kombinasi pembebanan pada Pers. 2.44 dan 2.46.

2. Bila suatu kolom tidak dapat ditunjukkan masih bersifat elastis di luar daerah panel maka persyaratan berikut ini harus dipenuhi:
  - a. Sayap-sayap kolom dikekang secara lateral pada kedua sisi atas dan sisi bawah sayap balok.
  - b. Setiap pengekang lateral pelat sayap kolom direncanakan terhadap gaya terfaktor sebesar 20% dari kuat nominal satu sayap balok ( $f_y b_f t_{bf}$ ).
  - c. Sayap-sayap kolom dikekang secara lateral dengan cara langsung atau tidak langsung yaitu melalui pelat badan kolom atau melalui pelat-pelat sayap balok.

B. Sambungan tanpa pengekang lateral: suatu kolom dengan sambungan balok ke-kolom tanpa pengekang lateral keluar bidang sistem rangka pemikul gaya gempa perlu direncanakan dengan menganggap tinggi kolom sebesar jarak dari kekangan lateral yang berdekatan dalam analisis tekuk keluar bidang sistem rangka pemikul gaya dan perlu memenuhi ketentuan mengenai komponen struktur dengan beban kombinasi dan torsi, kecuali bila:

- 1) Beban terfaktor pada kolom ditentukan dengan kombinasi beban  $1,2D + 0,5L \pm E$ , dengan  $E$  adalah yang terkecil dari kedua nilai berikut ini:
  - (a) Beban gempa teramplifikasi sebesar  $\Omega_0 Eh$ ;
  - (b) 125% dari kuat rencana rangka yang direncanakan berdasarkan kuat lentur rencana balok atau kuat geser rencana daerah panel.
- 2) Nilai  $L/r$  kolom tersebut tidak melampaui 60;
- 3) Kuat lentur perlu kolom keluar bidang sistem rangka pemikul gaya gempa harus mencakup momen yang diakibatkan oleh gaya pada sayap balok yang ditetapkan pada sub bab 2.7.7, ditambah dengan pengaruh momen orde kedua akibat simpangan sayap kolom.

### **2.7.7 Pengekang Lateral pada Balok**

Kedua pelat sayap balok harus dikekang secara lateral dengan cara langsung atau tak langsung. Panjang daerah yang tak terkekang secara lateral tidak boleh

melampaui  $\frac{17500 R_y}{F_y}$ . Sebagai tambahan, pengekan lateral harus dipasang dekat titik tangkap beban-beban terpusat, perubahan penampang, dan lokasi-lokasi lainnya yang mana analisis menunjukkan kemungkinan terbentuknya sendi plastis pada saat terjadinya deformasi inelastis pada SRPMK, dapat dilihat pada Tabel 2.17.

Tabel 2.17: Nilai batas perbandingan lebar terhadap tebal  $\lambda_p$ , untuk elemen tekan berdasarkan SNI 03-1729-2015.

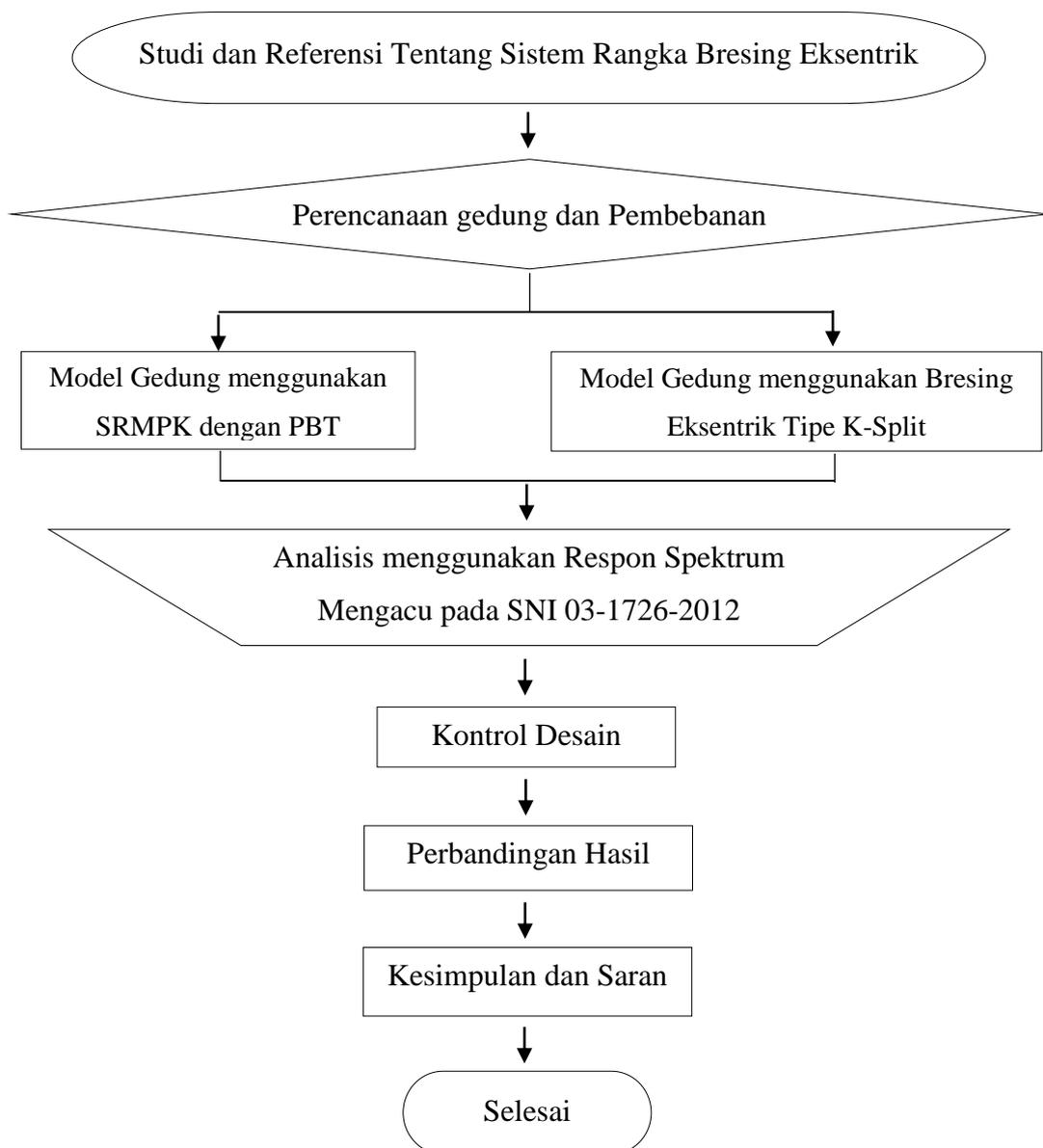
Keterangan Elemen	Perbandingan Lebar Terhadap Tebal	Nilai Batas Perbandingan Lebar Terhadap Tebal
Sayap-sayap profil I, profil hibrida atau profil tersusun dan profil kanal dalam lentur	$b/t$	$\frac{135}{\sqrt{f_y}}$
Pelat-pelat badan pada kombinasi lentur dan aksial bebas	$h_c/t_w$	<p>Bila <math>N_u/\phi_b N_y \leq 0,125</math></p> $\frac{1.365}{\sqrt{f_y}} \left[ 1 - 1,54 \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right]$ <p>Bila <math>N_u/\phi_b N_y &gt; 0,125</math></p> $\frac{500}{\sqrt{f_y}} \left[ 2.33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right] \geq \frac{665}{\sqrt{f_y}}$
Penampang baja bulat berongga dalam aksial tekan atau lentur	$D/t$	$\frac{9.000}{f_y}$
Penampang baja persegi berongga dalam aksial tekan atau lentur	$b/t$ atau $h_c/t$	$\frac{290}{\sqrt{f_y}}$

## BAB 3

### METODOLOGI PENELITIAN

#### 3.1. Metodologi Penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur gedung pada tugas akhir ini dilakukan dengan beberapa tahapan. Adapun tahapan-tahapan tersebut dapat dilihat pada gambar bagan alir pada Gambar 3.1.

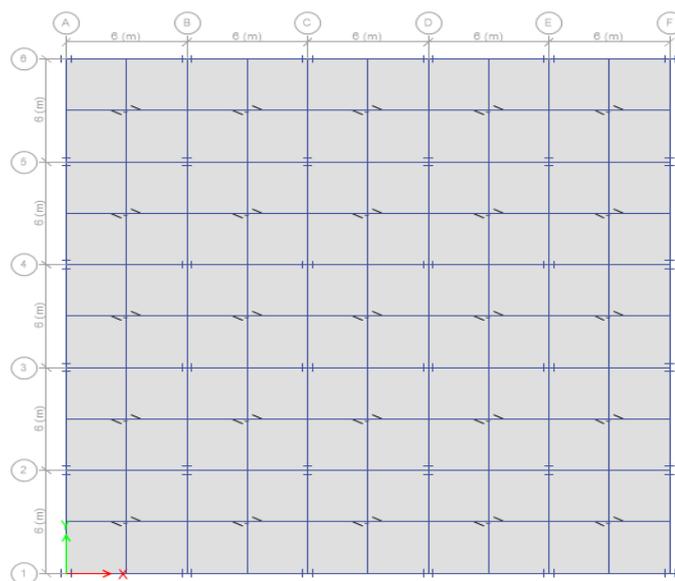


Gambar 3.1: Diagram alir penelitian.

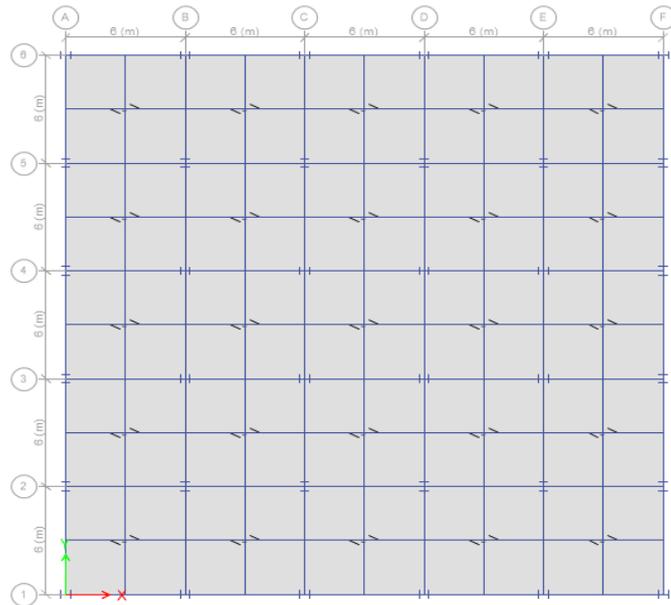
### 3.2. Tinjauan umum

Dalam tugas akhir ini, penelitian dilakukan dengan mengambil studi literatur pada 1 bangunan gedung perkantoran 10 tingkat, gedung ini memiliki perioda awal untuk Model 1 sebesar 1,55 sedangkan perioda untuk Model 2 sebesar 1,301. Gedung pertama menggunakan SRPMK dengan sistem Penampang Balok Tereduksi (*Reduce Beam Section*) dan gedung kedua menggunakan Struktur baja Bresing Eksentrik Tipe K-Split. Untuk tinggi tingkat pertama pada gedung 4 m dan 3,6 m pada tingkat-tingkat selanjutnya. Dimensi struktur adalah simetris segiempat yang memiliki 5 bidang portal pada arah horizontal dan vertikal. Luas bangunan rencana adalah  $(36 \times 36) \text{ m}^2$ . Panjang bidang portal adalah masing-masing 6 m. Struktur gedung adalah portal baja yang dimodelkan sebagai *element frame* 3 dimensi (3D) pada analisa stuktur dengan mengacu pada standar gempa berdasarkan SNI 1726:2012 dan perencanaan struktur baja berdsarkan SNI 03-1729-2015.

Material yang digunakan adalah baja pada elemen struktur, dengan mutu baja (BJ) 41, dengan tegangan leleh  $F_y = 250 \text{ MPa}$ , tegangan ultimate  $F_u = 410 \text{ MPa}$ , serta modulus elastisitas  $200000 \text{ MPa}$ . Adapun gambar denah gedung terhadap sumbu X maupun sumbu Y dapat terlihat pada Gambar 3.2 dan 3.3.



Gambar 3.2: Denah Perencanaan Gedung Baja untuk Model 1 dan Model 2 terhadap sumbu X.



Gambar 3.3: Denah Perencanaan Gedung Baja untuk Model 1 dan Model 2 terhadap sumbu Y.

### 3.3. Faktor Respon Gempa (C)

Berdasarkan SNI 1726:2012, spektrum respon gempa desain pada kondisi tanah sedang terletak di kota Manado dianalisis dengan data-data  $PGA = 0,45 \text{ g}$ ,  $S_s = 1 \text{ g}$ ,  $S_1 = 0,5 \text{ g}$ . Tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat respon gempa desain dapat dilakukan dengan cara berikut:

a. Menentukan koefisien  $F_a$  dan  $F_v$

1. Koefisien  $F_a$

Koefisien  $F_a$  ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S_s$  yang terdapat pada Tabel 2.9 dan berdasarkan jenis tanah sedang, maka diperoleh nilai  $F_a$  di bawah ini:

$$F_a = 1,10$$

2. Koefisien  $F_v$

Koefisien  $F_v$  ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S_1$  yang terdapat pada Tabel 2.10 dan berdasarkan jenis tanah sedang, maka diperoleh nilai  $F_v$  di bawah ini:

$$F_v = 1,50$$

b. Penentuan nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{MI}$

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

$$S_{MS} = 1,10 \cdot 1$$

$$S_{MS} = 1,10$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I$$

$$S_{MI} = 1,50 \cdot 0,5$$

$$S_{MI} = 0,75$$

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

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot 1,10$$

$$S_{DS} = 0,733$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{MI}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot 0,75$$

$$S_{D1} = 0,5$$

d. Penentuan nilai  $T_s$  dan  $T_0$

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

$$T_s = \frac{0,5}{0,733}$$

$$T_s = 0,68$$

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

$$T_0 = 0,2 \cdot 0,68$$

$$T_0 = 0,14$$

e. Penentuan nilai  $S_a$

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respon percepatan desain ( $S_a$ ) harus diambil dari Pers 2.7.

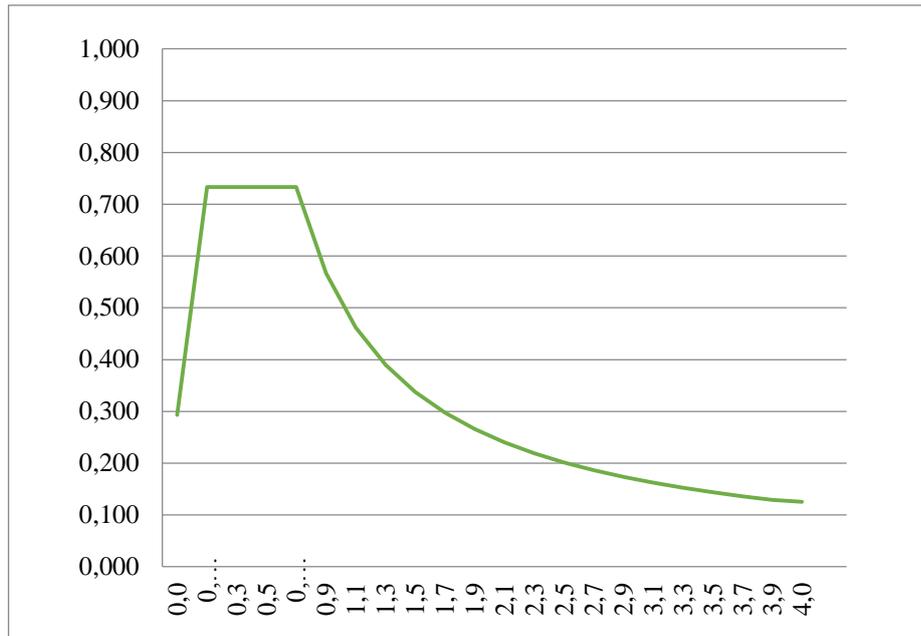
$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

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.

Spektrum respon percepatan disajikan dalam Tabel 3.1 dan grafik spektrum respon diplot ke dalam *Microsoft Excel* seperti pada Gambar 3.4.

Tabel 3.1: Spektrum Respon Percepatan Gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Respon Spektrum (Tanah Sedang)	
Data yang didapat	
Waktu (detik)	Koefisien Gempa (C)
0	0,29
0,105	0,73
0,2	0,73
0,4	0,73
0,53	0,73
0,8	0,625
1	0,500
1,2	0,417
1,4	0,357
1,6	0,313
1,8	0,278
2	0,250
2,2	0,227
2,4	0,208
2,6	0,192
2,8	0,179
3	0,167
3,2	0,156
3,4	0,147
3,6	0,139
3,8	0,132
4	0,125



Gambar 3.4: Spektrum respon gempa SNI 1726:2012 kota Manado dengan jenis tanah sedang.

### 3.4. Pemodelan dan Analisis Struktur

Dalam tugas akhir ini menggunakan analisa dinamis, dimana analisa dinamis yang digunakan adalah analisa dinamis respon spektrum.

#### 3.4.1. Faktor Keutamaan Struktur (I)

Menurut SNI 1726:2012, sesuai Tabel 2.1 dengan fungsi bangunan perkantoran maka nilai  $I = 1$ . Untuk SNI 1726:2012, pemilihan nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko yang sesuai Tabel 2.2 yaitu dengan fungsi bangunan perkantoran adalah kategori resiko II, dengan hal itu maka didapat melalui Tabel 2.3 nilai faktor keutamaan ( $I_e$ ) = 1

#### 3.4.2. Faktor Reduksi Gempa

Desain bangunan direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), dimana untuk nilai faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 sesuai Tabel 2.6 dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem Penahan Gaya Seismik	R
X	Rangka baja sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK)	8
Y	Rangka baja sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK)	8
X	Rangka baja dengan bresing eksentrik (SRBE) tipe K-Split	8
Y	Rangka baja dengan bresing eksentrik (SRBE) tipe K-Split	8

### 3.4.3. Komponen Struktur

Komponen struktur yang terdapat pada bangunan ini meliputi balok, kolom, pelat dan pondasi yang digunakan. Berikut akan direncanakan dimensi awal dari komponen-komponen struktur bangunan.

#### 3.4.3.1. Tebal pelat lantai

Tebal pelat yang digunakan yaitu  $140 \text{ mm} = 0,14 \text{ m}$  (untuk semua tipe pelat lantai), sedangkan pelat atap digunakan tebal pelat  $130 \text{ mm} = 0,13 \text{ m}$ . Untuk analisis penentuan tebal pelat lantai dapat dilihat pada Lampiran.

Dalam pemodelan, pelat lantai menggunakan *deck* dan dianggap mampu menahan gaya-gaya horizontal/gempa maupun arah vertikal. Dalam ETABS, pada menu *Define Section Properties*, lalu dipilih *Slab deck*.

#### 3.4.3.2. Pondasi

Pemodelan pondasi dilakukan dengan menganggap bahwa pondasi memberikan kekangan translasi dan rotasi yang cukup pada semua arah sumbu bangunan. Berdasarkan asumsi yang digunakan tersebut, pondasi dimodelkan sebagai perletakan jepit pada lantai dasar bangunan, yaitu pada ujung-ujung bawah kolom lantai dasar.

### 3.4.4. Pembebanan struktur

Di dalam struktur bangunan Teknik Sipil terdapat dua jenis beban luar yang bekerja yaitu beban statis dan beban dinamis. Beban yang bekerja terus-menerus pada suatu struktur adalah beban statis. Jenis dari beban statis adalah sebagai berikut:

1. Beban mati (*Dead load*)

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja secara vertikal yang mengikuti arah gravitasi pada struktur bangunan. Adapun berat komponen material bangunan dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu Pedoman Perencanaan Pembangunan untuk Rumah dan Gedung 1987 dan juga peraturan 1983. Untuk berat satuan material disajikan pada Tabel 3.3 dan 3.4.

Tabel 3.3: Berat Material Konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton Bertulang	2400 kg/m <sup>3</sup>
Baja	7850 kg/m <sup>3</sup>

Tabel 3.4: Berat Tambahan Komponen Gedung berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Plafon dan penggantung	18 kg/m <sup>2</sup>
Adukan /cm dari semen	21 kg/m <sup>2</sup>
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m <sup>2</sup>
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m <sup>2</sup>

2. Beban hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang disebabkan oleh penggunaan maupun hunian dan beban ini bisa ada atau tidak ada pada struktur pada waktu tertentu. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi terkadang dapat juga berarah horizontal. Berat beban hidup berdasarkan Perencanaan Beban Minimum untuk bangunan gedung dan struktur lain disajikan dalam Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan SNI 1727:2013.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Perkantoran	240 kg/m <sup>2</sup>
Beban terpusat pekerja minimum	100 kg/m <sup>2</sup>
Beban hidup pada tangga dan bordes	300 kg/m <sup>3</sup>

a. Berat dinding bata

Berat dinding bata yang di input ke balok induk sebesar 1125 kg/m untuk lantai 1, 1050 kg/m untuk lantai 2-9, dan 570 kg/m untuk atap. Selanjutnya berat dinding di input ke balok dengan beban terbagi merata (*distributed*) dalam program analisa stuktur.

3. Beban *Notional*

Beban notional disertakan pada pemodelan mengacu pada peraturan SNI 1729-2015. Kombinasi pembebanan dirujuk dari SNI 1727-2013. Dalam hal ini, penulis menggunakan metode DFBK sebagai Metode Perencanaan Gedung Struktur Baja, Input beban notional dipengaruhi oleh berat sendiri bangunan, oleh karena itu penginputan beban notional dilakukan pada tahap terakhir setelah memastikan semua penampang dan beban-beban yang lain telah diinput. Nilai beban national terdapat pada Table 3.6.

Tabel 3.6: Rekapitulasi beban notional arah X dan Y.

Penerima Beban	Beban Notional (KN) Model 1		Beban Notional (KN) Model 2	
	Notional Arah X (NX)	Notional Arah Y (NY)	Notional Arah X (NX)	Notional Arah Y (NY)
Lantai 1	8,358	8,358	8,394	8,394
Lantai 2	8,272	8,272	8,307	8,307
Lantai 3	8,272	8,272	8,307	8,307
Lantai 4	8,272	8,272	8,307	8,307
Lantai 5	8,272	8,272	8,307	8,307
Lantai 6	8,272	8,272	8,307	8,307
Lantai 7	8,272	8,272	8,307	8,307
Lantai 8	8,272	8,272	8,307	8,307
Lantai 9	8,272	8,272	8,307	8,307
Atap	6,404	6,404	6,421	6,421

### 3.4.5. Perhitungan berat per Lantai gedung

Untuk berat sendiri struktur diperoleh menggunakan bantuan program stuktur, sedangkan berat beton tambahan dan berat beban hidup dapat dilihat pada bab hasil dan pembahasan.

### 3.4.6. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah menggunakan desain kekuatan batas (DFBK) yang telah ditetapkan dalam SNI 1726:2012 dan SNI 1727:2013. Untuk pemodelan ini menggunakan nilai  $\rho = 1,3$  yang diperoleh dari KDS D dan  $S_{DS} = 0,733$ . Maka kombinasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai  $\rho = 1,3$  dan  $S_{DS} = 0,733$ .

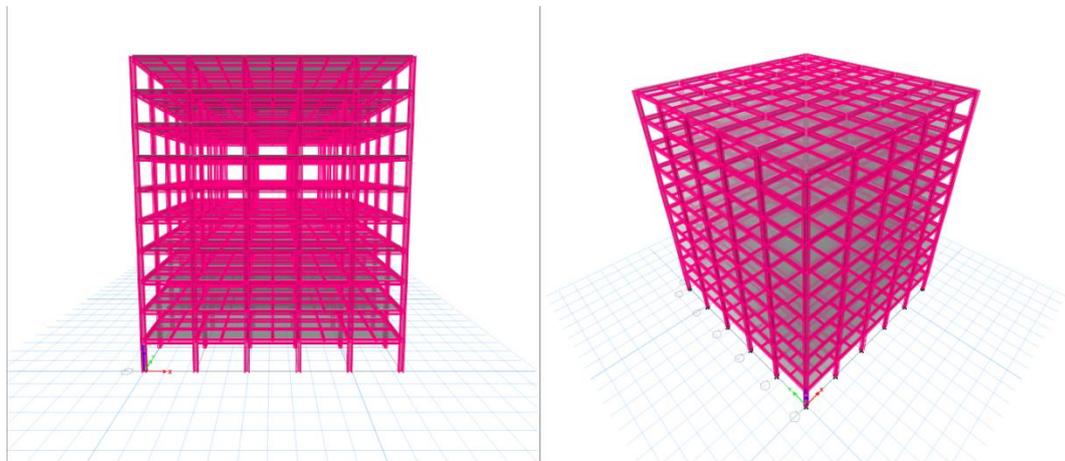
Kombinasi Pembebanan							
Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0 EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0 EY
Kombinasi 3	1,39	DL	1	LL	0,39	EX	1,3 EY
Kombinasi 4	1,01	DL	1	LL	-0,39	EX	-1,3 EY
Kombinasi 5	1,10	DL	1	LL	0,39	EX	-1,3 EY
Kombinasi 6	1,30	DL	1	LL	-0,39	EX	1,3 EY
Kombinasi 7	1,39	DL	1	LL	1,3	EX	0,39 EY
Kombinasi 8	1,01	DL	1	LL	-1,3	EX	-0,39 EY
Kombinasi 9	1,30	DL	1	LL	1,3	EX	-0,39 EY
Kombinasi 10	1,10	DL	1	LL	-1,3	EX	0,39 EY
Kombinasi 11	1,09	DL	0	LL	0,39	EX	1,3 EY
Kombinasi 12	0,71	DL	0	LL	-0,39	EX	-1,3 EY
Kombinasi 13	0,80	DL	0	LL	0,39	EX	-1,3 EY
Kombinasi 14	1,00	DL	0	LL	-0,39	EX	1,3 EY
Kombinasi 15	1,09	DL	0	LL	1,3	EX	0,39 EY
Kombinasi 16	0,71	DL	0	LL	-1,3	EX	-0,39 EY
Kombinasi 17	1,00	DL	0	LL	1,3	EX	-0,39 EY
Kombinasi 18	0,80	DL	0	LL	-1,3	EX	0,39 EY
Kombinasi 19	1,20	DL	1	LL	1	NX	1 NY

Tabel 3.7: *Lanjutan.*

Kombinasi Pembebanan								
Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 20	1,20	DL	1	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 21	1,20	DL	1	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 22	1,20	DL	1	LL	-1	NX	-1	NY
Kombinasi 23	0,90	DL	0	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 24	0,90	DL	0	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 25	0,90	DL	0	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 26	0,90	DL	0	LL	-1	NX	-1	NY

### 3.5. Model 1

Model gedung yang pertama adalah bentuk struktur bangunan SRPMK dengan sistem sambungan Penampang Balok Tereduksi (*Reduced Beam Section*). Pengambilan panjang penampang balok tereduksi adalah 1 meter. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.5 dan sayatan Penampang Balok Tereduksi dapat dilihat pada Gambar 3.6.

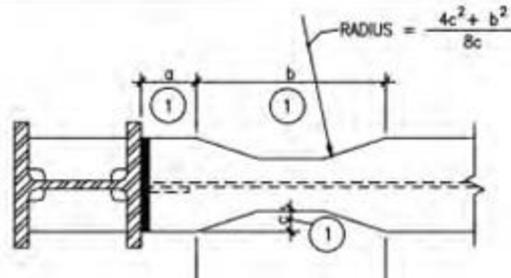


Gambar 3.5: Pemodelan gedung Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (Model 1).

#### 3.5.1. Data perencanaan struktur

- Jenis portal struktur bangunan menggunakan baja
- Fungsi bangunan perkantoran
- Bangunan terletak di kota Manado

- Gedung didesain berdasarkan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) dengan sistem sambungan Penampang Balok Tereduksi (*Reduce Beam Section*)
- Jenis tanah sedang



Gambar 3.6: Potongan Sambungan PBT

Perhitungan:

$$a = 0,65 * 300 = 195 \text{ mm}$$

$$b = 0,75 * 440 = 330 \text{ mm}$$

$$c = 0,2 * 300 = 60 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Radius} &= \frac{4c^2 + b^2}{8c} \\ &= 256,875 \text{ mm} \end{aligned}$$

Untuk mencari daerah yang mengalami pengurangan penampang pada balok dengan bentuk busur dengan jari-jari yang telah diketahui dan dengan sudut  $116^\circ$  maka dapat digunakan rumus luas juring sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{L juring} &= \frac{116}{360} \times \pi r^2 \\ &= \frac{116}{360} \times 3,14 \times 256,875^2 \\ &= 66761,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{L segitiga} &= \frac{1}{2} \cdot a \cdot t \\ &= \frac{1}{2} \cdot 195 \cdot 196,875 \\ &= 32484 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{L tembereng} &= \text{L juring} - \text{L segitiga} \\ &= 66761,9 - 32484 \end{aligned}$$

$$= 34277,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Maka: LP PBT} = 300000 - (2 \cdot 34277,5) = 231444,91 \text{ mm}^2.$$

Penampang yang digunakan untuk balok induk I 440 x 300 x 11 x 18 setelah dikurangi dengan hasil di atas maka penampang yang digunakan untuk PBT adalah profil I 440 x 231,445 x 11 x 18.

### 3.5.2. Balok dan Kolom

Balok merupakan elemen struktur penahan gaya lentur dan geser yang terhubung kaku dengan kolom-kolom pada ujung-ujungnya, sehingga memiliki momen maksimum terdapat pada ujung-ujung balok tempat terjadinya sendi plastis saat terjadi gempa.

Desain balok pada tugas akhir ini terdiri dari balok utama dan balok anak. Balok utama adalah balok yang ujung-ujungnya bertumpu langsung pada kolom, sedangkan balok anak adalah balok-balok yang ujung-ujungnya bertumpu pada balok utama yang arahnya sejajar dengan arah Y dan juga arah X. Balok anak memiliki penampang lebih kecil dari balok utama karena balok anak menumpu pada balok utama yang tegak lurus terhadapnya.

Kolom merupakan penahan gaya aksial dan lentur yang terhubung kaku dengan balok-balok di atas dan di bawahnya. Saat terjadi gempa kolom menerima sebagian beban lateral yang bekerja sebelum diteruskan kepada elemen-elemen struktur lainnya.

Pendefinisian profil balok dan kolom untuk struktur SRPMK dengan sistem PBT dapat dilihat pada Tabel 3.8.

Tabel 3.8: Pendefinisian profil penampang pada gedung Model 1.

Jenis gedung	Elemen (batang)	Dimensi profil
Model 1	Kolom	498 x 432 x 45 x 70
	Balok	440 x 300 x 11 x 18
	Balok (PBT)	440 x 231,445 x 11 x 18
	Balok anak	250 x 125 x 6 x 9

### 3.5.3. Gaya geser gempa

Dalam analisis gedung SRPMK ini menggunakan analisis dinamik respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012. Penguraian analisisnya sebagai berikut:

#### I. Analisis respon spektrum

Prosedur analisis respon spektrum dilakukan dengan menggunakan program ETABS v.16. Analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dengan input gaya gempa seperti pada Gambar 3.3 yang dijelaskan pada sub bab 2.4.3. Metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%.

Selain itu, penjumlahan ragam respons menurut metode CQC atau SRSS harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) menggunakan program analisa stuktur yaitu pada *Structure Output (Modal Participating Mass Ratios)*. Adapun analisis respon spektrum menggunakan metode kombinasi jumlah akar kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dapat dilihat pada Tabel 3.9.

Tabel 3.9: Data Perioda dan Partisipasi Massa (Model 1).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,55	0	0,8065	0	0	0,8065
2	1,535	0,8037	0	0	0,8037	0,8065
3	1,342	0	0	0	0,8037	0,8065
4	0,493	0	0,0997	0	0,8037	0,9062
5	0,486	0,1004	0	0	0,9041	0,9062
6	0,424	0	0	0	0,9041	0,9062
7	0,273	0	0,0397	0	0,9041	0,9459
8	0,268	0,0404	0	0	0,9445	0,9459
9	0,232	0	0	0	0,9445	0,9459
10	0,178	0	0,022	0	0,9445	0,9679
11	0,173	0,0225	0	0	0,9669	0,9679
12	0,149	0	0	0	0,9669	0,9679

Dari hasil data Tabel 3.9 maka didapat presentase selisih seperti pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10: Hasil selisih persentase nilai perioda (Model 1).

SYARAT			
Mode (Perioda)	Selisih Persentase (%)	CQC	SRSS
Mode 1 – Mode 2	0,97%	OK	NOT OK
Mode 2 – Mode 3	12,57%	OK	NOT OK
Mode 3 – Mode 4	63,26%	NOT OK	OK
Mode 4 – Mode 5	1,42%	OK	NOT OK
Mode 5 - Mode 6	12,76%	OK	NOT OK
Mode 6 - Mode 7	35,61%	NOT OK	OK
Mode 7 – Mode 8	1,83%	OK	NOT OK
Mode 8 – Mode 9	13,43%	OK	NOT OK
Mode 9 – Mode 10	23,28%	NOT OK	OK
Mode 10 – Mode 11	2,81%	OK	NOT OK
Mode 11 – Mode 12	13,87%	OK	NOT OK

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir respons 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, dinyatakan pada Pers. 2.18.

Untuk memperoleh nilai gaya geser dasar dari metode analisis respon spektrum dapat menggunakan program analisis stuktur yaitu nilai *Base reactions* untuk arah pembebanan gempa.

a. *Nilai waktu getar alami fundamental*

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari program nilai waktu getar alami fundamental atau perioda (T) untuk Model 1 dengan sistem sambungan PBT adalah:

$$T \text{ arah Y} = 1,55 \text{ detik}$$

$$T \text{ arah X} = 1,535 \text{ detik}$$

Maka, menurut sub bab 2.4.2 peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Pers. 2.16 dan 2.17 pada Bab 2.

$C_r = 0,0724$  (Tabel 2.11 dengan tipe struktur rangka baja pemikul momen)

$H_n = 36,4$  m (tinggi gedung dari dasar)

$X = 0,75$  (Tabel 2.11 dengan tipe struktur rangka baja pemikul momen)

$C_u = 1,4$  (Tabel 2.12 dengan nilai  $SD1 \geq 0,4$ )

Maka pada Tabel 3.11 disajikan hasil pembatasan maksimum dan minimum waktu getar alami fundamental.

Tabel 3.11: Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	$T_{a\ min}$	$T_{a\ maks}$	$T$	Cek min	Cek maks
Y	1,284	1,798	1,55	OKE	OKE
X	1,284	1,798	1,535	OKE	OKE

b. *Penentuan faktor respon gempa (C)*

Berdasarkan sub bab 2.4.1 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismik ( $C_s$ ) berdasarkan Pers. 2.12-2.14 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

$$b. \quad C_{s\ maksimum} = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s\ maksimum\ arah\ X} = \frac{0,733}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,092$$

$$C_{s\ maksimum\ arah\ Y} = \frac{0,733}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,092$$

$$c. \quad C_{s\ hasil\ hitungan} = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s\ hasil\ hitungan\ arah\ X} = \frac{0,5}{1,535\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,041$$

$$C_s \text{ hasil hitungan arah Y} = \frac{0,5}{1,55\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,040$$

- d.  $C_s \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$   
 $C_s \text{ minimum} = 0,044 \cdot 0,5 \cdot 1 = 0,032$   
 $C_s \text{ minimum} = 0,044 \cdot 0,5 \cdot 1 = 0,032$

Nilai  $C_s$  di atas dan nilai  $C_s$  yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.12.

Tabel 3.12: Rangkuman nilai  $C_s$  dan nilai  $C_s$  yang digunakan pada Gedung Model 1.

Arah	$C_s$ maks	$C_s$ hitungan	$C_s$ min	$C_s$ yang digunakan
X	0,092	0,041	0,032	0,041
Y	0,092	0,040	0,032	0,040

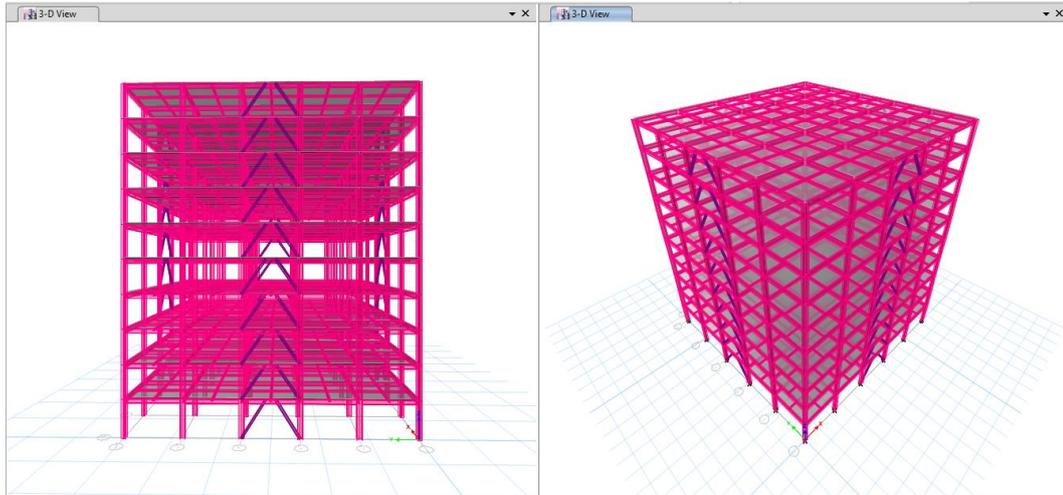
Pemilihan nilai  $C_s$  diatas di dapat karena nilai  $C_s \text{ hitungan}$  berada diantara  $C_s \text{ minimum}$  dan  $C_s \text{ maksimum}$ . Maka yang digunakan  $C_s \text{ hitungan}$  sesuai Peraturan SNI 1726:2012.

c. *Gaya lateral statik ekuivalen*

Menurut SNI 1726:2012 gaya lateral statik ekivaelen berupa gaya horizontal yang diberikan pada gedung menggunakan bantuan program analisa stuktur berupa *join loads* yang diposisikan pada portal-portal bangunan tersebut.

### 3.6. Model 2

Model gedung yang kedua adalah bentuk struktur bangunan baja Bresing Eksentrik Tipe K-Split. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7: Pemodelan struktur gedung menggunakan Bresing Eksentrik K-Split.

### 3.6.1. Data perencanaan struktur

- Jenis portal struktur bangunan menggunakan baja.
- Fungsi bangunan perkantoran.
- Bangunan terletak di kota Manado.
- Gedung didesain berdasarkan Sistem Rangka Baja Bresing Eksentrik tipe K-Split.
- Jenis tanah sedang.

### 3.6.2. Balok dan Kolom

Balok merupakan elemen struktur penahan gaya lentur dan geser yang terhubung kaku dengan kolom-kolom pada ujung-ujungnya, sehingga memiliki momen maksimum terdapat pada ujung-ujung balok tempat terjadinya sendi plastis saat terjadi gempa.

Desain balok pada tugas akhir ini terdiri dari balok utama dan balok anak. Sesuai dengan Sub bab 3.5.2.

Kolom merupakan penahan gaya aksial dan lentur yang terhubung kaku dengan balok-balok di atas dan di bawahnya. Saat terjadi gempa kolom menerima sebagian beban lateral yang bekerja sebelum diteruskan kepada struktur bresing.

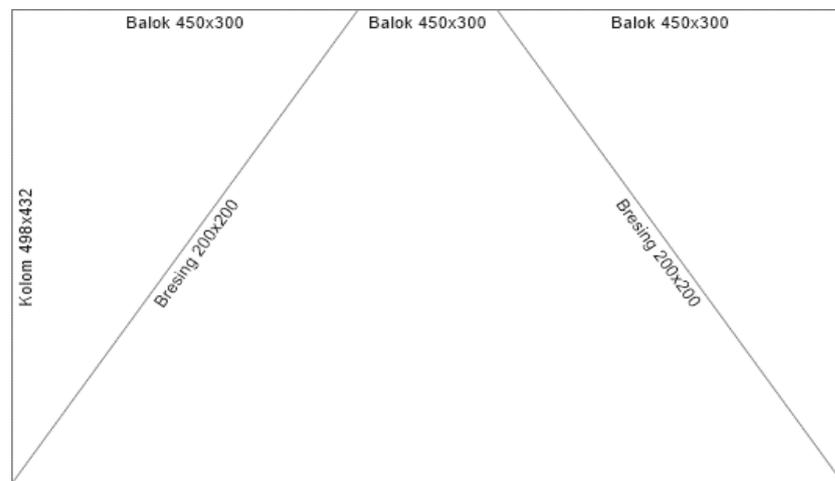
Pendefinisian profil balok dan kolom untuk struktur Bresing Konsentrik Tipe-X dapat dilihat pada Tabel 3.13.

Tabel 3.13: Pendefinisian profil penampang gedung Model 2.

Jenis gedung	Elemen (batang)	Dimensi profil
Model 2 Bresing	Kolom lt. 1-10	498 x 432 x 45 x 70
	Balok lt. 1-10	440 x 300 x 11 x 18
	Bresing	200 x 200 x 8 x 12
	Balok anak	250 x 125 x 6 x 9
	Link	440 x 300 x 11 x 18

### 3.6.3. Balok *link*

*Link* yang digunakan merupakan balok WF 450 x 300 x 11 x 18 yang dipisah dari balok utama dalam sistem EBF, seperti pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8. *Link*

### 3.6.4. Pengaku *Link*

Berdasarkan SNI 7860:2015, Dtitik pertemuan dengan batang bresing pada *Link*, harus dipasang pengaku setinggi badan *Link* dan berada di kedua sisi pelat badan *Link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari  $(b_f - 2.t_f)$  dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara  $0,75 t_w$  atau 10 mm,  $b_f$  dan  $t_w$  merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat sayap badan *Link*.

### 3.6.5. Gaya geser gempa

Dalam analisis gedung SRPMK ini menggunakan analisis dinamik respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012. Penguraian analisisnya sebagai berikut:

#### I. Analisis respon spektrum

Prosedur analisis respon spektrum dilakukan dengan menggunakan program stuktur. Analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) dengan input gaya gempa seperti pada Gambar 3.3 yang dijelaskan pada sub bab 2.4.3. Metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang kurang dari 15%.

Selain itu, penjumlahan ragam respons menurut metode CQC atau SRSS harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) menggunakan program analisa stuktur yaitu pada *Structure Output (Modal Participating Mass Ratios)*. Adapun analisis respon spektrum menggunakan metode kombinasi jumlah akar kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dapat dilihat pada Tabel 3.14.

Tabel 3.14: Data Perioda dan Partisipasi Massa (Model 2).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,301	0	0,8067	0	0	0,8067
2	1,292	0,8043	0	0	0,8043	0,8067
3	0,979	0	0	0	0,8043	0,8067
4	0,421	0	0,1064	0	0,8043	0,9131
5	0,416	0,1068	0	0	0,9111	0,9131
6	0,318	0	0	0	0,9111	0,9131
7	0,234	0	0,038	0	0,9111	0,9511
8	0,231	0,0386	0	0	0,9497	0,9511
9	0,177	0	0	0	0,9497	0,9511
10	0,157	0	0,0201	0	0,9497	0,9712
11	0,153	0,0206	0	0	0,9702	0,9712
12	0,119	0	0	0	0,9702	0,9712

Dari hasil data Tabel 3.14 perioda output program analisa stuktur di atas maka didapat presentase selisih yang dapat dilihat pada Tabel 3.15.

Tabel 3.15: Hasil selisih persentase nilai perioda (Model 2).

SYARAT			
Mode (Perioda)	Selisih Persentase (%)	CQC	SRSS
Mode 1 – Mode 2	0,69%	OK	NOT OK
Mode 2 – Mode 3	24,23%	NOT OK	OK
Mode 3 – Mode 4	57,00%	NOT OK	OK
Mode 4 – Mode 5	1,19%	OK	NOT OK
Mode 5 - Mode 6	23,56%	NOT OK	OK
Mode 6 - Mode 7	26,42%	NOT OK	OK
Mode 7 – Mode 8	1,28%	OK	NOT OK
Mode 8 – Mode 9	23,38%	NOT OK	OK
Mode 9 – Mode 10	11,30%	OK	NOT OK
Mode 10 – Mode 11	2,55%	OK	NOT OK
Mode 11 – Mode 12	22,22%	NOT OK	OK

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir respons 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, dinyatakan pada Pers. 2.18.

Untuk memperoleh nilai gaya geser dasar dari metode analisis respon spektrum dapat menggunakan program analisa stuktur yaitu nilai Base reactions untuk arah pembebanan gempa.

a. *Nilai waktu getar alami fundamental*

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari program analisa stuktur nilai waktu getar alami fundamental atau perioda (T) dari Model 2 adalah:

T arah Y = 1,301 detik

T arah X = 1,292 detik

Maka, menurut sub bab 2.4.2 peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Pers. 2.16 dan 2.17 pada Bab 2.

- $C_r = 0,0731$  (Tabel 2.11 dengan tipe struktur rangka baja pemikul momen)  
 $H_n = 36,4$  m (tinggi gedung dari dasar)  
 $X = 0,75$  (Tabel 2.11 dengan tipe struktur rangka baja pemikul momen)  
 $C_u = 1,4$  (Tabel 2.12 dengan nilai  $SD1 \geq 0,4$ )

Maka pada Tabel 3.16: Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 2.

Tabel 3.16: Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 2 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	$T_{a\ min}$	$T_{a\ maks}$	$T$	Cek min	Cek maks
Y	1,123	1,517	1,301	OKE	OKE
X	1,123	1,517	1,292	OKE	OKE

b. *Penentuan faktor respon gempa ( $C$ )*

Berdasarkan sub bab 2.4.1 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismik ( $C_s$ ) berdasarkan Pers. 2.12-2.14 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

e.  $C_{s\ maksimum} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$

$$C_{s\ maksimum\ arah\ X} = \frac{0,733}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,92$$

$$C_{s\ maksimum\ arah\ Y} = \frac{0,733}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,92$$

f.  $C_{s\ hasil\ hitungan} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$

$$C_{s\ hasil\ hitungan\ arah\ X} = \frac{0,5}{1,292\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,048$$

$$C_{s\ hasil\ hitungan\ arah\ Y} = \frac{0,5}{1,301\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,048$$

g.  $C_{s\ minimum} = 0,044 S_{DS} \quad I \geq 0,01$

$$C_{s\ minimum} = 0,044 \cdot 0,5 \cdot 1 = 0,032$$

$$C_{s\ minimum} = 0,044 \cdot 0,5 \cdot 1 = 0,032$$

Nilai  $C_s$  di atas dan nilai  $C_s$  yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.17.

Tabel 3.17: Rangkuman nilai  $C_s$  dan nilai  $C_s$  yang digunakan Model 2.

Arah	$C_{s maks}$	$C_{s hitungan}$	$C_{s min}$	$C_s$ yang digunakan
X	0,92	0,048	0,032	0,048
Y	0,92	0,048	0,032	0,048

Pemilihan nilai  $C_s$  diatas di dapat karena nilai  $C_{s hitungan}$  berada diantara  $C_s$  minimum dan  $C_s$  maksimum. Maka yang digunakan  $C_{s hitungan}$  sesuai Peraturan SNI 1726:2012.

c. *Gaya lateral statik ekivalen*

Menurut SNI 1726:2012 gaya lateral statik ekivaelen berupa gaya horizontal yang diberikan pada gedung menggunakan bantuan program analisa stuktur berupa *join loads* yang diposisikan pada portal-portal bangunan tersebut.

## BAB 4

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan dibahas perbandingan dari hasil studi yang menggunakan struktur baja SRPMK dan struktur baja SRBE Tipe K-Split. Sub bab ini menjelaskan hasil kontrol dan pembahasan yang berdasarkan SNI 1726:2012.

#### 4.2. Perhitungan Beban Gravitasi pada Struktur Bangunan Baja SRPMK dan Struktur Baja Bresing Eksentrik Tipe K-Split.

Perhitungan beban mati dan beban hidup hanya dilakukan untuk beban yang bekerja di pelat lantai dan pelat atap, sedangkan untuk berat sendiri struktur akan dihitung otomatis oleh program.

Adapun beban-beban mati dan beban hidup yang bekerja pada masing-masing lantai adalah sebagai berikut:

*a. Beban Gravitasi pada pelat Lantai 1-9*

Beban Mati

- Spesi Lantai Keramik (t = 2 cm)	=	42	kg/m <sup>2</sup>
- Penutup Lantai Keramik	=	24	kg/m <sup>2</sup>
- Plafon + Penggantung	=	18	kg/m <sup>2</sup>
- M & E	=	<u>60</u>	kg/m <sup>2</sup>
Total Beban Mati	=	144	kg/m <sup>2</sup>

Beban Hidup

- Beban Hidup Perkantoran	=	<u>240</u>	kg/m <sup>2</sup>
Total Beban Hidup	=	240	kg/m <sup>2</sup>

*b. Beban Gravitasi pada Lantai 10 (Atap)*

Beban Mati

- Plafon + penggantung	=	18	kg/m <sup>2</sup>
- M & E	=	<u>60</u>	kg/m <sup>2</sup>

Total beban mati	=	78	kg/m <sup>2</sup>
Beban Hidup			
- Beban Hidup Perkantoran	=	96	kg/m <sup>2</sup>
Total Beban Hidup	=	96	kg/m <sup>2</sup>

**4.2.1. Perhitungan beban terbagi rata untuk pembebanan akibat gaya gempa (Model 1)**

*a. Berat Lantai 1*

Beban mati

- Spesi Lantai Keramik (t = 2 cm)	=	6 x 6 x 1 x 36 x 42	= 54432 Kg/m
- Penutup lantai keramik	=	6 x 6 x 1 x 36 x 24	= 31104 Kg/m
- Plafon + penggantung	=	6 x 6 x 1 x 36 x 18	= 23328 Kg/m
- M & E	=	6 x 6 x 1 x 36 x 60	= <u>77760</u> Kg/m
- Total beban mati	=		186624 Kg/m

Beban Hidup

Berat pelat lantai 1	=	240 x 1296	= 311040 Kg/m
----------------------	---	------------	---------------

Berat Struktur

Berat Sendiri struktur	=	398071,6	Kg/m
------------------------	---	----------	------

Berat total lantai 1	=	Beban mati + beban Hidup + berat sendiri struktur	
	=	678007,6	Kg/m

*b. Berat Lantai 2*

Beban mati

- Spesi Lantai Keramik (t = 2 cm)	=	6 x 6 x 1 x 36 x 42	= 54432 Kg/m
- Penutup lantai keramik	=	6 x 6 x 1 x 36 x 24	= 31104 Kg/m
- Plafon + penggantung	=	6 x 6 x 1 x 36 x 18	= 23328 Kg/m
- M & E	=	6 x 6 x 1 x 36 x 60	= <u>77760</u> Kg/m
- Total beban mati	=		186624 Kg/m

Beban Hidup

Berat pelat lantai 2	=	240 x 1296	= 311040 Kg/m
----------------------	---	------------	---------------

Berat Struktur

Berat Sendiri struktur = 393717,06 Kg/m

Berat total lantai 2 = Beban mati + beban Hidup + berat sendiri struktur  
= 673653,06 Kg/m

c. *Berat Lantai 3-9*

Beban mati

- Spesi Lantai Keramik (t = 2 cm) =  $6 \times 6 \times 1 \times 36 \times 42 = 54432$  Kg/m  
- Penutup lantai keramik =  $6 \times 6 \times 1 \times 36 \times 24 = 31104$  Kg/m  
- Plafon + penggantung =  $6 \times 6 \times 1 \times 36 \times 18 = 23328$  Kg/m  
- M & E =  $6 \times 6 \times 1 \times 36 \times 60 = \underline{77760}$  Kg/m  
- Total beban mati = 186624 Kg/m

Beban Hidup

Berat pelat lantai 3-9 =  $240 \times 1296 = 311040$  Kg/m

Berat Struktur

Berat Sendiri struktur = 393717,06 Kg/m

Berat total lantai 3-9 = Beban mati + beban Hidup + berat sendiri struktur  
= 673653,06 Kg/m

d. *Berat Lantai 10 (Atap)*

Beban mati

- Plafon + penggantung =  $6 \times 6 \times 1 \times 36 \times 18 = 23328$  Kg/m  
- M & E =  $6 \times 6 \times 1 \times 36 \times 60 = \underline{77760}$  Kg/m  
- Total beban mati = 101008 Kg/m

Beban Hidup

Berat pelat lantai 10 =  $96 \times 1296 = 124416$  Kg/m

Berat Struktur

Berat Sendiri struktur = 338326,19 Kg/m

Berat total lantai 10 = Beban mati + beban Hidup + berat sendiri struktur  
= 476738,99 Kg/m

**4.2.2. Perhitungan beban terbagi rata untuk pembebanan akibat gaya gempa (Model 2)**

*a. Berat Lantai 1*

Beban mati

- Spesi Lantai Keramik (t = 2 cm)	= 6 x 6 x 1 x 36 x 42	= 54432	Kg/m
- Penutup lantai keramik	= 6 x 6 x 1 x 36 x 24	= 31104	Kg/m
- Plafon + penggantung	= 6 x 6 x 1 x 36 x 18	= 23328	Kg/m
- M & E	= 6 x 6 x 1 x 36 x 60	= <u>77760</u>	Kg/m
- Total beban mati	=	186624	Kg/m

Beban Hidup

Berat pelat lantai 1 = 240 x 1296 = 311040 Kg/m

Berat Struktur

Berat Sendiri struktur = 466313,75 Kg/m

Berat total lantai 1 = Beban mati + beban Hidup + berat sendiri struktur  
= 746249,75 Kg/m

*b. Berat Lantai 2*

Beban mati

- Spesi Lantai Keramik (t = 2 cm)	= 6 x 6 x 1 x 36 x 42	= 54432	Kg/m
- Penutup lantai keramik	= 6 x 6 x 1 x 36 x 24	= 31104	Kg/m
- Plafon + penggantung	= 6 x 6 x 1 x 36 x 18	= 23328	Kg/m
- M & E	= 6 x 6 x 1 x 36 x 60	= <u>77760</u>	Kg/m
- Total beban mati	=	186624	Kg/m

Beban Hidup

Berat pelat lantai 2 = 240 x 1296 = 311040 Kg/m

Berat Struktur

Berat Sendiri struktur = 461892,32 Kg/m

Berat total lantai 2 = Beban mati + beban Hidup + berat sendiri struktur  
= 741828,32 Kg/m

c. *Berat Lantai 3-9*

Beban mati

- Spesi Lantai Keramik (t = 2 cm)	= 6 x 6 x 1 x 36 x 42	= 54432	Kg/m
- Penutup lantai keramik	= 6 x 6 x 1 x 36 x 24	= 31104	Kg/m
- Plafon + penggantung	= 6 x 6 x 1 x 36 x 18	= 23328	Kg/m
- M & E	= 6 x 6 x 1 x 36 x 60	= <u>77760</u>	Kg/m
- Total beban mati	=	186624	Kg/m

Beban Hidup

Berat pelat lantai 3	= 240 x 1296	= 311040	Kg/m
----------------------	--------------	----------	------

Berat Struktur

Berat Sendiri struktur	= 461892,32	Kg/m
------------------------	-------------	------

Berat total lantai 3	=	Beban mati + beban Hidup + berat sendiri struktur
	=	741828,32 Kg/m

d.. *Berat Lantai 10 (Atap)*

Beban mati

- Plafon + penggantung	= 6 x 6 x 1 x 36 x 18	= 23328	Kg/m
- M & E	= 6 x 6 x 1 x 36 x 60	= <u>77760</u>	Kg/m
- Total beban mati	=	48750	Kg/m

Beban Hidup

Berat pelat lantai 10	= 96 x 1296	= 124416	Kg/m
-----------------------	-------------	----------	------

Berat Struktur

Berat Sendiri struktur	= 365771,8	Kg/m
------------------------	------------	------

Berat total lantai 10	=	Beban mati + beban Hidup + berat sendiri struktur
	=	504184,6 Kg/m

### 4.3. Analisa Stuktur dengan Metode Respon Spektrum

#### 4.3.1. Model Gedung SRPMK (Model 1)

Analisa stuktur dengan metode respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi kuadratik lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Berdasarkan hasil pada sub bab 3.5.3.

##### 4.3.1.1. Gaya geser Dasar

Pada dasarnya nilai gaya geser pada gedung yang simetris akibat arah X maupun arah Y tetap sama. Tetapi, Nilai gaya geser yang dihasilkan oleh respon spektrum ETABS sangat teliti sehingga arah X dan arah Y tidak sama walaupun bangunannya simetris. Adapun bangunan yang direncanakan menggunakan struktur baja *H-beam* dan memiliki Inersia arah X dan arah Y yang berlainan. Oleh karena itu, hasil perioda yang diperoleh terhadap arah X dan arah Y tidak sama. (Ketentuan ini berlaku pada gedung Model 1 dan juga Model 2).

Dari hasil analisis respon spektrum yang menggunakan program analisa stuktur diperoleh nilai gaya geser dasar ( $V$ ) berdasarkan SNI 1726:2012 yang disajikan pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Gaya geser hasil respon spektrum Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

GEMPA	Arah X	Arah Y
Gempa X	1728,72	
Gempa Y		1718,76

Berikut perhitungan koreksi nilai akhir respon dinamik terhadap respon ragam pertama.

- Gempa Arah X

$$V_{Ix} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Ix} = 0,041 \times 40191.073$$

$$= 1647,834 \text{ kN (Gaya geser statik ekuivalen arah X)}$$

- Gempa Arah Y

$$V_{Iy} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Iy} = 0,040 \times 40797,175$$

$$= 1631,887 \text{ kN (Gaya geser statik ekivalen arah Y)}$$

Berdasarkan SNI 1726:2012.

- Arah X

$$V_x = 1728,7239 \text{ kN}$$

$$V_{Ix} = 1647,834 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat : } V_x \geq 0,85 V_{Ix}$$

$$1728,7239 \geq 0,85 \cdot 1647,834$$

$$1728,7239 \geq 1400,659 \text{ kN, Persyaratan terpenuhi.}$$

- Arah Y

$$V_y = 1718,7566 \text{ kN}$$

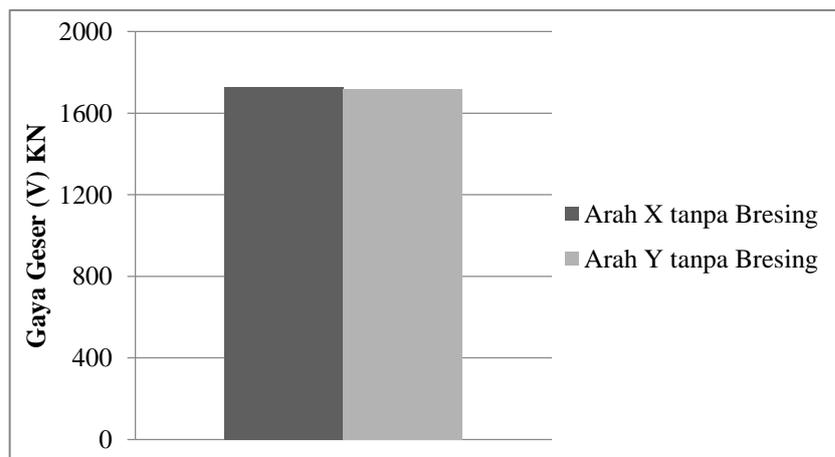
$$V_{Iy} = 1631,887 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat : } V_y \geq 0,85 V_{Iy}$$

$$1718,7566 \geq 0,85 \cdot 1631,887$$

$$1718,7566 \geq 1387,104 \text{ kN, Persyaratan terpenuhi.}$$

Perbandingan nilai Gaya geser arah X dan arah Y pada gedung SRPMK dengan sistem balok PBT (Model 1) terlihat pada Gambar 4.1.



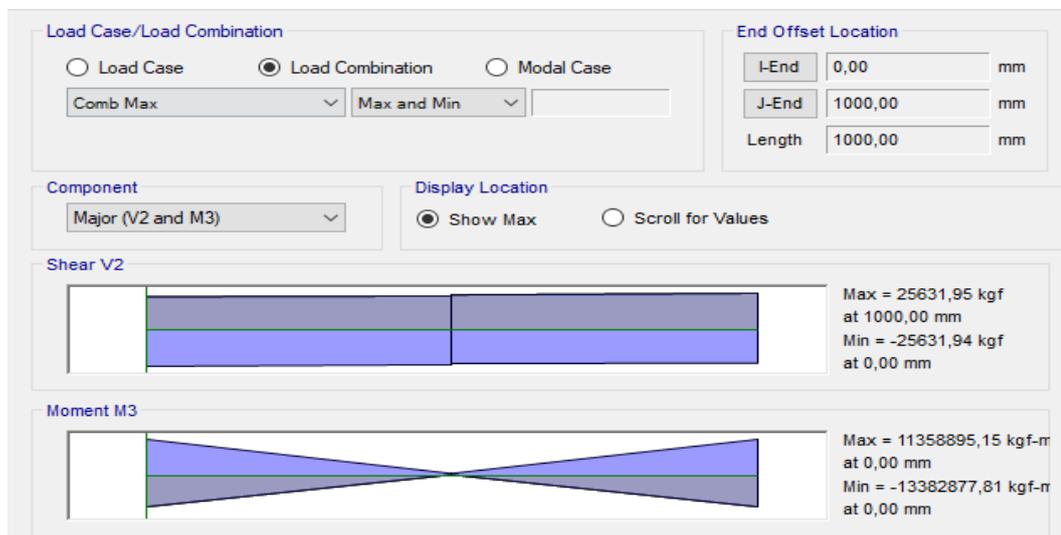
Gambar 4.1: Perbandingan hasil gaya geser arah X dan Y pada gedung Model 1.

### 4.3.2. Model Gedung Bresing (Model 2)

Analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*). Berdasarkan hasil pada sub bab 3.6.5.

#### 4.3.2.1. Perencanaan Balok *Link*

*Link* yang direncanakan menggunakan balok IWF 450 x 300 x 11 x 18. Hasil untuk output dari program analisa stuktur untuk *link* diperoleh gaya dalam seperti Gambar 4.2.



Gambar 4.2. Hasil gaya dalam *link*.

$$V_u = 25631,95 \text{ Kg}$$

$$M_u = 11358895,15 \text{ Kg-m}$$

#### 1. Kontrol kuat momen lentur

- Kontrol pelat sayap

$$\lambda_p = \frac{bf}{2tf} = 8,33$$

$$\lambda = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,54$$

$$\lambda_p \lambda_f \leq \lambda \text{ Penampang kompak}$$

- Kontrol pelat badan

$$N_y = A_g \times f_y$$

$$= 386750 \text{ Kg}$$

$$\frac{N_u}{\phi \times N_y} = 0 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 34,545$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}} \times \left( 1 - 1,54 \times \frac{N_u}{\phi \times N_y} \right)$$

$$\lambda_p = 86,33$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ Penampang kompak}$$

## 2. Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned} - V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) t_w \\ &= 60598,9 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$M_{px} = f_y \times Z_x = 6375000 \text{ Kg.cm}$$

$$2 \cdot M_p / e = 127500 \text{ Kg}$$

$$\phi \cdot V_n = 54538,92 \text{ Kg}$$

$$\phi \cdot V_n > V_u = 54538,92 \text{ Kg} > 25631,95 \text{ Kg} \quad (\text{OK})$$

## 3. Kontrol sudut rotasi *Link*

Sudut rotasi *Link*

$$1,6 \cdot M_p / V_p = 168,31 \text{ cm}$$

$$2,6 \cdot M_p / V_p = 273,52 \text{ cm}$$

$$e = 100 \text{ cm} < 1,6 \cdot M_p / V_p$$

Karena  $e < 1,6 \cdot M_p / V_p$ , berdasarkan SNI 7860:2015  $\alpha_{maks} = 0,08$  radian

$$\Delta = C_d \cdot \Delta e = 4 \cdot 0,012 \text{ mm} = 0,048 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left( \frac{L}{e} \right) \cdot \phi = 0,0008 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha_{maks} \quad (\text{OK})$$

### 4.3.2.2. Perencanaan Pengaku *Link*

Untuk pengaku dengan panjang *Link*  $< 1,6 M_p / V_p$ , harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga-harga berikut:

Untuk  $\alpha = 0,08$  radian

$$S = 30 \cdot t_w - d/5 = 24,2 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,02$  radian

$$S = 52 \cdot t_w - d/5 = 48,4 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,0008$  radian, maka dipasang pengaku antara dengan jarak 34 cm.

#### 4.3.2.3. Perencanaan Bresing Eksentrik

Dimensi profil bresing yang digunakan pada Model 2 adalah: WF 200 x 200 x 8 x 12.

Diketahui:

$$\begin{aligned} V_u &= 1,25 R_y V_n \\ &= 1,25 (0,6 \cdot 2500 \cdot (20 - 2 \cdot 12) \cdot 8 = 396000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Nilai  $P_u$  diambil dari analisa program stuktur.

$$P_u = 52631,13 \text{ Kg}$$

##### 1. Kontrol kuat momen lentur

- Untuk pelat sayap

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf}$$

$$\lambda_f = 8,33 \text{ mm}$$

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81 \text{ mm}$$

$$\lambda_f < \lambda_r \quad \text{(OK)}$$

- Untuk pelat badan

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$$

$$\lambda_w = 25 \text{ mm}$$

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,06 \text{ mm}$$

$$\lambda_w < \lambda_r \quad \text{(OK)}$$

##### 2. Kontrol kekuatan bresing

- Panjang bresing

$$L = 599,02 \text{ mm}$$

$$\text{Arah X} = \lambda_x = \frac{Lk_x}{I_x} = 64,9$$

$$\text{Arah Y} = \lambda_y = \frac{Lk_y}{I_y} = 111,6$$

- Tegangan kritis  $F_{cr}$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 1585,46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{Lk_y}{I_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$111,6 \leq 133,22$$

Maka,

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(0,685 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \\ &= 1376,74 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Bresing Tarik

$$\begin{aligned} P_{\max} &= R_y \cdot F_y \cdot A_g \\ &= 239250 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\theta_c P_n = 203362,5 \text{ Kg}$$

$$\theta_c P_n > P_u = 203362,5 \text{ Kg} > 52631,13 \text{ Kg} \quad (\text{Ok})$$

- Bresing Tekan

$$\begin{aligned} P_{\max} &= 1,1 \cdot R_y \cdot A_g \cdot F_{cr} \\ &= 144929,420 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\theta_c P_n = 123190 \text{ Kg}$$

$$\theta_c P_n > P_u = 123190 \text{ Kg} > 52631,13 \text{ Kg} \quad (\text{Ok})$$

#### 4.3.2.4. Gaya geser dasar

Dari hasil analisis respon spektrum yang menggunakan analisa program diperoleh nilai gaya geser dasar ( $V$ ) berdasarkan SNI 1726:2012 yang disajikan pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2: Gaya geser hasil respon spektrum Model 2 berdasarkan SNI 1726:2012.

GEMPA	Arah X	Arah Y
Gempa X	2046,4636	
Gempa Y		2035,7931

Berikut perhitungan koreksi nilai akhir respon dinamik terhadap respon ragam pertama.

- Gempa Arah X

$$V_{Ix} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Ix} = 0,048 \times 40952.167$$

$$= 1965,704 \text{ kN (Gaya geser statik ekuivalen arah X)}$$

- Gempa Arah Y

$$V_{Iy} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Iy} = 0,048 \times 40668.875$$

$$= 1952,106 \text{ kN (Gaya geser statik ekuivalen arah Y)}$$

Berdasarkan SNI 1726:2012.

- Arah X

$$V_x = 2046,4643 \text{ kN}$$

$$V_{Ix} = 1965.704 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat : } V_x \geq 0,85 V_{Ix}$$

$$2046,4643 \geq 0,85 \cdot 1965.704$$

$$2046,4643 \geq 1670,849 \text{ kN, Persyaratan terpenuhi.}$$

- Arah Y

$$V_y = 2035,7431 \text{ kN}$$

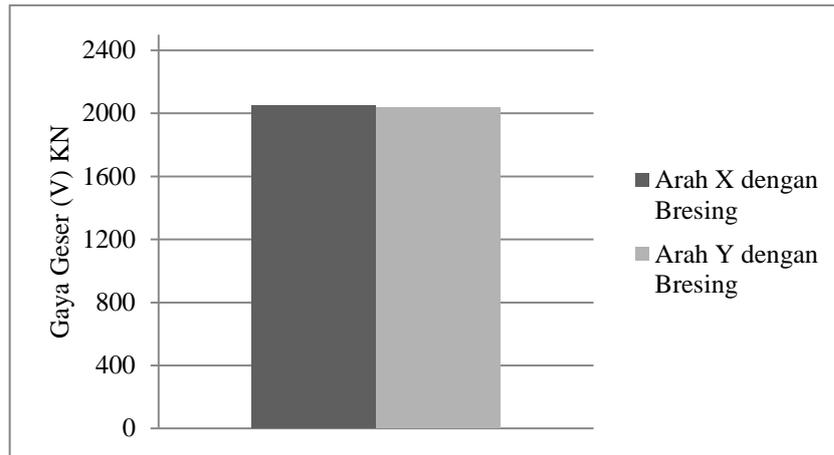
$$V_{Iy} = 1952,106 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat : } V_x \geq 0,85 V_{Ix}$$

$$2035,7431 \leq 0,85 \cdot 1952,106$$

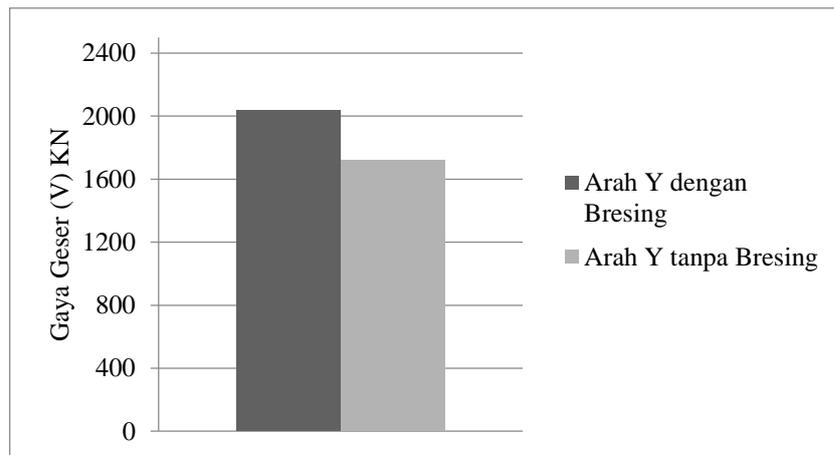
$$2035,7431 \leq 1659,290 \text{ kN. Persyaratan terpenuhi.}$$

Perbandingan nilai Gaya geser arah X dan arah Y pada bangunan Bresing Konsentrik Khusus tipe X (Model 2) hasil dari program terlihat pada Gambar 4.3.



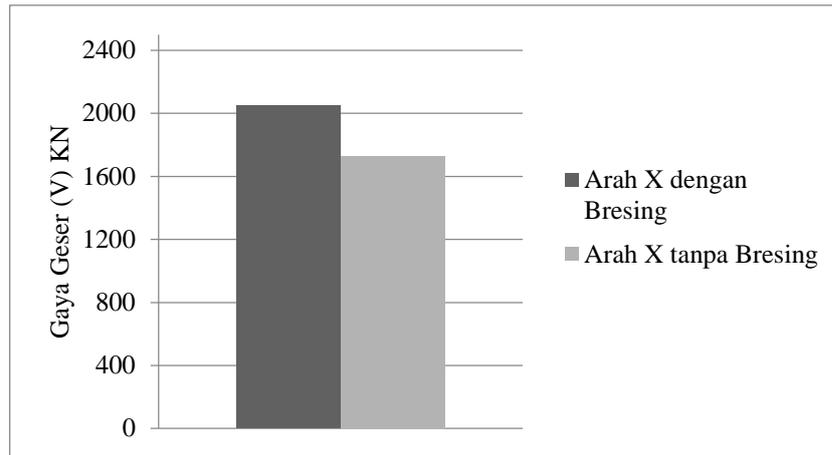
Gambar 4.3: Perbandingan gaya geser arah X dan Y untuk gedung Model 2.

Dari hasil perbandingan gaya geser dasar Arah Y terlihat gedung menggunakan Bresing mampu menahan gaya geser dasar yang lebih besar dari pada bangunan menggunakan SRPMK sistem balok yang terlihat pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4: Perbandingan gaya geser arah Y untuk gedung Model 1 dan Model 2.

Kemudian, dari hasil perbandingan gaya geser dasar Arah X pada gedung Model 1 dan Model 2 juga terlihat gedung yang menggunakan Bresing juga mampu menahan gaya geser yang lebih besar dari pada gedung yang menggunakan SRPMK sistem balok PBT yang terlihat pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5: Perbandingan gaya geser arah X untuk gedung Model 1 dan Model 2.

#### 4.3.2.5. Kontrol Kemampuan Bresing menerima Gaya Geser

Gedung model kedua ini memiliki sistem ganda sesuai dengan SNI 1726:2012 dimana rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Berdasarkan persentase penahan gempa disajikan pada Tabel 4.3. Maka gedung Model 2 ini memenuhi syarat sistem ganda.

Tabel 4.3: Persentase penahan gempa dengan metode *respons spectrum* (Model 2).

Gaya	Arah	Gaya yang diterima (KN)		Persentase penahan gempa (%)	
		SRPMK	SRPMK dan Bresing	SRPMK	SRPMK dan Bresing
1	X	573,4932	707,7028	44,76	55,24
2	Y	567,7461	723,1114	43,98	56,02

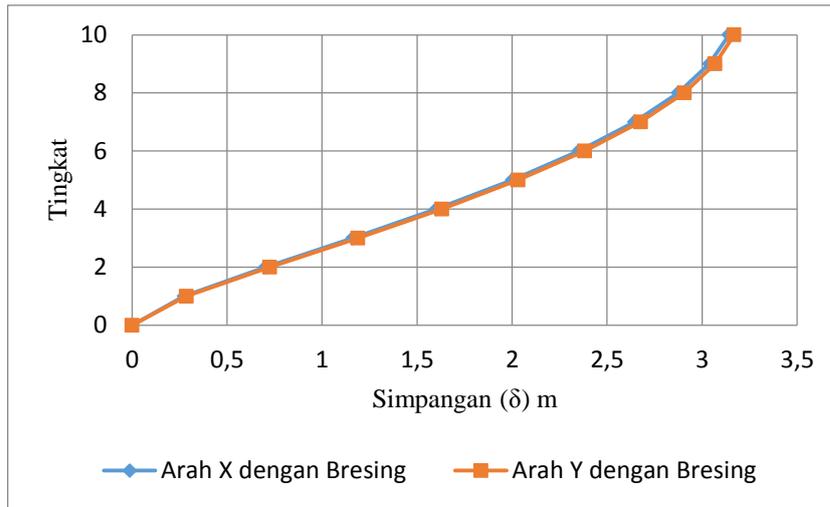
#### 4.4. Perbandingan Nilai Simpangan Gedung

Sesuai dengan penjelasan pada sub bab 2.4.6 Simpangan antar lantai pada SNI 1726:2012 hanya menggunakan kinerja batas ultimit. Berikut ini adalah Tabel 4.4 dan 4.5 menjelaskan simpangan antar lantai gedung hasil respon spektrum analisa stuktur.

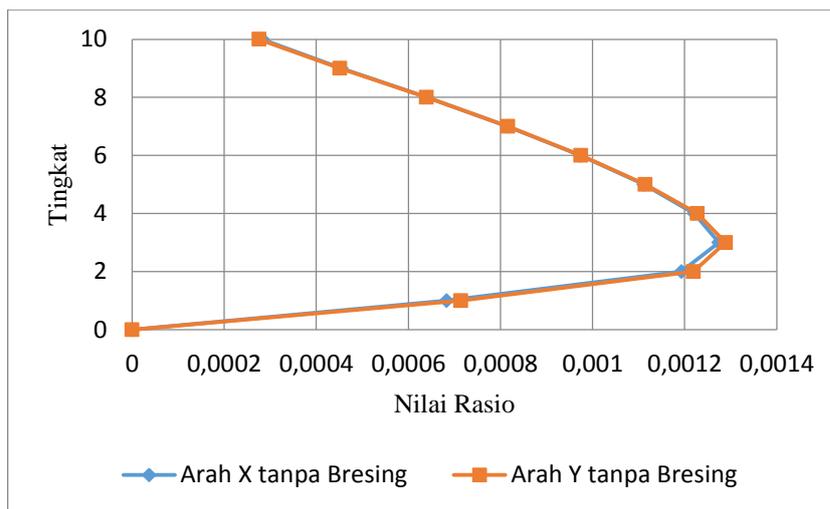
Tabel 4.4: Simpangan antar lantai (Model 1).

Lantai	h (cm)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e * C_d$ )/Ie		Syarat $\Delta a/\rho$ (cm)	Cek X	Cek Y
		X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)			
10	360	3,14	0,95	0,10	0,03	0,56	0,16	5,54	OKE	OKE
9	360	3,04	0,92	0,16	0,05	0,90	0,27	5,54	OKE	OKE
8	360	2,88	0,87	0,23	0,07	1,27	0,38	5,54	OKE	OKE
7	360	2,64	0,80	0,29	0,09	1,61	0,48	5,54	OKE	OKE
6	360	2,35	0,71	0,35	0,11	1,93	0,58	5,54	OKE	OKE
5	360	2,00	0,61	0,40	0,12	2,20	0,66	5,54	OKE	OKE
4	360	1,60	0,49	0,44	0,13	2,42	0,73	5,54	OKE	OKE
3	360	1,16	0,36	0,46	0,14	2,52	0,77	5,54	OKE	OKE
2	360	0,70	0,22	0,43	0,13	2,36	0,72	5,54	OKE	OKE
1	400	0,27	0,09	0,27	0,09	1,50	0,47	6,15	OKE	OKE
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0		

Dari Tabel 4.4 maka dapat terlihat dari grafik simpangan antar lantai arah X dan arah Y bahwa perbandingan simpangan antar lantai yang terjadi pada tingkat atas mengalami simpangan yang cukup besar dibandingkan simpangan-simpangan yang terjadi di bawahnya. Sedangkan *drift ratio* arah X dan Y mengalami pembesaran pada tingkat 2, 3, 4, 5, dan 6. Adapun grafik simpangan antar lantai dan juga *drift ratio* arah X dan arah Y pada gedung Model 1 disajikan pada Gambar 4.6 dan 4.7.



Gambar 4.6: Perbandingan simpangan Arah X dan Arah Y pada Gedung SRPMK dengan sistem balok PBT (Model 1).



Gambar 4.7: *Drift ratio* arah X dan arah Y pada gedung SRPMK dengan sistem balok PBT (Model 1).

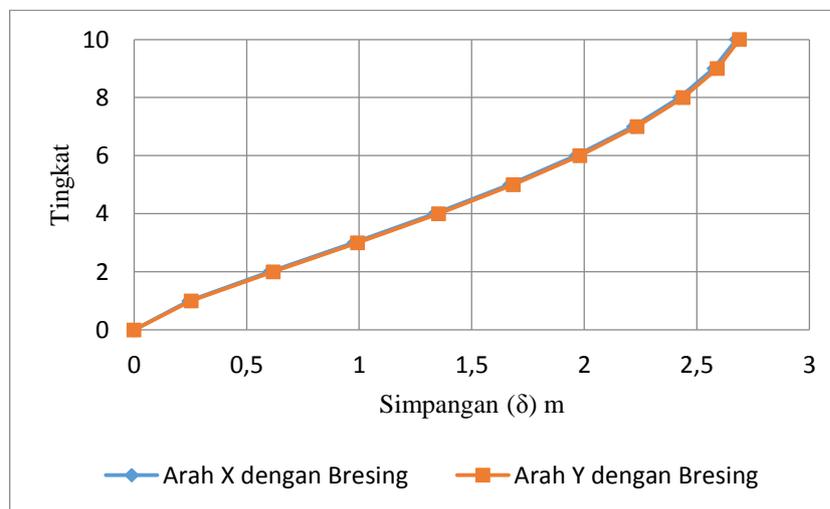
Tabel 4.5: Simpangan Antar lantai (Model 2).

Lantai	h (cm)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e \cdot C_d$ )/ $I_e$		Syarat $\Delta_a$ (cm)	Cek X	Cek Y
		X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)			
10	360	2,68	0,81	0,10	0,03	0,40	0,12	7,20	OKE	OKE
9	360	2,58	0,78	0,15	0,05	0,61	0,18	7,20	OKE	OKE
8	360	2,42	0,73	0,21	0,06	0,82	0,25	7,20	OKE	OKE
7	360	2,22	0,67	0,25	0,08	1,02	0,30	7,20	OKE	OKE

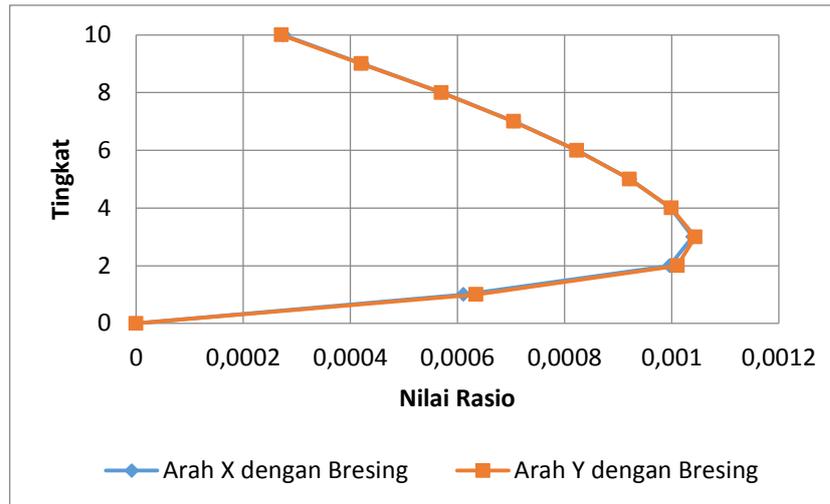
Tabel 4.5: Lanjutan.

Lantai	h (cm)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e \cdot C_d$ )/Ie		Syarat	Cek	Cek
		X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	$\Delta a$ (cm)	X	Y
6	360	1,96	0,59	0,30	0,09	1,19	0,36	7,20	OKE	OKE
5	360	1,67	0,51	0,33	0,10	1,33	0,40	7,20	OKE	OKE
4	360	1,34	0,41	0,36	0,11	1,44	0,43	7,20	OKE	OKE
3	360	0,98	0,30	0,37	0,11	1,50	0,45	7,20	OKE	OKE
2	360	0,60	0,19	0,36	0,11	1,43	0,44	7,20	OKE	OKE
1	400	0,24	0,08	0,24	0,08	0,98	0,30	8,00	OKE	OKE
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0		

Dari Tabel 4.5 maka dapat terlihat dari grafik simpangan antar lantai arah X dan arah Y bahwa perbandingan simpangan antar lantai yang terjadi pada tingkat atas mengalami simpangan yang cukup besar dibandingkan simpangan-simpangan yang terjadi di bawahnya. Sedangkan *drift ratio* arah X dan Y mengalami pembesaran pada tingkat 2, 3, dan 4. Adapun grafik simpangan antar lantai dan *drift ratio* arah X dan Y pada Model 2 disajikan pada Gambar 4.8 dan 4.9.

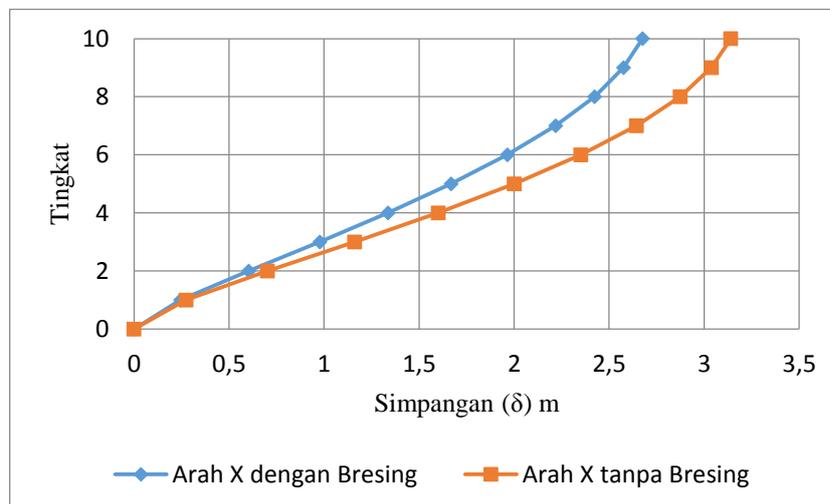


Gambar 4.8: Perbandingan simpangan arah X dan arah Y pada Gedung menggunakan Bresing (Model 2).

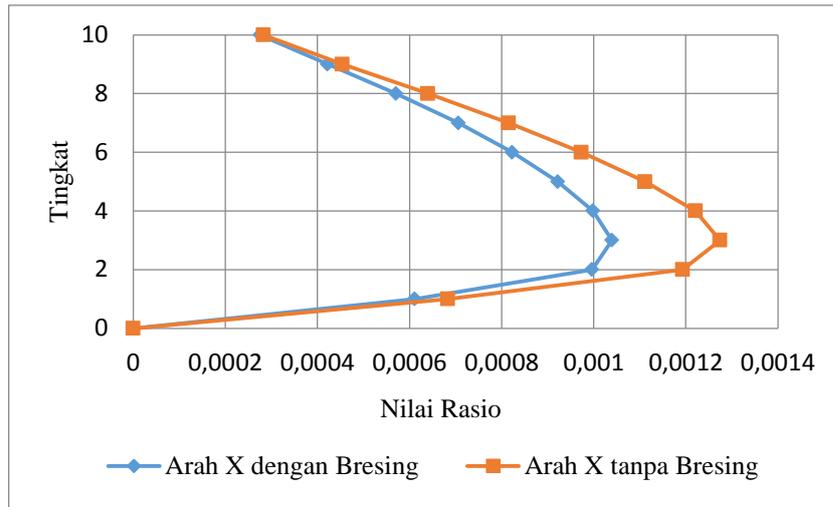


Gambar 4.9: *Drift ratio* arah X dan arah Y pada gedung menggunakan Bresing (Model 2).

Dari hasil perbandingan simpangan dan juga *drift ratio* Arah X pada gedung Model 1 dan Model 2 yang diperoleh, gedung dengan Model 2 memiliki simpangan antar lantai dan *drift ratio* yang lebih kecil dibandingkan Model 1. Dari Gambar 4.5-4.8 maka di dapat perbandingan arah X antara Model 1 dengan Model 2 sesuai yang disajikan pada Gambar 4.10 dan 4.11

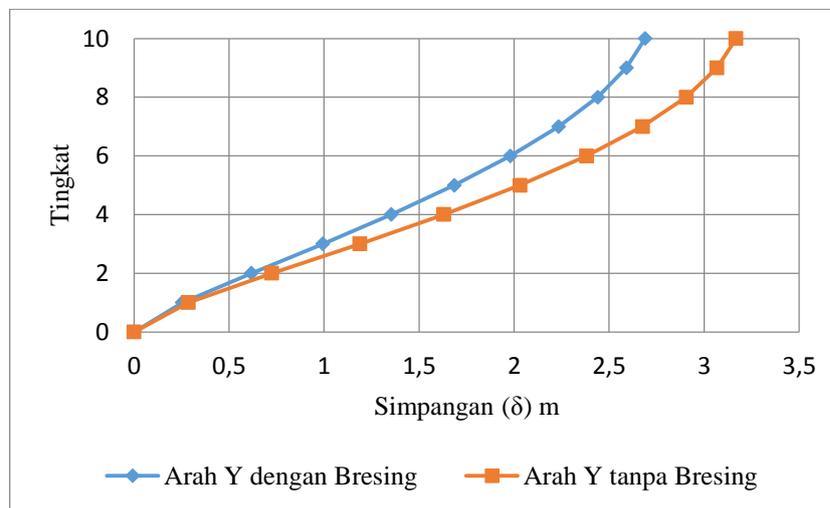


Gambar 4.10: Perbandingan simpangan Arah X pada Gedung Model 1 dengan Gedung Model 2.

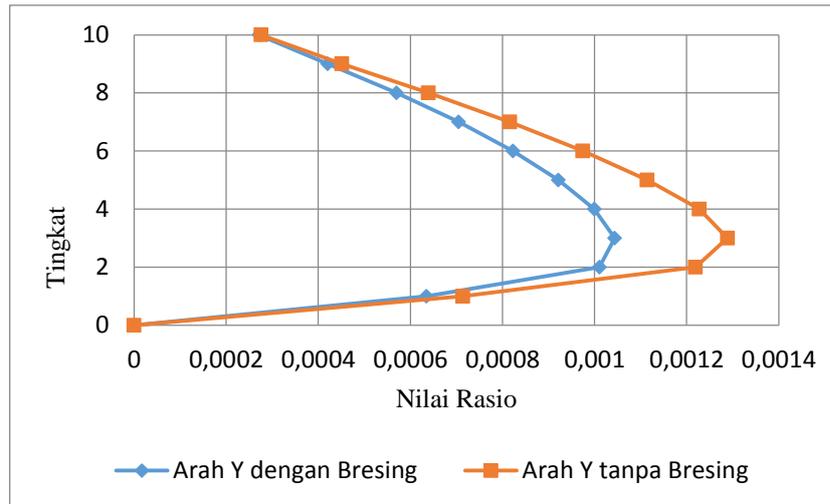


Gambar 4.11: *Drift ratio* arah X pada gedung Model 1 dan gedung Model 2.

Kemudian, dari hasil perbandingan simpangan dan juga *drift ratio* Arah Y pada gedung Model 1 dan Model 2 yang terlihat pada Gambar 4.5-4.8, simpangan antar lantai dan *drift ratio* gedung Model 2 lebih kecil dibandingkan dengan simpangan dan *drift ratio* Model 1. maka di dapat perbandingan arah Y antara Model 1 dengan Model 2 sesuai yang disajikan pada Gambar 4.11 dan 4.12.



Gambar 4.12: Perbandingan simpangan Arah Y pada Gedung Model 1 dengan Gedung Model 2.



Gambar 4.13: *Drift ratio* arah Y pada gedung Model 1 dan gedung Model 2.

#### 4.5. Kekakuan Tingkat

Kekakuan tingkat diperhitungkan agar pada bangunan yang direncanakan tidak mengalami *Soft storey*. Adapun perhitungan kekakuan tingkat dapat dilihat pada Tabel 4.6 dan Tabel 4.7 untuk Model 1, sedangkan untuk Model 2 disajikan pada Tabel 4.8 dan Tabel 4.9.

Tabel 4.6: Distribusi Kekakuan Tingkat pada Arah X pada gedung Model 1.

Tingkat	Tinggi tingkat	Kekakuan Total Kg/cm	Ki/Ki+1 %	Rata-Rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
10	360	252541,623			
9	360	323980,366	128,2879	302494,514	
8	360	330961,553	102,1548	328425,382	109,411
7	360	330334,227	99,81045	330061,9007	100,581
6	360	328889,922	99,56277	329441,6357	99,6449
5	360	329100,758	100,0641	330396,202	99,8965
4	360	333197,926	101,245	336221,358	100,848
3	360	346365,39	103,9518	357162,058	103,017
2	360	391922,858	113,153		109,733
1	400	632985,964	161,5078		177,227

Tabel 4.7: Distribusi Kekakuan Tingkat pada Arah Y pada Gedung Model 1.

Tingkat	Tinggi tingkat	Kekakuan Total Kg/cm	Ki/Ki+1 %	Rata-Rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
10	360	254593,829			
9	360	321795,382	126,3956	301320,7997	
8	360	327573,188	101,7955	325378,615	108,712
7	360	326767,275	99,75397	326563,4847	100,427
6	360	325349,991	99,56627	325828,518	99,6284
5	360	325368,288	100,0056	326490,9703	99,8588
4	360	328754,632	101,0408	331402,862	100,693
3	360	340085,666	103,4467	349908,0217	102,62
2	360	380883,767	111,9964		108,853
1	400	602322,767	158,1382		172,137

Tabel 4.8: Distribusi kekakuan tingkat arah X pada Model 2.

Tingkat	Tinggi tingkat	Kekakuan Total Kg/cm	Ki/Ki+1 %	Rata-Rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
10	360	306588,66			
9	360	414612,565	135,234	387763,294	
8	360	442088,657	106,627	437295,6407	114,01
7	360	455185,7	102,963	453950,2923	104,091
6	360	464576,52	102,063	464592,1937	102,341
5	360	474014,361	102,031	474855,5317	102,028
4	360	485975,714	102,523	488415,5953	102,342
3	360	505256,711	103,967	515879,7047	103,448
2	360	556406,689	110,124		107,856
1	400	836889,537	150,41		162,226

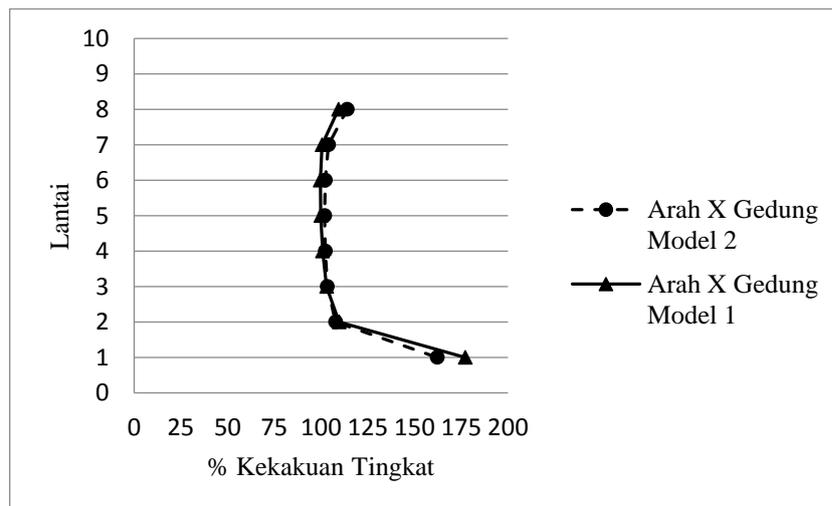
Tabel 4.9: Distribusi kekakuan tingkat arah Y pada Model 2.

Tingkat	Tinggi tingkat	Kekakuan Total Kg/cm	Ki/Ki+1 %	Rata-Rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
10	360	308133,23			
9	360	412142,234	133,755	386311,0323	
8	360	438657,633	106,434	434142,8243	113,55
7	360	451628,606	102,957	450452,2443	104,028

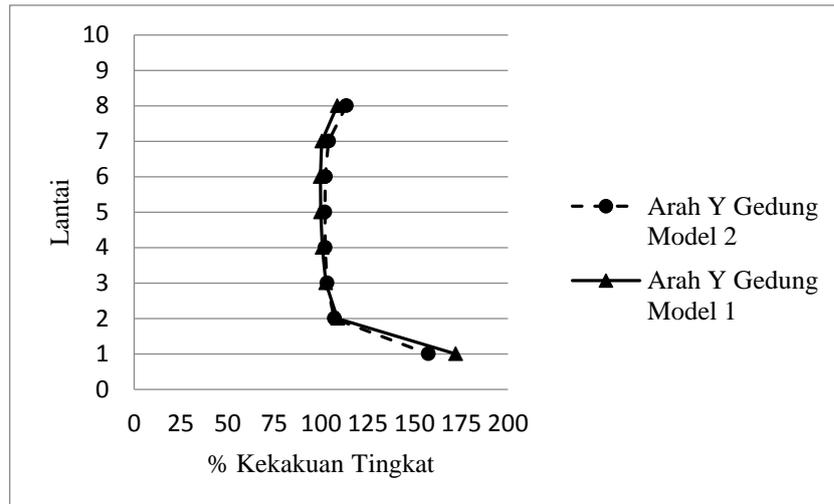
Tabel 4.9: Lanjutan.

Tingkat	Tinggi tingkat	Kekakuan Total Kg/cm	Ki/Ki+1 %	Rata-Rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
6	360	461070,494	102,091	461045,1773	102,357
5	360	470436,432	102,031	471147,408	102,037
4	360	481935,298	102,444	483983,345	102,29
3	360	499578,305	103,661	508925,6157	103,222
2	360	545263,244	109,145		107,14
1	400	801568,556	147,006		157,502

Dari hasil perhitungan kekakuan tingkat arah X dan juga arah Y yang terdapat pada Tabel 4.6-4.9 menunjukkan tingkat ke-1 sebesar 161,508% dari kekakuan tingkat ke-2 dan hal ini memenuhi syarat minimum yaitu 70%, terhadap syarat kedua yaitu syarat 80% juga terpenuhi karena kekakuan tingkat ke-1 sebesar 162,226% dari rata-rata kekakuan 3 tingkat di atasnya. Maka dengan demikian dapat dikatakan gedung yang direncanakan pada Model 1 dan Model 2 tidak mengalami *soft storey* karena kekakuan lateralnya > 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya, atau > 80 % kekakuan lateral rata-rata 3-tingkat di atasnya. Untuk hasil perbandingan kekakuan tingkat arah X dan arah Y pada Model 1 dan Model 2 dapat dilihat pada Gambar 4.13 dan 4.14.



Gambar 4.14: Grafik perbandingan kekakuan tingkat arah X pada Model 1 dan Model 2.



Gambar 4.15: Grafik perbandingan kekakuan tingkat arah Y pada Model 1 dan Model 2.

Dari hasil grafik Gambar 4.14 dan 4.15 dapat dilihat bahwa kekakuan pada arah x dan arah y pada lantai 1 lebih mengalami kekakuan pada model SRPMK dari pada model menggunakan bresing, karena penambahan bresing mengakibatkan kekakuan lantai di atasnya mendapat penambahan kekakuan, sehingga selisih antara lantai 1 dan 2 yang menggunakan bresing lebih kecil dari pada SRPMK.

## BAB 5

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisis data dan pembahasan mengenai Perencanaan Struktur Baja Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Struktur Baja Bresing Eksentrik Tipe K-Split, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. *Dari hasil desain diperoleh:*

- a. Setelah merencanakan gedung baja antara SRPMK dengan gedung baja Bresing Konsentrik Khusus, maka diperoleh dimensi-dimensi profil yang aman digunakan pada struktur gedung tersebut, diantaranya penggunaan dimensi balok PBT Pada SRPMK  $440 \times 231,445 \times 11 \times 18$  mm, penggunaan balok pada lantai 1-10 pada gedung menggunakan SRPMK sama dengan dimensi balok lantai 1-10 pada gedung menggunakan Bresing yaitu  $440 \times 300 \times 11 \times 18$  mm. Sedangkan untuk dimensi balok anak menggunakan dimensi  $250 \times 125 \times 6 \times 9$  mm. Sedangkan untuk perencanaan dimensi kolom gedung SRPMK lantai 1-10 menggunakan profil baja dimensi  $498 \times 432 \times 45 \times 70$  mm sama dengan dimensi gedung baja Bresing lantai 1-10. Adapun dimensi bresing yang digunakan pada gedung baja menggunakan Bresing adalah  $200 \times 200 \times 8 \times 12$  mm.

2. *Gaya-gaya dalam dan simpangan yang bekerja pada Model:*

- a. Setelah dilakukan analisis terhadap gaya geser dasar anatara Model 1 dengan Model 2, ternyata gaya geser dasar Model 2 jauh lebih besar dibandingkan gaya geser pada Model 1, yaitu: gaya geser Model 1 arah X sebesar 1728,7239 KN, dan arah Y sebesar 1718,7566 KN. Sedangkan gaya geser dasar Model 2 arah X sebesar 2046,4636 KN dan arah Y sebesar 2035,7931 KN.
- b. Pada hasil perbandingan simpangan gedung Model 1 dan gedung Model 2, diperoleh nilai simpangan yang terbesar terjadi pada gedung Model 1 dengan nilai simpangan arah X sebesar 25,122 cm, dan arah Y sebesar 7,602 cm. sedangkan simpangan yang terjadi pada gedung Model 2 lebih

kecil daripada gedung Model 1, dikarenakan kekakuan yang diperoleh dari batang bresing pada Model 2 tersebut, adapun simpangan pada Model 2 untuk arah X sebesar 21,404 cm dan untuk arah Y sebesar 6,454 cm.

- c. Dari hasil perbandingan kekakuan antara model 1 dengan model 2 maka dapat disimpulkan bahwa gedung yang direncanakan tidak mengalami *soft storey* karena kekakuan tingkat ke 1 dari kedua Model tersebut sebesar 161,508,% dari kekakuan tingkat ke-2 dan memenuhi syarat minimum yaitu 70%. Terhadap syarat ke-2 juga terpenuhi karena kekakuan tingkat ke-1 yang diperoleh sebesar 162,622% dari rata-rata kekakuan 3 tingkat di atasnya.
- d. Dari hasil kontrol kemampuan bresing menerima gaya geser, maka diperoleh persentase penahan gempa gedung Model 2 termasuk gedung yang memenuhi syarat sistem ganda, karena persentase gaya geser yang diperoleh pada arah X sebesar 55,24% dan pada arah Y sebesar 56,02%.

## 5.2. Saran

- a. Pada tugas akhir ini, analisa beban struktur gempa hanya menggunakan analisis respon spektrum hingga batas elastis. Penulis menyarankan agar dilakukan peninjauan lebih dalam lagi sampai batas plastis menggunakan analisis *push over* (analisis non-linear). Sehingga pada analisis *push over* maka didapat batas leleh maksimum yang terjadi pada struktur baja menggunakan PBT maupun Bresing yang direncanakan.
- b. Penulis menyarankan nantinya dalam tugas akhir ini dilakukan perbandingan menggunakan analisis time histori baik itu gempa dekat (*pulse*) dan gempa jauh (*no pulse*).
- c. Untuk mendapatkan hasil yang akurat sebaiknya tanah yang di tinjau ada 3 jenis yaitu tanah keras, tanah sedang, dan tanah lunak. Di sini penulis hanya meninjau pada 1 jenis tanah yaitu tanah sedang.

## DAFTAR PUSTAKA

- 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.
- Budiono, B dan Supriatna L (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa dengan Menggunakan SNI 1726-2002 dan RSNI 1726-201x*. Bandung, ITB
- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*, Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional (2015) *Ketentuan Seismik untuk Struktur Baja Bangunan Gedung SNI 7860:2015*, Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*, Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional (2015) *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural SNI 1729:2015*, Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Sambungan Terprakualifikasi untuk Rangka Momen Khusus dan Menengah Baja pada Aplikasi Seismik SNI 7972:2013*, Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Kementrian Pekerjaan Umum. (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- Suherman, (2015) *Perbandingan Simpangan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Rangka Baja Bresing Eksentrik di Zona Gempa Tinggi*. Laporan Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. Medan. UMSU.

# **LAMPIRAN**

## A1. Tebal Pelat Lantai

Penentuan tebal pelat lantai menggunakan rumus dari SNI 2847-2002 ayat 11 butir 5 sub butir 3 adalah sebagai berikut:

$$h_{maks} = \frac{ln \cdot (0,8 + \frac{fy}{1500})}{36}$$

$$h_{min} = \frac{ln \cdot (0,8 + \frac{fy}{1500})}{36 + 9\beta}$$

dimana :

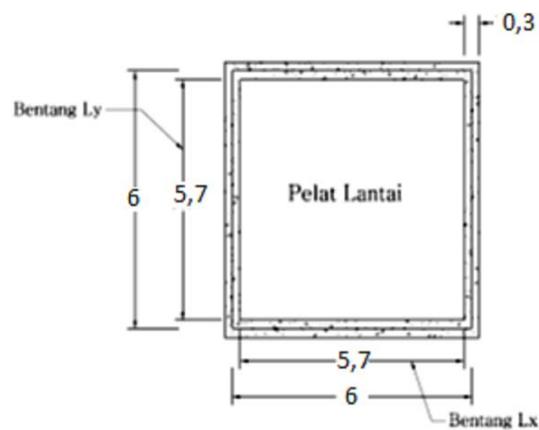
$h$  = ketebalan pelat lantai (mm)

$fy$  = mutu baja (MPa)

$$ln = \frac{ly}{lx} \text{ (mm)}$$

$ly$  = Panjang arah sumbu y

$lx$  = Panjang arah sumbu x



Gambar 3.11: Dimensi pelat lantai.

$$Ly = 5700 \text{ mm}$$

$$Lx = 5700 \text{ mm}$$

$$h_{min} = \frac{5700 \times (0,8 + \frac{250}{1500})}{36 + 9 \times (\frac{5600}{5600})} = 122,4$$

$$h_{maks} = \frac{5700 \times (0,8 + \frac{250}{1500})}{36} = 153,1$$

Jadi, dipakai tebal pelat lantai 140 mm dan 130 mm untuk pelat lanta atap

## A2. Perhitungan Beban Notional

Menurut SNI 03-1729-2015, Cara menghitung beban notional adalah sebagai berikut:

$$N_i = 0.002 \alpha Y_i$$

Keterangan:

$N_i$  : Beban notional yang digunakan pada level i (kgf)

$Y_i$  : Beban gravitasi yang digunkana pada level i ( $m/s^2$ )

$\alpha$  : 1,0

## A3. Perhitungan Balok Link

*Link* yang direncanakan menggunakan balok IWF 450 x 300 x 11 x 18 dengan data-data sebagai berikut:

$$D = 440 \text{ mm} \qquad i_x = 18,9 \text{ cm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm} \qquad i_y = 7,18 \text{ cm}$$

$$t_f = 18 \text{ mm} \qquad Z_x = 2550 \text{ cm}^3$$

$$t_w = 11 \text{ mm} \qquad Z_y = 541 \text{ cm}^3$$

$$A = 157,4 \text{ cm}^2 \qquad r = 24 \text{ mm}$$

$$W = 124 \text{ Kg/m}$$

$$h = d - (2t_f + r)$$

$$I_x = 56,100 \text{ cm}^4$$

$$= 380$$

$$I_y = 8,110 \text{ cm}^4$$

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

Hasil dari *Output* dari ETABS V16.

$$V_u = 25631,95 \text{ Kg}$$

$$M_u = 11358895,15 \text{ Kg-m}$$

1. Kontrol kuat momen lentur

- Kontrol pelat sayap

$$\lambda_p = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 18} = 8,33$$

$$\lambda = \frac{135}{\sqrt{250}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,54$$

$\lambda_f \leq \lambda$  Penampang kompak

- Kontrol pelat badan

$$N_y = A_g \times f_y$$

$$= 154,7 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ Kg/m}^2$$

$$= 386750 \text{ Kg}$$

$$\frac{N_u}{\phi \times N_y} = \frac{0}{0,9 \times 386750} = 0 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{380}{11} = 34,545$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}} \times \left(1 - 1,54 \times \frac{N_u}{\phi \times N_y}\right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} \times (1 - 1,54 \times 0) = 86,33$$

$\lambda \leq \lambda_p$  Penampang kompak

## 2. Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned} - V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) t_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 (44 - 2 \cdot 1,8) 1,1 \\ &= 60598,9 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$M_{px} = f_y \times Z_x = 2500 \times 2550 = 6375000 \text{ Kg.cm}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 6375000 / 100 = 127500 \text{ Kg}$$

$$\emptyset \cdot V_n = 0,9 \cdot 60598,9 = 54538,92 \text{ Kg}$$

$$\emptyset \cdot V_n > V_u = 54538,92 \text{ Kg} > 25631,95 \text{ Kg} \quad (\text{OK})$$

## 3. Kontrol sudut rotasi *Link*

Sudut rotasi *Link*

$$1,6 \cdot M_p / V_p = 1,6 \cdot 6375000 / 60598,9 = 168,31 \text{ cm}$$

$$2,6 \cdot M_p / V_p = 2,6 \cdot 6375000 / 60598,9 = 273,52 \text{ cm}$$

$$e = 100 \text{ cm} < 1,6 \cdot M_p / V_p$$

Karena  $e < 1,6 \cdot M_p / V_p$ , berdasarkan SNI 7860:2015  $\alpha_{maks} = 0,08$  radian

$$\Delta = C_d \cdot \Delta e = 4 \cdot 0,012 \text{ mm} = 0,048 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \emptyset = \left(\frac{600}{100}\right) \cdot \left(\frac{0,048}{360}\right) = 0,0008 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha_{maks} \quad (\text{OK})$$

#### A4. Perhitungan Pengaku *Link*

Untuk pengaku dengan panjang *Link*  $< 1,6 M_p / V_p$ , harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga-harga berikut:

Untuk  $\alpha = 0,08$  radian

$$S = 30 \cdot t_w - d/5 = 30 \cdot 1,1 - 44/5 = 24,2 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,02$  radian

$$S = 52 \cdot t_w - d/5 = 52 \cdot 1,1 - 44/5 = 48,4 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,0008$  radian, maka dipasang pengaku antara dengan jarak 34 cm.

#### A5. Perhitungan Breising Eksentrik

Dimensi profil breising yang digunakan pada Model 2 adalah: WF 200 x 200 x 8 x 12.

Diketahui:

Ag	: 63,8 cm <sup>2</sup>	r	: 13 mm
d	: 200 mm	Zx	: 527,5 cm <sup>3</sup>
tf	: 12 mm	Zy	: 244 cm <sup>3</sup>
tw	: 8 mm	w	: 24,9 Kg
Ix	: 4732,2 cm <sup>4</sup>	Fu	: 410 MPa
Iy	: 1601,7 cm <sup>4</sup>	E	: 2000000 MPa

$$\begin{aligned} V_u &= 1,25 R_y V_n \\ &= 1,25 (0,6 \cdot 2500 \cdot (20 - 2 \cdot 12)) \cdot 8 = 396000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$P_u = 52631,13 \text{ Kg}$$

1. Kontrol kuat momen lentur

- Untuk pelat sayap

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf}$$

$$\lambda_f = \frac{200}{2 \cdot 12} = 8,33 \text{ mm}$$

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$$\lambda_f < \lambda_r$$

OK!!!

- Untuk pelat badan

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$$

$$\lambda_w = \frac{200}{8} = 25 \text{ mm}$$

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,06$$

$$\lambda_w < \lambda_r$$

OK!!!

2. Kontrol kekuatan bresing

- Panjang bresing

$$L = \sqrt{250^2 + 400^2} = 599,02 \text{ mm}$$

$$\text{Arah X} = \lambda_x = \frac{Lkx}{I_x} = \frac{599,02}{86,1} = 64,9$$

$$\text{Arah Y} = \lambda_y = \frac{Lky}{I_y} = \frac{599,02}{50,1} = 111,6$$

- Tegangan kritis  $F_{cr}$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{111,58^2} = 1585,46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{Lky}{I_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$111,6 \leq 133,22$$

Maka,

$$F_{cr} = \left(0,685 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

$$= \left(0,685 \frac{2500}{1585,46}\right) 2500$$

$$= 1376,74 \text{ Kg/m}^2$$

- Bresing Tarik

$$P_{\max} = R_y \cdot F_y \cdot A_g$$

$$= 1,5 \times 2500 \times 63,8 = 239250 \text{ Kg}$$

$$\theta_c P_n = 0,85 \times 239250 = 203362,5 \text{ Kg}$$

$$\theta_c P_n > P_u = 203362,5 \text{ Kg} > 52631,13 \text{ Kg} \quad (\text{Ok})$$

- Bresing Tekan

$$P_{\max} = 1,1 \cdot R_y \cdot A_g \cdot F_{cr}$$

$$= 1,1 \times 1,5 \times 63,8 \times 1376,74 = 144929,420 \text{ Kg}$$

$$\theta_c P_n = 0,85 \times 144929,420 = 123190 \text{ Kg}$$

$$\theta_c P_n > P_u = 123190 \text{ Kg} > 52631,13 \text{ Kg} \quad (\text{Ok})$$

## A6. Perhitungan Komponen Kolom

Perhitungan komponen kolom pada tiap model menggunakan profil baja 498 x 432 x 45 x 70 untuk semua lantai, cara dan pengerjaannya seperti pada pengerjaan dibawah ini:

Dimensi profil baja 498 x 432 x 45 x 70 adalah sebagai berikut:

$$A_g = 77044,2 \text{ mm}^2 \quad I_x = 2980231303,3 \text{ mm}^4 \quad I_y = 943660776,6 \text{ mm}^4$$

$$r_y = 110,7 \text{ mm} \quad Z_x = 14463521,2 \text{ mm}^3 \quad Z_y = 6725652,6 \text{ mm}^3$$

$$t_w = 45 \text{ mm} \quad t_f = 70 \text{ mm} \quad r_x = 197,7 \text{ mm}$$

$$E = 200000 \text{ Mpa} \quad f_y = 250 \text{ Mpa} \quad f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$L_k = 4000 \text{ mm}$$

- Gaya dalam hasil hitungan ETABS v16:

$$M_u = 428298,05 \text{ kNm}$$

$$V_u = 287,7908 \text{ kN}$$

$$N_u = 1916,8142 \text{ kN}$$

- Cek syarat bahan

- Cek  $f_y < 350 \text{ Mpa}$

$$250 \text{ Mpa} < 350 \text{ Mpa} \quad (\text{OK})$$

- Cek  $f_y/f_u < 0,85$

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

- Cek kelangsingan

Untuk sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{432}{2 \times 70} = 3,08$$

$$\lambda_p = \frac{250}{\sqrt{250}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,811$$

Untuk badan

$$\lambda = \frac{h}{2tw} = \frac{498}{2 \times 45} = 5,53$$

$$\lambda_p = \frac{665}{\sqrt{250}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058$$

- Kapasitas MP

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$M_n = f_y \{ (bf \cdot tf) \cdot (d-tf) + tw (1/2d-tf)^2 \}$$

$$M_n = 250 \cdot \{ (432 \cdot 70) \cdot (498 - 70) + 45 (1/2 \cdot 498 - 70)^2 \}$$

$$M_n = 4194421,16 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 4194421,16 = 3774979,04 \text{ kNm}$$

$$M_u < \phi M_n$$

$$428298,05 \text{ kNm} < 3774979,04 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

- Geser

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w$$

$$V_n = 0,6 \cdot 250 \cdot 4,358$$

$$V_n = 653,4 \text{ kN}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$287,7908 \text{ kN} < 653,4 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

#### A7. Perhitungan Balok Tereduksi PBT

- Menentukan Geometri Penampang

$$a = 0,6 \times b_f = 0,6 \times 300 = 180 \text{ mm}$$

$$b = 0,75 \times d = 0,65 \times 440 = 330 \text{ mm}$$

$$c = 0,2 \times b_f = 0,2 \times 300 = 60 \text{ mm}$$

- Menghitung Modulus Plastis

$$Z_e = Z_x - 2 \cdot c \cdot t_{bf} (d - t_{bf})$$

$$Z_e = 2833787 - 2 \cdot 60 \cdot 18 \cdot (440 - 18)$$

$$Z_e = 1922267 \text{ mm}^3$$

- Menghitung momen maksimum pada penampang minimum RBS

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e$$

$$C_{pr} = F_y + F_u / 2F_y$$

$$C_{pr} = 250 + 410 / 2 \cdot 250$$

$$C_{pr} = 1,32 > 1,20$$

Jadi digunakan  $C_{pr} = 1,2$

$$M_{pr} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot 250 \cdot 1922267$$

$$M_{pr} = 865020150 \text{ Nmm}^2$$

- Menghitung gaya geser

$$V_{PBT} = \frac{2 M_{pr}}{L} + \frac{wL}{2}$$

$$V_{PBT} = \frac{2 \cdot 865020150}{500} + \frac{45123,881 \cdot 500}{2}$$

$$V_{PBT} = 14741050,8 \text{ Nmm}^2$$

$$V' = \frac{2 \cdot 865020150}{500} - \frac{45123,881 \cdot 500}{2}$$

$$V_{PBT} = -7820889,6 \text{ Nmm}^2$$

- Menghitung momen maksimum

$$M_f = M_{pr} + V_{PBT} S_h$$

$$M_f = 865020150 + 14741050,8 (180 + 330/2)$$

$$M_f = 5950683e9 \text{ Nmm}^2$$

- Menghitung momen plastis

$$M_{pe} = Z_b R_y F_y$$

Berdasarkan SNI 1729-2015 untuk baja mutu 41 atau yang lebih lunak digunakan  $R_y 1,5$

$$M_{pe} = 2833787 \cdot 1,5 \cdot 250$$

$$M_{pe} = 106267e9 \text{ Nmm}^2$$

$$M_{pe} < M_f \quad (\text{OK})$$

L.1. Kontrol terhadap Redudansi ( $\rho$ ) = 1

Gempa X Model 1

Lantai	$V_x$ kN	$V_y$ kN	35 % $V_x$ Base Shear	35 % $V_y$ Base Shear	Kontrol	Kontrol
Lt 10	305,046	90,480	605,053	180,474	NOT OK	NOT OK
Lt 9	611,023	181,850	605,053	180,474	OK	OK
Lt 8	848,454	252,730	605,053	180,474	OK	OK
Lt 7	1043,810	310,918	605,053	180,474	OK	OK
Lt 6	1206,921	359,448	605,053	180,474	OK	OK
Lt 5	1350,356	402,093	605,053	180,474	OK	OK
Lt 4	1481,138	441,076	605,053	180,474	OK	OK
Lt 3	1594,592	475,055	605,053	180,474	OK	OK
Lt 2	1683,692	501,908	605,053	180,474	OK	OK
Lt 1	1728,724	515,641	605,053	180,474	OK	OK
Base	0	0	0	0	OK	OK

Gempa Y Model 1

Lantai	$V_x$ (kN)	$V_y$ kN	35 % $V_x$ Base Shear	35 % $V_y$ Base Shear	Kontrol	Kontrol
Lt 10	91,514	301,593	181,516	601,565	NOT OK	NOT OK
Lt 9	183,307	606,151	181,516	601,565	OK	OK
Lt 8	254,536	842,412	181,516	601,565	OK	OK
Lt 7	313,143	1036,365	181,516	601,565	OK	OK
Lt 6	362,076	1198,128	181,516	601,565	OK	OK
Lt 5	405,107	1340,273	181,516	601,565	OK	OK
Lt 4	444,341	1470,212	181,516	601,565	OK	OK

L.1. Lanjutan.

Lantai	V <sub>x</sub> kN	V <sub>y</sub> kN	35 % V <sub>x</sub> Base Shear	35 % V <sub>y</sub> Base Shear	Kontrol	Kontrol
Lt 3	478,378	1583,472	181,516	601,565	OK	OK
Lt 2	505,108	1672,981	181,516	601,565	OK	OK
Lt 1	518,617	1718,757	181,516	601,565	OK	OK
Base	0	0	0	0	OK	OK

Gempa X Model 2

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> kN	35 % V <sub>x</sub> Base Shear	35 % V <sub>y</sub> Base Shear	Kontrol	Kontrol
Lt 10	336,870	100,103	716,262	213,764	NOT OK	NOT OK
Lt 9	692,104	206,155	716,262	213,764	NOT OK	NOT OK
Lt 8	980,296	292,138	716,262	213,764	OK	OK
Lt 7	1222,678	364,329	716,262	213,764	OK	OK
Lt 6	1428,126	425,490	716,262	213,764	OK	OK
Lt 5	1606,776	478,674	716,262	213,764	OK	OK
Lt 4	1764,399	525,707	716,262	213,764	OK	OK
Lt 3	1896,617	565,336	716,262	213,764	OK	OK
Lt 2	1996,412	595,449	716,262	213,764	OK	OK
Lt 1	2046,464	610,755	716,262	213,764	OK	OK
Base	0	0	0	0	OK	OK

Gempa Y Model 2

Lantai	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> kN	35 % V <sub>x</sub> Base Shear	35 % V <sub>y</sub> Base Shear	Kontrol	Kontrol
Lt 10	101,061	333,669	214,879	712,528	NOT OK	NOT OK
Lt 9	207,631	687,166	214,879	712,528	NOT OK	NOT OK
Lt 8	294,089	973,767	214,879	712,528	OK	OK
Lt 7	366,804	1214,397	214,879	712,528	OK	OK
Lt 6	428,438	1418,260	214,879	712,528	OK	OK
Lt 5	482,033	1595,537	214,879	712,528	OK	OK
Lt 4	529,320	1752,308	214,879	712,528	OK	OK
Lt 3	568,985	1884,400	214,879	712,528	OK	OK
Lt 2	598,924	1984,774	214,879	712,528	OK	OK
Lt 1	613,939	2035,793	214,879	712,528	OK	OK
Base	0	0	0	0	OK	OK

Maka Nilai Redudansi digunakan adalah 1,3

L.2. Tabel Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Model 1

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM
		kg	kg	m	m	kg	kg	m	m
Story1	D1	425989,8	425989,8	15	15	4125464,25	4125464,25	15	15
Story2	D2	421635,26	421635,26	15	15	3699474,45	3699474,45	15	15
Story3	D3	421635,26	421635,26	15	15	3277839,19	3277839,19	15	15
Story4	D4	421635,26	421635,26	15	15	2856203,93	2856203,93	15	15
Story5	D5	421635,26	421635,26	15	15	2434568,68	2434568,68	15	15
Story6	D6	421635,26	421635,26	15	15	2012933,42	2012933,42	15	15
Story7	D7	421635,26	421635,26	15	15	1591298,16	1591298,16	15	15
Story8	D8	421635,26	421635,26	15	15	1169662,9	1169662,9	15	15
Story9	D9	421635,26	421635,26	15	15	748027,65	748027,65	15	15
Story10	D10	326392,39	326392,39	15	15	326392,39	326392,39	15	15

L.3. Tabel Pusat Massa dan Pusat Kekakuan Model 2

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM
		kg	kg	m	m	kg	kg	m	m
Story1	D1	427811,95	427811,95	15	15	4142206,05	4142206,05	15	15
Story2	D2	423390,51	423390,51	15	15	3714394,1	3714394,1	15	15
Story3	D3	423390,51	423390,51	15	15	3291003,59	3291003,59	15	15
Story4	D4	423390,51	423390,51	15	15	2867613,08	2867613,08	15	15
Story5	D5	423390,51	423390,51	15	15	2444222,57	2444222,57	15	15
Story6	D6	423390,51	423390,51	15	15	2020832,06	2020832,06	15	15

L.3. Lanjutan.

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM
		kg	kg	m	m	kg	kg	m	m
Story7	D7	423390,51	423390,51	15	15	1597441,55	1597441,55	15	15
Story8	D8	423390,51	423390,51	15	15	1174051,04	1174051,04	15	15
Story9	D9	423390,51	423390,51	15	15	750660,53	750660,53	15	15
Story10	D10	327270,02	327270,02	15	15	327270,02	327270,02	15	15

L.4. Kontrol Simpangan Antar Lantai Respon Spektrum untuk Model 1 SNI 1726:2012

Kinerja Batas Ultimate SNI 1726:2012														
Tingkat	h (cm)	Total Drift		Total Drift * R		Simpangan Antar Tingkat		Simpangan Antar Tingkat * R		(δi*Cd)/Ie		Syarat	Cek	Cek
		X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	Δa/ρ (cm)	X	Y
10	360	3,14	3,17	25,122	25,339	0,1018	0,0993	0,81	0,79	0,5599	0,54615	5,538	OKE	OKE
9	360	3,04	3,07	24,307	24,545	0,1633	0,1623	1,31	1,30	0,89815	0,89265	5,538	OKE	OKE
8	360	2,88	2,91	23,001	23,246	0,2304	0,2301	1,84	1,84	1,2672	1,26555	5,538	OKE	OKE
7	360	2,64	2,68	21,158	21,406	0,2934	0,2936	2,35	2,35	1,6137	1,6148	5,538	OKE	OKE
6	360	2,35	2,38	18,810	19,057	0,3504	0,3509	2,80	2,81	1,9272	1,92995	5,538	OKE	OKE
5	360	2,00	2,03	16,007	16,250	0,4002	0,4011	3,20	3,21	2,2011	2,20605	5,538	OKE	OKE
4	360	1,60	1,63	12,806	13,041	0,4395	0,4419	3,52	3,54	2,41725	2,43045	5,538	OKE	OKE
3	360	1,16	1,19	9,290	9,506	0,4587	0,4639	3,67	3,71	2,52285	2,55145	5,538	OKE	OKE
2	360	0,70	0,72	5,620	5,794	0,4294	0,4389	3,44	3,51	2,3617	2,41395	5,538	OKE	OKE

L.4. Lanjutan

Kinerja Batas Ultimate SNI 1726:2012														
Tingkat	h (cm)	Total Drift		Total Drift * R		Simpangan Antar Tingkat		Simpangan Antar Tingkat * R		(δi*Cd)/Ie		Syarat	Cek	Cek
		X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	Δa/ρ (cm)	X	Y
1	400	0,27	0,29	2,185	2,283	0,27	0,2854	2,18	2,28	1,50205	1,5697	6,154	OKE	OKE
0	0	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0	0	0	0	0	0		

L.5. Kontrol Simpangan Antar Lantai Respon Spektrum untuk Model 2 SNI 1726:2012

Kinerja Batas Ultimate SNI 1726:2012														
Tingkat	h (cm)	Total Drift		Total Drift * R		Simpangan Antar Tingkat		Simpangan Antar Tingkat * R		(δi*Cd)/Ie		Syarat	Cek	Cek
		X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	X (cm)	Y (cm)	Δa (cm)	X	Y
10	360	2,68	2,69	21,4	21,514	0,099	0,0977	0,7936	0,7816	0,3968	0,3908	7,200	OKE	OKE
9	360	2,58	2,59	20,61	20,732	0,152	0,1513	1,2152	1,2104	0,6076	0,6052	7,200	OKE	OKE
8	360	2,42	2,44	19,4	19,522	0,205	0,2052	1,6432	1,6416	0,8216	0,8208	7,200	OKE	OKE
7	360	2,22	2,24	17,75	17,88	0,254	0,2538	2,0328	2,0304	1,0164	1,0152	7,200	OKE	OKE
6	360	1,96	1,98	15,72	15,85	0,296	0,2961	2,3704	2,3688	1,1852	1,1844	7,200	OKE	OKE
5	360	1,67	1,69	13,35	13,481	0,332	0,3317	2,6552	2,6536	1,3276	1,3268	7,200	OKE	OKE
4	360	1,34	1,35	10,69	10,827	0,359	0,3598	2,8752	2,8784	1,4376	1,4392	7,200	OKE	OKE



## DAFTAR RIWAYAT HIDUP



### DATA DIRI

Nama Lengkap : Muhammad Fuad Hanif Hasbi  
Tempat, Tanggal Lahir : Putussibau, 02 Desember 1995  
Agama : Islam  
Alamat KTP : Jl. Mahmud Marzuki, Desa Kumantan  
Nama Orang Tua  
Ayah : Badrun, A.Ma  
Ibu : Dra. Hasnahara, M.A  
No. Hp : 0812-6282-4979  
E-mail : [haniif3895@gmail.com](mailto:haniif3895@gmail.com)

### **RIWAYAT PENDIDIKAN**

Nomor Pokok Mahasiswa : 1307210289  
Fakultas : Teknik  
Program Studi : Teknik Sipil  
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara

No.	Tingkat Pendidikan	Tempat	Tahun Kelulusan
1	MIN Putussibau	Kota Putussibau	2007
2	MTsS Muallimin Muhammadiyah	Kota Bangkinang	2010
3	MAN Kampar	Desa Tanjung Rambutan	2013
4	Melanjutkan studi di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2013 sampai selesai		