

TUGAS AKHIR

ANALISIS STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM OUTRIGGER DAN BELT-TRUSS TERHADAP PENGARUH BEBAN ANGIN DAN BEBAN GEMPA

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

Disusun Oleh:

M. HARI SETIAWAN

1307210098



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2018**

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : M. Hari Setiawan

NPM : 1307210098

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisis Struktur Bangunan Baja Dengan Sistem *Outrigger* Dan *Belt-Truss* Terhadap Pengaruh Beban Angin Dan Beban Gempa.

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, Agustus 2018

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Penguji

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Penguji

Dr. Ade Faizal, ST, MSc

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc



Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : M. Hari Setiawan

Tempat /Tanggal Lahir: Medan / 15 Juni 1995

NPM : 1307210098

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Analisis Struktur Bangunan Baja Dengan Sistem *Outrigger* Dan *Belt-Truss* Terhadap Pengaruh Beban Angin Dan Beban Gempa.”,

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

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

Medan, Agustus 2018

Saya yang menyatakan,


Hari Setiawan

ABSTRAK

ANALISIS STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM *OUTRIGGER* DAN *BELT-TRUSS* TERHADAP BEBAN ANGIN DAN BEBAN GEMPA (STUDI LITERATUR)

M. Hari Setiawan
(1307210098)

Tondi Amirsyah Putera P, ST, MT
Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Pada saat ini kebutuhan akan gedung bertingkat baik untuk perkantoran, tempat perbelanjaan maupun untuk tempat hunian (apartemen) di Indonesia terus meningkat dikarenakan oleh perekonomian Indonesia yang terus tumbuh dan berkembang. Indonesia merupakan negara dengan sebagian besar wilayahnya memiliki tingkat kerawanan yang tinggi terhadap gempa bumi. Sistem *outrigger* merupakan salah satu sistem penahan beban lateral yang mampu menahan gaya lateral untuk bangunan bertingkat tinggi. Pada tugas akhir ini direncanakan beberapa model gedung dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan sistem ganda, SRPMK dengan *outrigger* dan *belt-truss*. Model-model tersebut merupakan struktur gedung beraturan yang memiliki ketinggian yang sama, yaitu 53 meter dan akan ditinjau terhadap beban gempa dan beban angin berdasarkan SNI 1727;2013 untuk melihat perbandingan simpangan, perioda getar, dan gaya geser dasar. Analisis beban gempa yang digunakan adalah analisis respon spektrum berdasarkan SNI 1726;2012. Berdasarkan hasil dari ketiga model yang telah dianalisis, beban angin tidak memberikan efek yang kuat pada bangunan struktur dengan ketinggian 53 meter (15 lantai) dibandingkan beban gempa, hal ini dikarenakan beban gempa dipengaruhi oleh massa struktur. Sistem *outrigger* dan *belt-truss* dapat memperkecil simpangan dan gaya geser. Namun sistem ini, tidak efektif pada bangunan gedung bertingkat 15, karena dapat ditinjau dari efektifitas biaya.

Kata kunci: Beban angin, beban gempa, *outrigger*, *belt-truss*, simpangan.

ABSTRACT

ANALYSIS OF STEEL STRUCTURE WITH OUTRIGGER SYSTEM AND BELT-TRUSS ON WIND LOADS AND EARTHQUAKE LOADS (STUDY OF LITERATURE)

**M. Hari Setiawan
(1307210098)**

**Tondi Amirsyah Putera P, ST, MT
Mizanuiddin Sitompul , ST, MT**

At this time the need for high-rise buildings for offices, shopping malls and shelters (apartments) in Indonesia continues to increase due to the growing Indonesian economy and growing. Indonesia is a country with a large part of its territory having high levels of vulnerability to earthquakes. An Outrigger system is one of the lateral load retaining systems that is able to withstand lateral forces for high buildings. in this final project are planned several building models with special moment resisting frame system (SRPMK) and dual systems, SRPMK with outriggers and belt-truss. The models are regular buidings that have the same height, which is 53 meters (15 storey) and will be reviewed againts earthquake loads and wind loads based on SNI 1727;2013 to see comparison of drift, period of vibration, and shear force. Analysis of earthquake loads used in this final project is spectrum response analysis based on SNI 1726:2012. Based on the results of three models that have been analyzed, the wind load does not have a strong effect on building structures with a height of 53 meters (15 storey) compared to earthquake loads, this is because the earthquake loas is effectedby the mass of structure. Outrigger and belt-truss systems can reduce the deviation and shear force. However, this system is not effective in 15 storey buildifs, because it can be viewed from the cost effectiveness.

Keywords: *Wind loads, earthquake loads, outrigger, belt-truss, drift,*

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 Tugas Akhir ini yang berjudul “Analisis Struktur Bangunan Baja Dengan Sistem *Outrigger* Dan *Belt-Truss* Terhadap Pengaruh Beban Angin Dan Beban Gempa.” Serta sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

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

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera, ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Mizanuddin Sitompul, ST, MT selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal, ST, MSc selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar, ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Ibu Hj. Irma Dewi, ST, MSi selaku Sekretaris Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

8. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu keteniksipilan kepada penulis.
9. Staf Tata Usaha Sarjana Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah bekerja sama dengan baik dan memudahkan urusan administrasi.
10. Ayahanda saya Yusri dan Ibunda saya Syuriawati, beserta saudara-saudara baik paman-paman serta bibi yang telah memberikan semangat dan serta doanya agar penulis dapat menyelesaikan pendidikan di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara dengan baik.
11. Rekan-rekan Angkatan 2013 Struktur : Muhammad Lutfy Lubis, Muhammad Taruna, Evan Ferrari Gultom, Abdi Gunawan, Widianoro, Budi Santoso dan lainnya yang tidak dapat satu-persatu saya ucapkan disini.
12. Sahabat-sahabat penulis: Syarbaini Lubis, M. Eka Kurniawan, Indra Bayu Sukma, Dian Ramadhan, Ricky Prianda Damanik, Dicky Pratama Putera, Harjumawan yang setia menemani suka maupun duka.
13. Dan pihak-pihak lain yang telah membantu penulis.

Akhir kata penulis berharap skripsi ini dapat memberikan sumbangan pemikiran yang bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil. Penulis menyadari akan keterbatasan dalam menyelesaikan skripsi ini sehingga banyak kekurangannya. Dengan demikian kritikan dan saran yang membangun dari semua pihak dalam penulisan skripsi ini.

Medan, September 2018

M. Hari Setiawan

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	iv
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR GAMBAR	xix
DAFTAR NOTASI	xxii
DAFTAR SINGKATAN	xxvii
BAB 1. PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang Masalah	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Ruang Lingkup Penelitian	2
1.4. Tujuan Penelitian	4
1.5. Manfaat Penelitian	4
1.6. Sistematika Penulisan	5
BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Tinjauan Umum	6
2.2. Sistem Struktur Penahan Lateral	7
2.2.1. Sistem <i>Rigid-frame</i>	10
2.2.2. Sistem <i>Braced Frame</i>	11
2.2.3. Sistem Ganda, Kombinasi <i>Braced/Wall</i> dengan Frame	12
2.3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	13
2.4. <i>Steel Plate Shear Wall (SPSW)</i>	14
2.4.1. Modeling <i>Steel Plate Shear Wall (SPSW)</i>	15
2.4.1.1. <i>Strip Model</i>	15
2.4.1.2. <i>Orthotropic Membrane Model</i>	17
2.5. Sistem dengan <i>Outrigger</i> dan <i>Beltruss</i>	18
2.6. Ketentuan Seismik untuk Struktur Gedung Baja	21
2.6.1. Rangka Momen Khusus	21

2.6.1.1.	Persyaratan	22
2.6.1.1.1.	Rasio Momen	22
2.6.1.1.2.	Breising Stabilitas Balok	24
2.6.1.1.3.	Breising Stabilitas pada Sambungan Balok ke Kolom	24
2.6.1.2.	Komponen Struktur	26
2.6.1.2.1.	Persyaratan Dasar	26
2.6.1.2.2.	Sayap Balok	26
2.6.1.2.3.	Zona Terlindung	26
2.6.2.	Dinding Geser Pelat Khusus	27
2.6.2.1.	Persyaratan Sistem	27
2.6.2.1.1.	Kekakuan Elemen Pembatas	27
2.6.2.1.2.	Rasio Momen Sambungan	27
2.6.2.1.3.	Breising	27
2.6.2.1.4.	Bukaan Pada Badan	28
2.6.2.2.	Komponen Struktur	28
2.6.2.2.1.	Persyaratan Dasar	28
2.6.2.2.2.	Badan	29
2.6.2.2.3.	Zona Terlindung	29
2.7.	Tata Cara Perencanaan Gedung Tahan Gempa	30
2.7.1.	Gempa Rencana	30
2.7.2.	Peta Wilayah Gempa	30
2.7.3.	Arah Pembebanan Gempa	32
2.7.4.	Prosedur Analisis	32
2.7.5.	Struktur Penahan Gaya Seismik	37
2.7.6.	Spektrum Respon Desain	39
2.7.7.	Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	43
2.7.7.1.	Geser Dasar Seismik	43
2.7.7.2.	Perioda Alami Struktur	45
2.7.7.3.	Distribusi Vertikal Gaya Gempa	47
2.7.7.4.	Distribusi Horizontal Gaya Gempa	47
2.7.7.5.	Penentuan Simpangan Antar Lantai	47

2.7.7.6. Pengaruh P-Delta	49
2.7.8. Analisis Respon Spektrum Ragam	50
2.8. Pembebanan untuk Perencanaan Bangunan Gedung	52
2.8.1. Beban Mati	52
2.8.2. Beban Hidup	53
2.8.3. Beban Gempa	58
2.8.4. Beban Angin	62
2.8.4.1. Proses Terjadinya Angin	62
2.8.4.2. Kecepatan Angin	63
2.9. Beban Angin Menurut Standar Nasional Indonesia	63
2.9.1. Kecepatan Angin Dasar	64
2.9.2. Arah Angin	64
2.9.3. Kategori Eksposur	65
2.9.4. Efek Topografi	66
2.9.5. Faktor Topografi	66
2.9.6. Klasifikasi Ketertutupan	68
2.9.7. Koefisien Tekanan Internal	68
2.9.8. Tekanan Velositas	69
2.9.8.1. Koefisien Eksposur Tekanan Velositas	69
2.9.8.2. Tekanan Velositas	70
2.9.9. Tekanan Angin Desain	71
2.9.10. Komponen dan Klading	71
2.9.10.1. Permukaan Dinding dan Permukaan Atap	71
BAB 3. METODOLOGI PENELITIAN	
3.1. Metodologi Penelitian	73
3.2. Pemodelan Struktur	74
3.2.1. Data Umum Perencanaan	74
3.2.2. Data Perencanaan Model 1	74
3.2.2.1. Konfigurasi Bangunan	74
3.2.2.2. Dimensi Kolom-Balok	76
3.2.2.3. Rencana Pelat Lantai	77
3.2.3. Data Perencanaan Model 2	77

3.2.3.1. Konfigurasi Bangunan	77
3.2.3.2. Dimensi Kolom-Balok dan Bresing	79
3.2.3.3. Rencana Pelat Lantai	80
3.2.4. Data Perencanaan Model 3	80
3.2.4.1. Konfigurasi Bangunan	80
3.2.4.2. Dimensi Kolom-Balok dan Bresing	81
3.2.4.3. Rencana Pelat Lantai	82
3.2.4.4. Tebal Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK)	82
3.3. Pembebanan Struktur	83
3.3.1. Pembebanan Pada Model 1 dan Model 3	83
3.3.1.1. Beban Mati	83
3.3.1.2. Beban Hidup	86
3.3.1.3. Beban <i>Notional</i>	86
3.3.1.4. Beban Gempa	88
3.3.1.5. Beban Angin	88
3.4. Respon Spektrum Desain Gempa	88
3.5. Periode Alami Fundamental	91
3.6. Kombinasi Beban	91
BAB 4. HASIL DAN PEMBAHASAN	
4.1. Tinjauan Umum	93
4.2. Hasil Analisis Respon Spektrum	93
4.2.1. Hasil Analisis Struktur Model 1	93
4.2.1.1. Berat lantai	95
4.2.1.2. Gaya Geser Dasar Nominal	96
4.2.1.3. Penentuan Faktor Redundansi	98
4.2.1.4. Gaya Geser Lantai	99
4.2.1.5. Simpangan Antar Lantai	100
4.2.1.6. Pengaruh Efek P-Delta	101
4.2.1.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	103
4.2.1.8. Ketidakberaturan Torsi	104
4.2.1.9. Ketidakberaturan Massa	106

4.2.1.10.Kontrol Desain SCWB (<i>Strong Column Weak Beam</i>)	107
4.2.2. Hasil Analisis Struktur Model 2	109
4.2.2.1. Berat lantai	110
4.2.2.2. Gaya Geser Dasar Nominal	112
4.2.2.3. Penentuan Faktor Redundansi	112
4.2.2.4. Gaya Geser Lantai	113
4.2.2.5. Simpangan Antar Lantai	114
4.2.2.6. Pengaruh Efek P-Delta	115
4.2.2.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	117
4.2.2.8. Ketidakberaturan Torsi	118
4.2.2.9. Ketidakberaturan Massa	120
4.2.2.10.Kontrol Desain SCWB (<i>Strong Column Weak Beam</i>)	121
4.2.2.11.Kontrol SRPMK dengan 25 persen Gaya Lateral	122
4.2.3. Hasil Analisis Struktur Model 3	123
4.2.3.1. Berat lantai	124
4.2.3.2. Gaya Geser Dasar Nominal	125
4.2.3.3. Penentuan Faktor Redundansi	126
4.2.3.4. Gaya Geser Lantai	127
4.2.3.5. Simpangan Antar Lantai	128
4.2.3.6. Pengaruh Efek P-Delta	129
4.2.3.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	131
4.2.3.8. Ketidakberaturan Torsi	132
4.2.3.9. Ketidakberaturan Massa	134
4.2.3.10.Kontrol Desain SCWB (<i>Strong Column Weak Beam</i>)	135
4.2.3.11.Kontrol SRPMK dengan 25 persen Gaya Lateral	136

4.3. Hasil Analisis Struktur Terhadap Beban Angin	137
4.3.1. Hasil Analisis Pengaruh Beban Angin Pada Model 1	137
4.3.1.1. Gaya Geser lantai	137
4.3.1.2. Simpangan Antar Lantai	138
4.3.2. Hasil Analisis Pengaruh Beban Angin Pada Model 2	139
4.3.2.1. Gaya Geser lantai	139
4.3.2.2. Simpangan Antar Lantai	141
4.3.3. Hasil Analisis Pengaruh Beban Angin Pada Model 3	141
4.3.3.1. Gaya Geser lantai	142
4.3.3.2. Simpangan Antar Lantai	143
4.4. Rangkuman Grafik Perbandingan	144
4.4.1. Perbandingan Grafik Simpangan Antar Lantai	144
4.4.2. Perbandingan Grafik Gaya Geser Lantai	151
4.4.3. Perbandingan Grafik Perioda Getar Struktur	154
BAB 5. KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1. Kesimpulan	156
5.2. Saran	157
DAFTAR PUSTAKA	158
LAMPIRAN	
RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Pengaruh dimensi kolom terhadap deformasi (Dewobroto, 2012)	10
Tabel 2.2	Ketidakteraturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	32
Tabel 2.3	Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	33
Tabel 2.4	Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.5	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012	36
Tabel 2.6	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:201	36
Tabel 2.7	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012	36
Tabel 2.8	Prosedur analisis yang boleh digunakan berdasarkan SNI 1726:2012	37
Tabel 2.9	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa berdasarkan SNI 1726:2012	38
Tabel 2.10	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	40
Tabel 2.11	Koefisien situs, F_a berdasarkan SNI 1726:2012	41
Tabel 2.12	Koefisien situs, F_v berdasarkan SNI 1726:2012	41
Tabel 2.13	Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012	46
Tabel 2.14	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	46
Tabel 2.15	Simpangan antar lantai izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726:2012	49
Tabel 2.16	Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum	54
Tabel 2.17	Faktor elemen beban hidup, K_{LL}	58

Tabel 2.18	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	61
Tabel 2.19	Kategori risiko bangunan dan struktur lainnya untuk beban banjir, angin, salju, gempa* dan Es (SNI 1727:2013)	64
Tabel 2.20	Faktor arah angin, K_d (SNI 1727:2013)	64
Tabel 2.21	Faktor topografi K_{zt} (SNI 1727:2013)	68
Tabel 2.22	Koefesien Tekanan Internal, G_{cpi} (SNI 1727:2013)	68
Tabel 2.23	Koefesien eksposur tekanan velositas, K_z atau K_h (SNI 1727:2013)	69
Tabel 3.1	Dimensi kolom-balok	76
Tabel 3.2	Dimensi kolom-balok dan Bresing	79
Tabel 3.3	Dimensi kolom-balok dan Bresing	82
Tabel 3.4	Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987	83
Tabel 3.5	Beban tangga akibat reaksi perletakkan	85
Tabel 3.6	Beban <i>notional</i> terhadap sumbu X dan Y pada Model 1	86
Tabel 3.7	Beban <i>notional</i> terhadap sumbu X dan Y pada Model 2	87
Tabel 3.8	Beban <i>notional</i> terhadap sumbu X dan Y pada Model 3	87
Tabel 3.9	Respon spektrum desain gempa Medan dengan kondisi tanah sedang berdasarkan SNI 1726:2012	89
Tabel 3.10	Batasan perioda alami fundamental	91
Tabel 3.11	Kombinasi pembebanan	91
Tabel 4.1	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 1	93
Tabel 4.2	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1	94
Tabel 4.3	Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 1	95
Tabel 4.4	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 1	96
Tabel 4.5	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 1 <i>output</i> program analisis struktur	97
Tabel 4.6	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi ρ 1,0 untuk Model 1	98
Tabel 4.7	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai terhadap gempa untuk Model 1	99

Tabel 4.8	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 1	100
Tabel 4.9	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 1	101
Tabel 4.10	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 1	102
Tabel 4.11	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x	103
Tabel 4.12	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y	103
Tabel 4.13	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 1	105
Tabel 4.14	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 1	105
Tabel 4.15	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 1	106
Tabel 4.16	Data properti kolom dan balok	107
Tabel 4.17	Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 1	107
Tabel 4.18	Momen tambahan akibat amplifikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk Model 1	108
Tabel 4.19	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 2	109
Tabel 4.20	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2	110
Tabel 4.21	Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 2	111
Tabel 4.22	Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 2	112
Tabel 4.23	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi ρ 1,0 untuk Model 2	113
Tabel 4.24	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai terhadap gempa untuk Model 2	113
Tabel 4.25	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 2	115
Tabel 4.26	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 2	116
Tabel 4.27	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 2	116
Tabel 4.28	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x	117

Tabel 4.29	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y	117
Tabel 4.30	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 2	118
Tabel 4.31	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 2	119
Tabel 4.32	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 2	120
Tabel 4.33	Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 2	121
Tabel 4.34	Rasio momen pada Model 2	121
Tabel 4.35	Persentase penahan gaya gempa Model 2	122
Tabel 4.36	Koreksi gaya gempa dengan gaya yang diterima sistem Model 2	123
Tabel 4.37	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 3	123
Tabel 4.38	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3	124
Tabel 4.39	Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 3	124
Tabel 4.40	Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 3	126
Tabel 4.41	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi ρ 1,0 untuk Model 3	127
Tabel 4.42	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai terhadap gempa untuk Model 3	128
Tabel 4.43	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 3	129
Tabel 4.44	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 3	129
Tabel 4.45	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 3	130
Tabel 4.46	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x	131
Tabel 4.47	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y	131
Tabel 4.48	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 3	133
Tabel 4.49	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 3	133
Tabel 4.50	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 3	134
Tabel 4.51	Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 3	135

Tabel 4.52	Rasio momen pada Model 3	135
Tabel 4.53	Persentase penahan gaya gempa Model 2	136
Tabel 4.54	Koreksi gaya gempa dengan gaya yang diterima sistem Model 2	137
Tabel 4.55	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai terhadap beban angin untuk Model 1	137
Tabel 4.56	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit terhadap angin berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 1	139
Tabel 4.57	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai terhadap beban angin untuk Model 2	140
Tabel 4.58	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit terhadap beban angin berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 2	141
Tabel 4.59	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai terhadap beban angin untuk Model 3	142
Tabel 4.60	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit terhadap beban anngin berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 3	143

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Macam sistem struktur penahan lateral: (a) <i>steel rigid-frame</i> ; (b) <i>RC rigid-frame</i> ; (c) <i>braced steel frame</i> ; (d) <i>RC frame - shear wall</i> ; (e) <i>steel frame - shear wall</i> ; (f) <i>steel frame – infilled walled</i> (Taranath 2005)	8
Gambar 2.2	Perilaku kolom kantilever terhadap beban lateral terpusat (Dewobroto, 2012)	9
Gambar 2.3	Deformasi <i>rigid-frame</i> : (a) <i>bending momen</i> ; (b) geser (Dewobroto, 2012)	11
Gambar 2.4	Macam-macam sistem rangka dengan batang diagonal (Dewobroto, 2012)	12
Gambar 2.5	Sistem kombinasi <i>braced-frame</i> atau <i>shear wall</i> dengan <i>rigid-frame</i> (Dewobroto, 2012)	13
Gambar 2.6	Perilaku inelastis sistem portal daktail (Hamburger et.al, 2009)	14
Gambar 2.7	<i>Steel Plate Shear Wall</i> (Berman dan Bruneau, 2003)	15
Gambar 2.8	<i>Equivalent Story Brace Model</i> (Thorburn et al, 1983)	16
Gambar 2.9	<i>Strip Model</i> (Driver et al, 1998)	17
Gambar 2.10	Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding Geser Pelat Baja (Ericksen dan Sabelli, 2008)	18
Gambar 2.11	(a) Sistem <i>outrigger</i> dengan <i>core-tengah</i> ; (b) <i>Outrigger</i> pada <i>offset core</i> ; (c) diagonal ; (d) elemen lantai yang bertugas sebagai <i>outrigger</i> (Taranath, 2005)	19
Gambar 2.12	Pengaruh penempatan <i>Outrigger</i> terhadap elevasi (Taranath 2005)	20
Gambar 2.13	Lokasi optimum <i>outrigger</i> (a) <i>single</i> ; (b) <i>double</i> ; (c) <i>triple</i> ; (d) <i>quadro</i> (Taranath 2005)	21
Gambar 2.14	S_s , Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012)	30

Gambar 2.15	S_1 , Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012)	31
Gambar 2.16	PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB (SNI 1726:2012)	31
Gambar 2.17	Spektrum respons desain	43
Gambar 2.18	Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012	48
Gambar 2.19	Catatan Komponen dan Klading (SNI 1727:2013)	72
Gambar 2.20	Luas Angin Efektif K & K (SNI 1727:2013)	72
Gambar 3.1	Diagram alir metode penelitian	73
Gambar 3.2	Denah struktur Model 1	75
Gambar 3.3	Denah struktur Model 1 pada tampak samping	75
Gambar 3.4	Tampak perspektif struktur Model 1	76
Gambar 3.5	Denah struktur Model 2	78
Gambar 3.6	Denah struktur Model 2 pada tampak samping	78
Gambar 3.7	Tampak perspektif struktur Model 2	79
Gambar 3.8	Denah struktur Model 3	80
Gambar 3.9	Denah struktur Model 3 pada tampak samping	81
Gambar 3.10	Tampak perspektif struktur Model 3	81
Gambar 3.11	Grafik respons spektrum desain gempa Medan dengan kondisi tanah sedang berdasarkan SNI 1726:2012	90
Gambar 4.1	Perbandingan simpangan beban gempa dan angin Model 1 terhadap sumbu x	144
Gambar 4.2	Perbandingan simpangan beban gempa dan angin Model 1 terhadap sumbu y	145
Gambar 4.3	Perbandingan rasio simpangan antar tingkat beban gempa dan angin terhadap sumbu x pada Model 1	145
Gambar 4.4	Perbandingan rasio simpangan antar tingkat beban gempa dan angin terhadap sumbu y pada Model 1	146
Gambar 4.5	Perbandingan simpangan beban gempa dan angin Model 2 terhadap sumbu x	147

Gambar 4.6	Perbandingan simpangan beban gempa dan angin Model 2 terhadap sumbu y	147
Gambar 4.7	Perbandingan rasio simpangan antar tingkat beban gempa dan angin terhadap sumbu x pada Model 2	148
Gambar 4.8	Perbandingan rasio simpangan antar tingkat beban gempa dan angin terhadap sumbu y pada Model 2	148
Gambar 4.9	Perbandingan simpangan beban gempa dan angin Model 3 terhadap sumbu x	149
Gambar 4.10	Perbandingan simpangan beban gempa dan angin Model 3 terhadap sumbu y	149
Gambar 4.11	Perbandingan rasio simpangan antar tingkat beban gempa dan angin terhadap sumbu x pada Model 3	150
Gambar 4.12	Perbandingan rasio simpangan antar tingkat beban gempa dan angin terhadap sumbu y pada Model 3	150
Gambar 4.13	Perbandingan gaya geser lantai terhadap beban angin sumbu x pada Model 1	151
Gambar 4.14	Perbandingan gaya geser lantai terhadap beban angin sumbu y pada Model 1	152
Gambar 4.15	Perbandingan gaya geser lantai terhadap beban angin sumbu x pada Model 2	152
Gambar 4.16	Perbandingan gaya geser lantai terhadap beban angin sumbu y pada Model 2	153
Gambar 4.17	Perbandingan gaya geser lantai terhadap beban angin sumbu x pada Model 3	153
Gambar 4.18	Perbandingan gaya geser lantai terhadap beban angin sumbu y pada Model 3	153
Gambar 4.19	Perbandingan perioda getar struktur antara Model 1-3	154

DAFTAR NOTASI

A_b	Luas profil EPH, in ² (mm ²)
A_c	Luas profil EPV, in ² (mm ²)
A_g	Luas penampang bruto komponen struktur, mm ²
A_T	Luas tributari, m ²
A_x	Faktor amplifikasi torsi
b_f	Lebar sayap balok, mm
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_t	Nilai parameter periode pendekatan
C_u	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung
C_{vx}	Faktor distribusi vertikal
D	Pengaruh dari beban mati
d	Tinggi nominal total penampang, mm
f	Frekuensi Struktur
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
F_{yb}	Tegangan leleh kolom minimum yang disyaratkan , ksi (Mpa)
F_{yc}	Tegangan leleh balok minimum yang disyaratkan , ksi (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
GC_p	Koefesien tekanan eksternal
Gc_{pi}	Koefesien tekana internal
g	Percepatan gravitasi, mm/det ²
H	Tinggi gedung yang ditinjau, m
H	Tinggi bukit atau tebing relatif terhadap elevasi kawasan disi angin datang, (m)
h	Tinggi komponen struktur, mm
h_i	Tinggi tingkat yang ditinjau, m
h_{sx}	Tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)
I	Momen inersia, mm ⁴
I_b	Momen inersia EPH diambil tegak lurus pelat badan, in ⁴ (mm ⁴)
I_c	Momen inersia EPV diambil tegak lurus pelat badan, in ⁴ (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 pengarus tersebut selama umur gedung itu dan menyesuaikan umur gedung itu
I_e	Faktor Keutamaan
K_1	faktor untuk memperhitungkan bentuk fitur topografis dan pengaruh peningkatan kecepatan maksimum
K_2	faktor untuk memperhitungkam reduksi dalam peningkatan kecepatan sehubungan dengan jarak ke sisi angin datang atau sisi angin pergi dari puncak
K_3	faktor untuk memperhitungkan reduksi dalam peningkatan kecepatan sehubungan dengan ketinggian di atas elevasi kawasan setepmat
k	Kekakuan struktur, KN/m
K_d	faktor pengaruh angin
K_z	koefesien eksposur tekana velositas
K_{zt}	faktor topografi
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_{cf}	Jarak bersih antara sayap kolom, in (mm)
L_h	Jarak horizontal pada sisi angin datang, dari puncak bukit atau tebing sampai setengah tinggi bukit atau tebing, (m)
L_0	Beban hidup rencana tanpa reduksi per ft^2 (m^2) dari luasan yang didukung oleh komponen struktur
M_{av}	Momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DKI, kip-in. (N-mm)
M_{uv}	Momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DFBK, kip-in. (N-mm)
M_{pb}^*	Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur ekspektasi dari balok pada lokasi sendi plastis pada sumbu kolom, kip-in. (N-mm)
M_{pc}^*	Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur nominal kolom (termasuk voute bila digunakan) di atas dan di bawah joint pada garis sumbu balok dengan reduksi untuk gaya aksial dalam kolom, kip-in. (N-mm)
P_{ac}	Kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DKI termasuk beban seismik teramplifikasi, kips (N)
P_c	Kekuatan tekan nominal, N
p_{final}	Tekanan angin desain final
PGA	Nilai PGA dibatuan dasar (S_B) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012
PGA_M	Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs
P_{uc}	Kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DFBK termasuk beban seismik teramplifikasi, kips (N)
P_x	Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (KN)
Qh	Tekanan velositas
Qi	evaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup
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

r	Radius girasi penentu, in (mm)
R	Faktor koefisien modifikasi respon
S_a	spektrum respons percepatan desain
S_S	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_1	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
S_{DS}	Respon spektrum percepatan respon desain untuk perioda pendek
S_{D1}	Respon spektrum percepatan desain untuk perioda 1,0 detik
S_{MS}	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{M1}	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
T	Perioda getar fundamental struktur, det
$T_{a\ min}$	Nilai batas bawah perioda bangunan, det
$T_{a\ maks}$	Nilai batas atas perioda bangunan, det
t_{bf}	Tebal sayap balok, mm
t_w	Tebal badan, in (mm)
v	Kecepatan angin (km/jam)
V_n	Kekuatan geser, N
V_t	Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
V_1	Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen
W	Berat total gedung, kg
W	Beban angin
w_i	Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat-i, kg
W_t	Berat total gedung, kg
X	jarak (di sisi angin datang atau sisi angin pergi) dari puncak ke lokasi gedung, (m)

Z	Ketinggian di atas elevasi tanah setempat, (m)
Z_b	Modulus panampang plastis balok, mm^3
Z_c	Modulus panampang plastis kolom, mm^3
α	Sudut dari pelelehan badan dalam derajat, diukur relatif terhadap vertical
μ	faktor atenuasi horizontal faktor atenuasi ketinggian
δ_x	Defleksi pusat massa ditingkat x
δ_{xe}	Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis
Ω_0	Faktor pembesaran defleksi
Δ	Simpangan antar lantai tingkat desain
Δ_a	Simpangan antar lantai yang diijinkan
ρ	Faktor redudansi
θ	Koefisien stabilitas untuk efek P-delta
β	Rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser antara tingkat x dan x-1

DAFTAR SINGKATAN

CQC	<i>Complete Quadratic Combination</i>
DGPK	Dinding Geser Pelat Khusus
EPH	Elemen Penahan Horizontal
EPM	Elemen Penahan Menengah
EPV	Elemen Penahan Vertikal
FR	Faktor Reduksi
FPE	Faktor Penyesuaian Eksposur
KDS	Kategori Desain Seismik
MCE	<i>Maximum Considered Earthquake</i>
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i>
PPPURG	Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
SDOF	<i>Single Degree of Freedom</i>
SMF	<i>Special Moment Frame</i>
SRPMK	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRSS	<i>Square Root of the Sum of Square</i>
SPSW	<i>Steel Plate Shear Wall</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang Masalah

Pada saat ini kebutuhan akan gedung bertingkat baik untuk perkantoran, tempat perbelanjaan maupun untuk tempat hunian (apartemen) di Indonesia terus meningkat dikarenakan oleh perekonomian Indonesia yang terus tumbuh dan berkembang. Perencanaan dan pembangunan konstruksi bangunan gedung bertingkat di Indonesia juga terus mengalami peningkatan. Berbagai inovasi dalam merancang dan mendesain konstruksi gedung bertingkat dengan tujuan dapat menahan beban gempa dan tekanan angin.

Sistem *Outrigger truss* biasanya digunakan sebagai salah satu sistem struktural yang efektif untuk mengontrol beban yang bekerja secara lateral. Ketika beban lateral yang tergolong kecil maupun menengah bekerja pada suatu struktur, baik beban angin ataupun gempa yang menimbulkan respon pada bangunan, maka kerusakan struktur secara struktural maupun non-struktural dapat dihindari. Sistem *Outrigger* ini dapat dan umumnya digunakan pada bangunan bertingkat tinggi yang terletak pada daerah yang merupakan zona gempa ataupun yang beban anginnnya cukup berdampak pada bangunan.

Indonesia merupakan negara dengan sebagian besar wilayahnya memiliki tingkat kerawanan yang tinggi terhadap gempa bumi. Hal ini disebabkan karena lokasi Indonesia yang terletak pada pertemuan empat lempeng tektonik utama yang saling berinteraksi, sesar aktif dan gunung-gunung api. Dari kejadian-kejadian gempa bumi pada beberapa tahun terakhir di Indonesia, banyak sarana dan prasarana fisik yang rusak akibat dampak dari peristiwa gempa ini. Selain bangunan-bangunan fisik yang mengalami kerusakan, hal yang paling penting dari peristiwa ini adalah banyaknya nyawa manusia yang hilang atau mengalami cedera akibat runtuh atau hancurnya bangunan pada saat gempa bumi terjadi. Untuk mengantisipasi dan mengurangi kerusakan pada bangunan gedung

bertingkat yang disebabkan oleh gaya lateral akibat gempa, digunakan berbagai sistem struktur penahan beban lateral. (Dewobroto, 2012).

Sistem *outrigger* merupakan salah satu sistem penahan beban lateral yang mampu menahan gaya lateral untuk bangunan bertingkat tinggi. Penggunaan sistem *outrigger* berfungsi untuk membuat bangunan agar berperilaku sebagai satu kesatuan seperti kolom kantilever tunggal. Penggunaan sistem *outrigger* juga dapat mengurangi simpangan yang terjadi akibat beban gempa. Ketika beban lateral yang tergolong kecil maupun menengah bekerja pada suatu struktur, maka kerusakan bangunan secara struktural maupun non-struktural dapat dihindari. Sistem *outrigger* ini dapat dan umumnya digunakan pada bangunan bertingkat tinggi yang juga terletak pada daerah yang merupakan zona gempa ataupun yang beban anginnya cukup berdampak pada bangunan.

Pada tugas akhir ini akan menjelaskan “Analisis Struktur Baja Dengan Sistem Sistem *Outrigger* dan *Belt-truss* Terhadap Beban Angin dan Beban Gempa)”.

1.2. Rumusan Masalah

Tugas akhir ini akan membahas tentang :

1. Nilai dari besaran-besaran yang didapat akibat analisis beban angin dan beban gempa dengan sistem SRPMK dan gedung bertingkat dengan dual sistem menggunakan *outrigger* dan *belt-truss* pada bangunan struktur baja.
2. Perbandingan hasil dari analisis struktur gedung bertingkat dengan sistem SRPMK dan gedung bertingkat dengan dual sistem menggunakan *outrigger* dan *belt-truss*.
3. Keefektifan penggunaan sistem *outrigger* dan *belt-truss* terhadap struktur gedung dengan cara membandingkan perilaku struktur gedung yang memiliki sistem *outrigger* dan *belt-truss* terhadap struktur gedung dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

1.3. Ruang Lingkup Penelitian

Ruang lingkup analisa atau penelitian pada tugas akhir ini dibatasi dengan:

1. Gedung yang direncanakan adalah struktur gedung 3D beraturan 15 lantai dengan dimensi 25 m x 25 m dengan bentang 5 m dan jarak antar lantai tingkat pertama 4 m dan tingkat selanjutnya 3,5 m.
2. *Bressing* (pengaku) yang digunakan pada sistem *outrigger* dan *belt-truss* adalah *bressing* tipe – x. Penempatan *outrigger* dan *belt-truss* berada pada lantai 6 dan lantai 11.
3. Untuk *core* yang menopang sistem *outrigger* menggunakan Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK).
4. Tidak mendesain sambungan karena sambungan dianggap kuat dalam menahan semua gaya-gaya yang bekerja.
5. Penelitian tidak memperhitungkan struktur bawah.
6. Analisis struktur gedung terhadap beban gempa menggunakan analisis respon spektrum
7. 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 1726-2012: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung.
 - SNI 7860-2015: Ketentuan Seismik untuk Struktur Baja Bangunan Gedung.
 - SNI 1727-2013: Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
8. Perhitungan dan analisis struktur dilakukan dengan menggunakan bantuan software ETABS 2015.
9. Bangunan direncanakan pada wilayah zona gempa Medan dengan kelas situs tanah sedang
10. Model pada penelitian ini tidak umum diaplikasikan di lapangan karena sistem *outrigger* dengan *belt-truss* biasanya digunakan pada bangunan bertingkat banyak (di atas 30 tingkat).

1.4. Tujuan Penelitian

Tujuan yang ingin dicapai dari penelitian tugas akhir ini adalah:

1. Untuk mengetahui nilai dari besaran-besaran yang didapat akibat analisis beban angin dan beban gempa pada struktur gedung bertingkat dengan sistem SRPMK dan gedung bertingkat dengan dual sistem menggunakan *outrigger* dan *belt-truss* . Besaran tersebut berupa:
 - a. Periode getar
 - b. Simpangan gedung
 - c. Gaya geser dasar
2. Membandingkan hasil dari analisis beban angin dan beban gempa pada struktur gedung bertingkat dengan sistem SRPMK dan gedung bertingkat dengan dual sistem menggunakan *outrigger* dan *belt-truss*.
3. Untuk mengetahui seberapa efektif penggunaan sistem *outrigger* dan *belt-truss* terhadap struktur gedung.

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat yang didapat dari penelitian tugas akhir ini adalah:

1. Penelitian ini memberikan manfaat terhadap ilmu pengetahuan dalam bidang teknik sipil.
2. Sebagai bahan pertimbangan dalam menggunakan sistem *outrigger* untuk dijadikan sebagai sistem penahan beban lateral untuk bangunan struktur baja.
3. Untuk mengetahui seberapa efektif penggunaan sistem *outrigger* dan *belt-truss* terhadap struktur gedung.

1.6. Sistematika Penulisan

Penulisan tugas akhir ini disusun dengan sistematika sebagai berikut:

BAB 1: PENDAHULUAN

Pendahuluan berisi tentang latar belakang, perumusan masalah, ruang lingkup penelitian, tujuan penelitian, manfaat penelitian dan sistematika pembahasan.

BAB 2: TINJAUAN PUSTAKA

Tinjauan pustaka berisi dasar teori tentang penelitian yang akan dilakukan dengan mengacu pada beberapa sumber yang relevan dan berdasarkan dari persyaratan-persyaratan yang dibutuhkan untuk membantu penelitian.

BAB 3: METODE PENELITIAN

Metode penelitian menjelaskan tentang rencana dan prosedur penelitian yang dilakukan penulis untuk memperoleh jawaban yang sesuai dengan permasalahan atau tujuan penelitian. Metode penelitian berisi populasi dan sampel, data penelitian, variabel penelitian dan metode analisis data.

BAB 4: HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini berisikan tentang hasil dari perhitungan yang telah dilakukan baik berupa tabel maupun gambar-gambar grafik. Dan pada bab ini juga akan dijawab secara ilmiah tujuan atau permasalahan yang diajukan dalam tugas akhir ini.

BAB 5: KESIMPULAN

Berisikan tentang pernyataan singkat dan tepat yang dijabarkan dari hasil penelitian, kendala yang dihadapi dalam melaksanakan penelitian ini serta saran peneliti bagi pihak-pihak yang akan memanfaatkan hasil dari tugas akhir ini.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Tinjauan Umum

Gempa bumi merupakan fenomena alam biasa sama dengan fenomena alam yang lain seperti hujan, angin, gunung meletus dan sebagainya. Menyusul terjadinya gerakan-gerakan lempeng tektonik pada proses pembentukan bumi, maka sejak itulah proses terjadinya gempa bumi mulai terjadi. Kombinasi antara gerakan lempeng tektonik dan gempa bumi tersebut, memungkinkan kondisi geo-seismo-tektonik menjadi seperti sekarang ini (Pawirodikromo, 2012).

Indonesia merupakan negara dengan sebagian besar wilayahnya memiliki tingkat kerawanan yang tinggi terhadap gempa bumi. Hal ini disebabkan karena lokasi Indonesia yang terletak pada pertemuan empat lempeng tektonik utama yang saling berinteraksi, sesar aktif dan gunung-gunung api. Dari kejadian-kejadian gempa bumi pada beberapa tahun terakhir di Indonesia, banyak sarana dan prasarana fisik yang rusak akibat dampak dari peristiwa gempa ini. Selain bangunan-bangunan fisik yang mengalami kerusakan, hal yang paling penting dari peristiwa ini adalah banyaknya nyawa manusia yang hilang atau mengalami cedera akibat runtuh atau hancurnya bangunan pada saat gempa bumi terjadi (Dewobroto, 2012).

Sebagai profesional yang bertanggung jawab pada perencanaan bangunan yang kuat, kaku dan aman, maka mempelajari strategi perencanaan struktur tahan gempa adalah kewajiban. Baja secara alami mempunyai rasio kuat dibanding berat-volume yang tinggi, sehingga dapat dihasilkan bangunan yang relatif ringan. Ini merupakan faktor penting pada suatu bangunan tahan gempa.

Keunggulan lain konstruksi baja adalah adalah mutunya relatif seragam dikarenakan produk pabrik yang terkontrol. Karena itu pula ukuran dan bentuknya juga tertentu, terpisah dan baru bisa disatukan di lapangan. Pada satu sisi, konsep seperti itu suatu kelemahan atau sulit untuk dihasilkan konstruksi monolit, perlu detail sambungan yang baik. Tapi jika dapat diantisipasi ternyata dapat dibuat

suatu detail sedemikian rupa sehingga bila terjadi kerusakan (akibat gempa) maka bagian itu saja yang akan diperbaiki. Itu sangat memungkinkan karena dari awal memang tidak monolit.

Adanya faktor-faktor seperti itu maka pada konstruksi baja akan banyak dijumpai berbagai macam variasi sistem struktur tahan gempa dibanding konstruksi dari material yang lain (Dewobroto, 2016).

2.2. Sistem Struktur Penahan Lateral

Jarak antar kolom (bentang balok) pada bangunan tinggi umumnya relatif pendek. Dimensi bangunan meningkat ke arah vertikal, sehingga gempa dan angin akan lebih berpengaruh. Akibatnya diperlukan sistem struktur penahan lateral yang sesuai, yang mempengaruhi konfigurasi atau tata letak elemen vertikal dari segi arsitektur.

Pada bangunan relatif tidak tinggi, sistem penahan lateral dapat dirangkap sekaligus dengan sistem penahan gravitasi, yaitu *rigid-frame* atau portal. Penggunaan beton bertulang untuk *rigid-frame* relatif mudah karena sifatnya monolit, tetapi untuk baja perlu sistem sambungan yang detailnya lebih kompleks dibanding beton bertulang. Selanjutnya semakin tinggi bangunan, sistem *rigid-frame* tidak cukup, perlu dibuat struktur khusus yang memang didedikasikan untuk sistem struktur penahan lateral.

Sistem struktur penahan lateral menentukan kekakuan bangunan terhadap beban lateral (gempa dan angin). Ini sangat penting, karena deformasi lateral bangunan harus dibatasi, agar nyaman dipakai (jangan sampai terjadi goyangan berlebih) yang dirasakan secara langsung oleh pemakainya, juga dampak pada kekuatannya akibat adanya momen tambahan dengan terjadinya efek $P-\Delta$ pada elemen vertikal (kolom). Perilaku lateral gedung tinggi dapat dianalogikan sebagai kantilever, dimana untuk beban titik deformasinya pada Pers. 2.1.

$$\Delta = PL^3 / (3EI) \quad (2.1)$$

Dimana:

P = Gaya lateral (gempa atau angin)

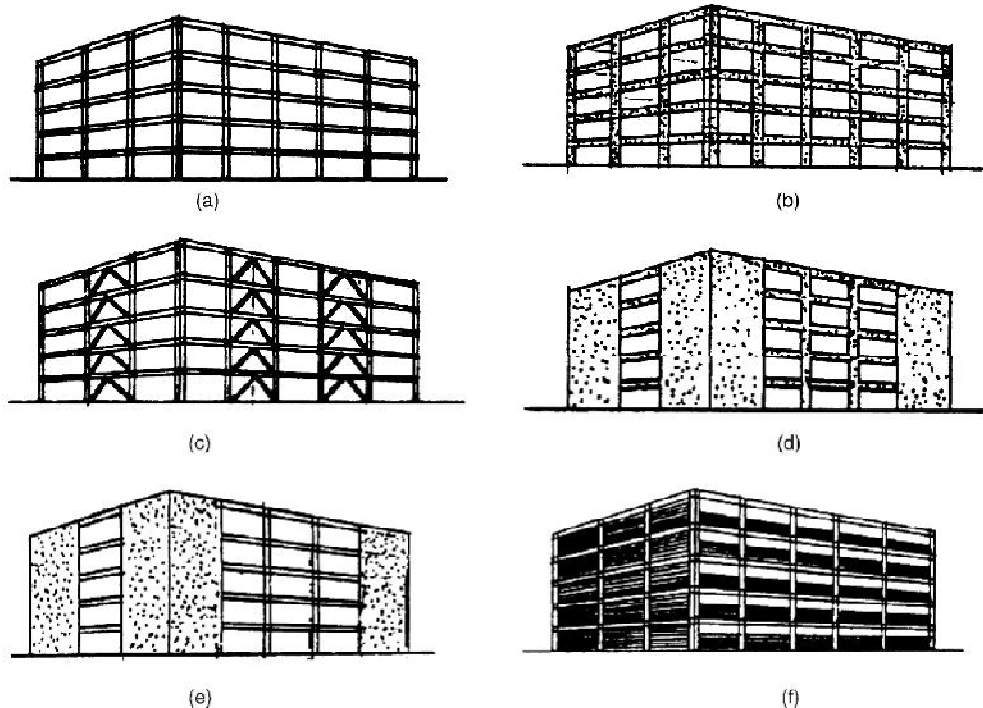
L = Tinggi bangunan

E = Modulus elastisitas material

I = Momen inersia atau konstanta lentur

Berdasarkan konfigurasi fisik geometrinya. Jika kekakuan adalah besarnya gaya per unit deformasi, maka kekakuan lentur kantilever $k = 3EI/L^3$, berbanding linier dengan EI tetapi berbanding terbalik pangkat tiga dengan tingginya.

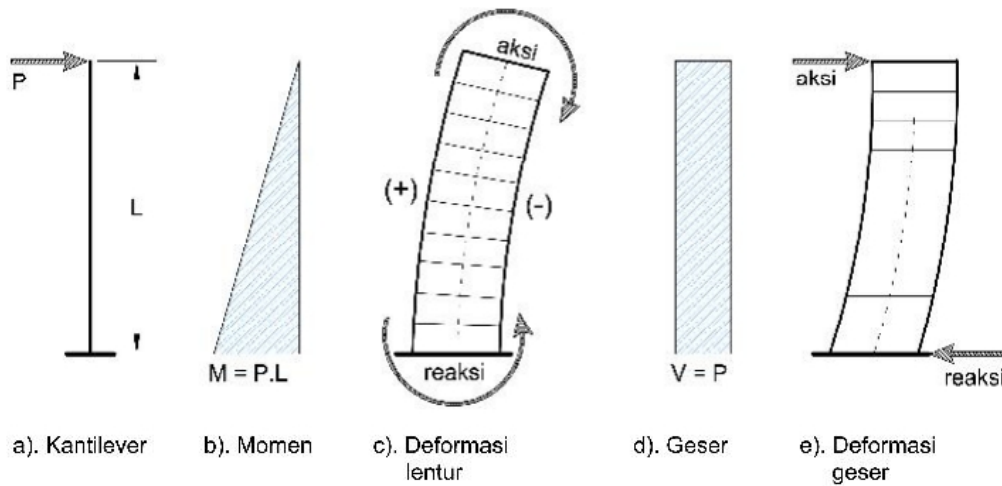
Parameter E tergantung materialnya, jika struktur baja nilai $E_s = 200.000$ MPa, tapi untuk struktur beton bervariasi tergantung mutu beton yaitu $E_c = 4700 \sqrt{f_c}$ MPa. Jika peningkatan mutu bahan (E) tidak bisa, atau tidak cukup ekonomis diusahakan, maka alternatif lainnya adalah peningkatan faktor I, yang dalam hal ini tentunya tidak sekedar momen inersia seperti kantilever biasa, tetapi lebih pada konstanta yang mewakili kondisi geometri atau bentuk fisik struktur terhadap beban lateral. Gambar 2.1 merupakan macam-macam sistem struktur penahan lateral.



Gambar 2.1: Macam sistem struktur penahan lateral: (a) *steel rigid-frame*; (b) *RC rigid-frame*; (c) *braced steel frame*; (d) *RC frame - shear wall*; (e) *steel frame - shear wall*; (f) *steel frame – infilled walled* (Taranath, 2005).

Pentingnya mengetahui karakter geometri atau bentuk fisik struktur gedung tinggi berkaitan dengan perilakunya terhadap beban lateral. Ini tentu berbeda jika yang mempelajarinya arsitek, yang akan mengevaluasi dari segi keindahan atau fungsinya adapun *engineer* tentunya melihat dari sisi kekuatan, kekakuan dan faktor daktilitas.

Selanjutnya dapat dipelajari strategi peningkatan kekakuan lateral, ditinjau sistem *flat-slab* kolom (yang paling sederhana). Kekakuan lateral semata-mata ditentukan oleh elemen vertikal (kolom), yang bekerja sebagai kantilever. Berdasarkan teori elastisitas dapat diketahui perilaku umumnya terhadap beban terpusat yang dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2: Perilaku kolom kantilever terhadap beban lateral terpusat (Dewobroto, 2012).

Deformasi lateral (Δ_{total}) akibat beban terpusat (P) terdiri deformasi lentur (Δ_{lentur}) dan deformasi geser (Δ_{geser}), keseluruhannya pada Pers. berikut:

$$\Delta_{total} = \Delta_{lentur} + \Delta_{geser} \quad (2.2)$$

$$\Delta_{lentur} = PL^3 / (3EI) \quad (2.3)$$

$$\Delta_{geser} = 1.2PL / (GA) \quad (2.4)$$

pada penampang persegi,

$$G = \frac{1}{2}E / (1 + \nu) \quad (2.5)$$

jadi jika $\nu = 0.2$ (material beton) maka,

$$G = \frac{1}{2}E/(1+\nu) = 0.4167E \quad (2.6)$$

Selanjutnya parameter numerik tersebut digunakan untuk menunjukkan seberapa besar pengaruh deformasi terhadap perubahan ukuran kolom ($b \times h$), dimana nilai h akan ditingkatkan sesuai arah pembebanan, sampai akhirnya disebut dinding. Tabel 2.1 menunjukkan pengaruh dimensi kolom terhadap deformasi.

Tabel 2.1: Pengaruh dimensi kolom terhadap deformasi (Dewobroto, 2012).

No.	b	h	h/L	I	A	Δ_{lentur}	Δ_{geser}	Δ_{total}
1	1	0.5	0.05	0.01042	0.5	31,990 (99.8%)	58 (0.2%)	32,048 (100%)
2	1	1	0.10	0.08333	1	4,000 (99.3%)	29 (0.7%)	4,029 (100%)
3	1	3	0.30	2.25000	3	148 (93.7%)	10 (6.3%)	158 (100%)
4	1	5	0.50	10.41667	5	32 (84.0%)	6 (16%)	38 (100%)
5	1	7	0.70	28.58333	7	12 (75.0%)	4 (25%)	16 (100%)
6	1	10	1.00	83.33333	10	4 (58.0%)	3 (42%)	7 (100%)

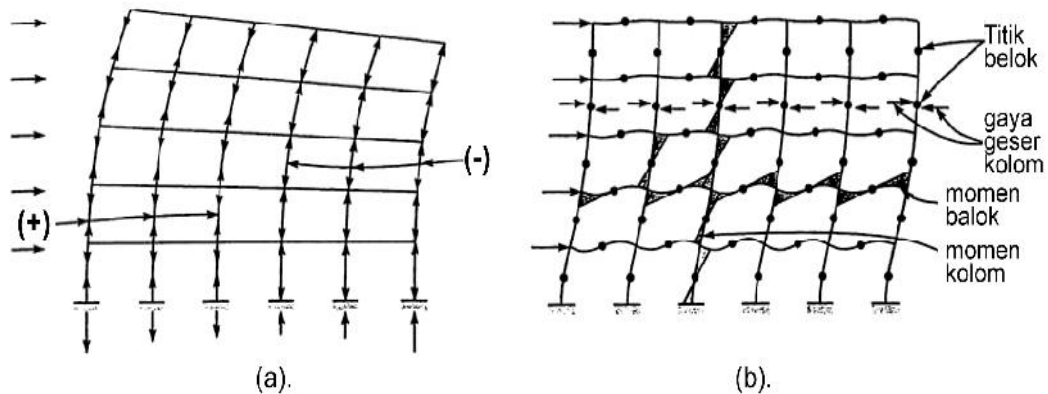
Catatan: $P = 1$; $E = 1$ dan $L = 10$

Dari Tabel 2.1 diketahui bahwa rasio tinggi penampang (h) terhadap tinggi kolom (L), mempengaruhi perilaku struktur. Jika h/L kecil (kolom) maka deformasi lentur dominan, tetapi h/L semakin besar (dinding), sehingga kekakuan lentur bertambah maka deformasi yang terjadi sebagian disebabkan oleh adanya geser. Sehingga untuk kolom langsing, deformasi geser dapat diabaikan, tetapi sebaliknya untuk dinding maka deformasi geser yang terjadi harus diperhitungkan.

2.2.1. Sistem *Rigid-frame*

Perkembangan lanjut adalah *rigid-frame* atau portal. Kekakuan ujung-ujung bebas kolom bebas diberdayakan, yaitu dengan menghubungkannya pada balok kaku. Kaku atau tidaknya balok ditentukan parameter EI_b/L_b , yang berbanding lurus dengan tinggi penampang balok tetapi berbanding terbalik dengan panjangnya.

Perilaku lateral *rigid-frame* dan kolom bebas (kantilever) ternyata berbeda. Untuk itu akan diperlihatkan komponen-komponen deformasinya yang dapat dilihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3: Deformasi *rigid-frame*: (a) bending momen ; (b) geser (Dewobroto, 2012).

Gambar 2.3.a merupakan deformasi terhadap bending momen yang terjadi jika *rigid-frame* bekerja sebagai satu kesatuan struktur monolit, yang identik dengan Gambar 2.2.c. Ciri-cirinya ada sisi kolom tekan (-) dan ada sisi kolom tarik (+).

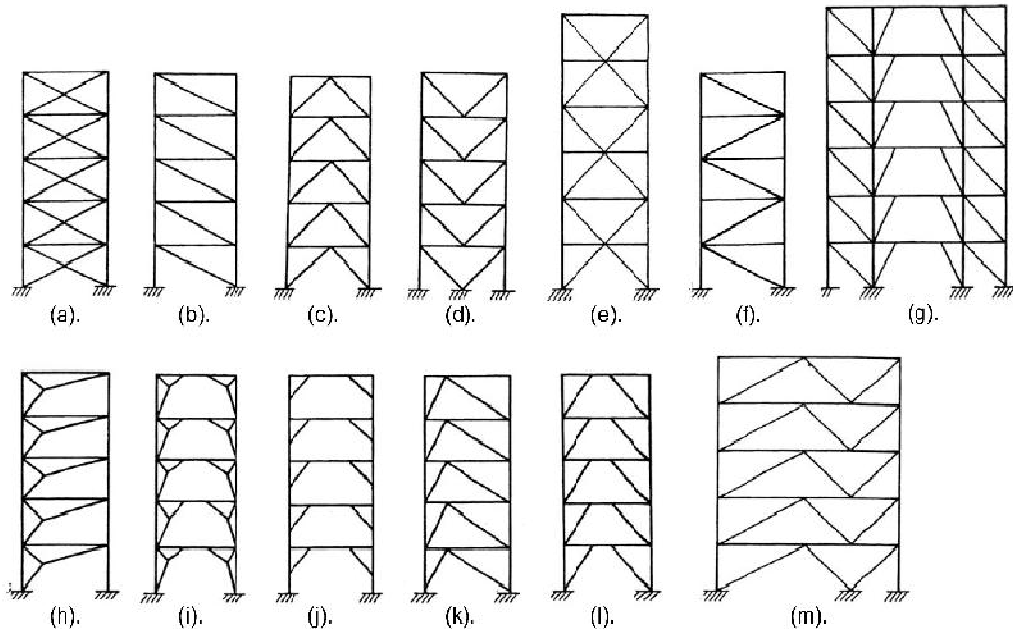
Gambar 2.3.b merupakan deformasi yang diakibatkan oleh kekakuan lentur kolom secara individu, yang bentuknya identik dengan deformasi geser jika dianggap *rigid-frame* dapat bekerja sebagai satu kesatuan monolit, lihat Gambar 2.2.e. Ciri-cirinya tidak terjadi perubahan panjang dari masing-masing kolom.

Dalam kenyataannya, deformasi lateral *rigid-frame* secara keseluruhan didominasi oleh bentuk deformasi geser (Gambar 2.3.b). Itu terjadi karena kolom secara individu mempunyai kekakuan aksial yang besar dibanding lenturnya, sehingga yang lemah (lentur penampang) menentukan perilaku *rigid-frame* secara keseluruhan.

2.2.2. Sistem *Braced Frame*

Untuk itu dibuat studi lagi, mencari sistem penghubung kolom-kolom agar efektif bekerja secara monolit. Alternatifnya adalah *brace-frame* atau sistem

rangka dengan batang diagonal. Konfigurasinya dapat dikategorikan sebagai *Concentric Brace Frame* (CBF) dan *Eccentric Brace Frame* (EBF) yang dapat dilihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4: Macam-macam sistem rangka dengan batang diagonal (Dewobroto, 2012).

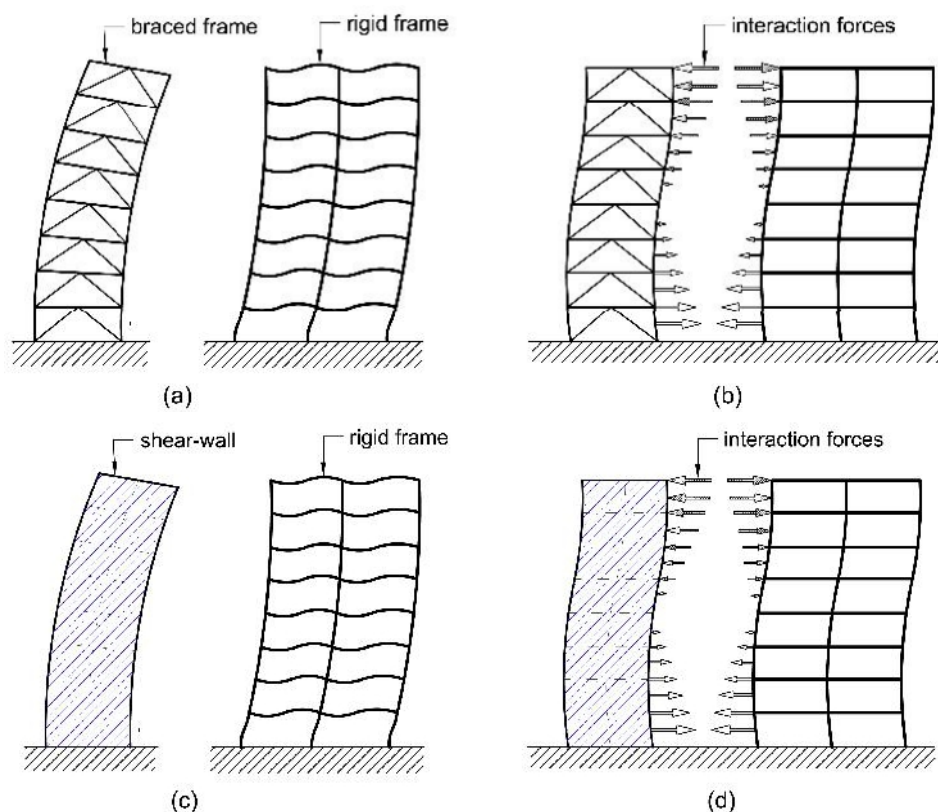
Jika konfigurasi rangka keseluruhan dibentuk dari segitiga-segitiga, disebut CBF, jika hanya sebagian disebut EBF, misalnya rangka g, i, j, dan l pada Gambar 2.4. Konfigurasi batang diagonal (*bracing*) yang bermacam-macam, umumnya untuk mengakomodasi keperluan tata layout ruang di dalamnya, seperti jendela atau pintu dan sebagainya.

Adanya batang tekan (-) dan tarik (+) pada rangka dengan batang diagonal, menjadi petunjuk bahwa sistem *brace-frame* lebih optimal terhadap beban lateral daripada sistem *rigid-frame* yang mengandalkan penghubung balok horisontal saja.

2.2.3. Sistem Ganda, Kombinasi *Braced/Wall* dengan Frame

Karena tidak setiap sisi bangunan dapat dipasang *bracing* atau dijadikan dinding struktur maka dapat dibuat sistem kombinasi antara sistem *rigid-frame* dan sistem *braced-frame* atau dinding geser (*shear wall*).

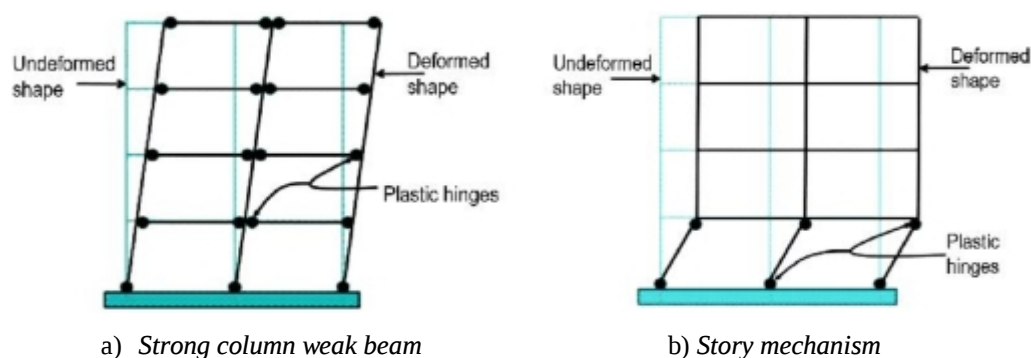
Akibat beban lateral, *rigid-frame* akan berdeformasi geser (bentuk paralelogram) sedangkan dinding geser seperti kantilever, yaitu berdeformasi lentur. Bila dua sistem disatukan dengan diaphragm lantai yang kaku, akibat kompatibilitas antara keduanya mengalami deformasi sama di setiap level lantai. Sehingga sistem ganda: *rigid-frame* dan dinding geser (*brace-frame*) bersama-sama memikul gaya geser, tetapi bagian atas cenderung saling bertolak-belakang. Pola pembagian gaya geser antara sistem rangka dan dinding geser dipengaruhi karakteristik respons dinamik dan terbentuknya sendi plastik saat gempa, yang berbeda dari hasil analisis elastis. Meskipun analisis elastis tidak sepenuhnya dapat dipakai pada desain sistem ganda, tetapi minimal dapat memberi gambaran bagaimana interaksi antara kedua sistem. Gambar 2.5 menampilkan sistem kombinasi *braced-frame* atau *shear wall* dengan *rigid-frame*.



Gambar 2.5: Sistem kombinasi *braced-frame* atau *shear wall* dengan *rigid-frame* (Dewobroto, 2012).

2.3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Ini adalah jenis struktur rangka yang didesain untuk bekerja secara inelastis penuh. Oleh karena itu pada bagian yang akan mengalami sendi plastis perlu disiapkan secara khusus. Sistem ini cocok dipakai untuk perencanaan gedung tinggi yang masih memungkinkan dengan sistem portal. Umumnya ketinggian bangunan akan dibatasi oleh persyaratan deformasi lateral. Hal yang penting, struktur rangka harus didesain berperilaku *strong column weak beam* untuk memastikan tidak terjadi sendi plastis di kolom, yang dapat menyebabkan *story mechanisms* yaitu seperti yang tampak pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6: Perilaku inelastis sistem portal daktail (Hamburger et.al, 2009).

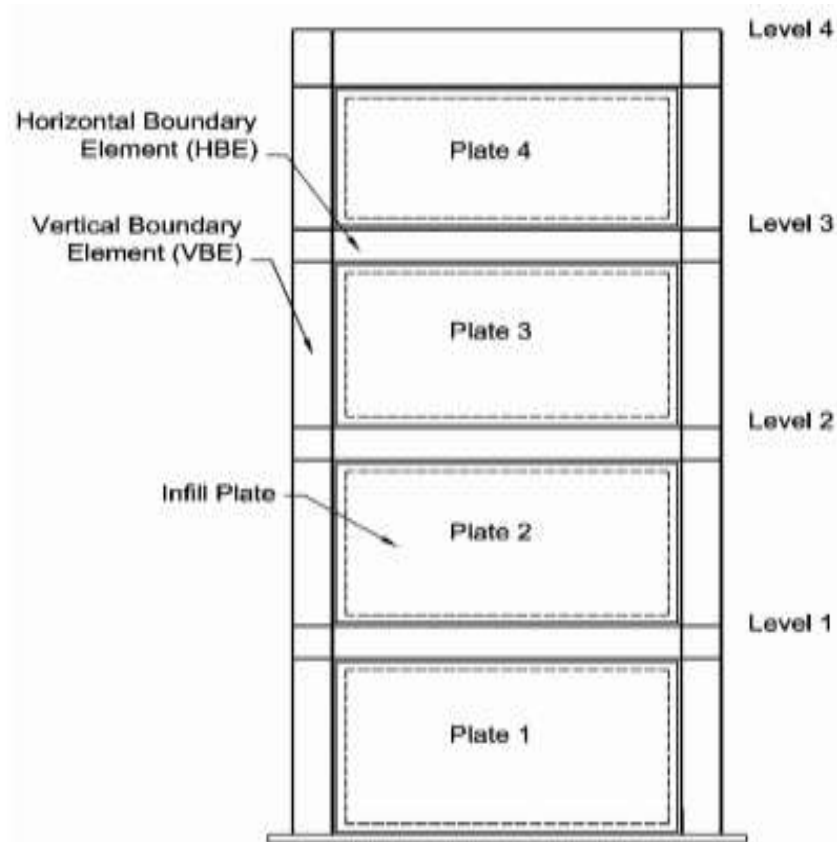
Jenis sambungan kolom-balok yang dapat dipakai di rangka SMF harus didukung data empiris hasil uji laboratorium yang membuktikan bahwa jenis sambungan tadi mempunyai kemampuan daktilitas yang cukup, yaitu dapat bertahan sampai perputaran sudut *interstory drift* minimum sebesar 0,04 radian (AISC 2005a).

2.4. Steel Plate Shear Wall (SPSW)

Steel Plate Shear Wall umumnya terdiri dari batas elemen horisontal dan vertikal, dan pelat pengisi yang berperilaku tekuk (*buckling*) ketika terjadi gaya geser dan membentuk medan diagonal untuk menahan beban lateral (Berman dan Bruneau, 2004).

Sistem ini tentu saja tidak bisa bekerja sebagai dinding pemikul beban gravitasi, fungsinya lebih seperti pada *plate-girder*, yaitu menahan geser. Karena memakai pelat yang relatif tipis maka kekakuan tegak lurus bidang perlu

dipertimbangkan sehingga jarak antar kolom di antara dinding pelat tersebut juga terbatas. Gambar 2.7 merupakan contoh bentuk dari *Steel Plate Shear Wall*.



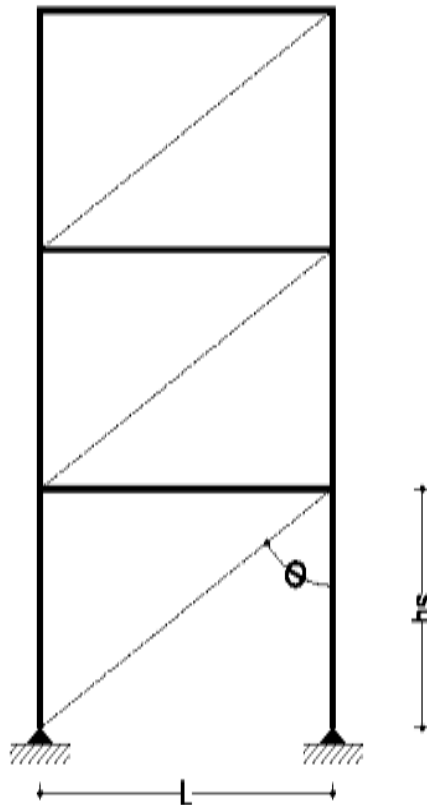
Gambar 2.7: *Steel Plate Shear Wall* (Berman dan Bruneau, 2003).

2.4.1. Modeling *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)

2.4.1.1. *Strip Model*

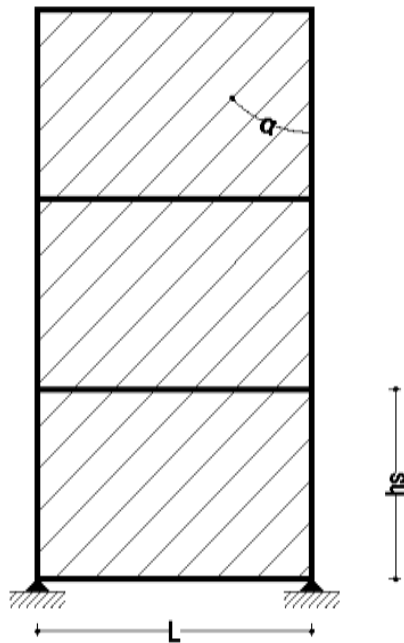
Salah satu model yang direkomendasikan untuk mewakili SPSW yang dikembangkan oleh Thorburn et al, (1983) adalah model strip. Model ini secara umum digunakan untuk menyediakan nilai kekuatan ultimate yang tepat. Dalam perencanaan ini, model strip digunakan sebagai alternatif untuk desain SPSW. Dalam model ini, pelat baja tipis diganti dengan rangkaian batang tarik dengan kemiringan tertentu yang disebut strip model. Sudut kemiringan dari batang ini adalah fungsi dari panjang dan tinggi pelat, ketebalan pelat, luas penampang balok dan kolom, serta momen inersia kolom.

Perencanaan awal dilakukan dengan menggunakan pelat pada setiap tingkat sebagai rangka yang dikenal dengan sebutan *equivalent story brace model* (model rangka yang sama pada setiap lantai), yang membentang di sepanjang garis diagonal batang seperti pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8: *Equivalent Story Brace Model* (Thorburn et al, 1983).

Penelitian yang dilakukan oleh Thorburn et al (1983) dan diteruskan oleh Driver et al (1998) menunjukkan bahwa dinding geser plat baja direncanakan dengan menggunakan rangka yang berfungsi sebagai pengaku dengan sudut kemiringan tarik pelat $30^\circ - 55^\circ$. Pada umumnya sudut yang digunakan adalah 45° , yang mana model tersebut mewakili pelat sebagai batang tarik atau strip. Model itu dikenal dengan nama *strip model* atau *multistrip model* seperti pada Gambar 2.9.

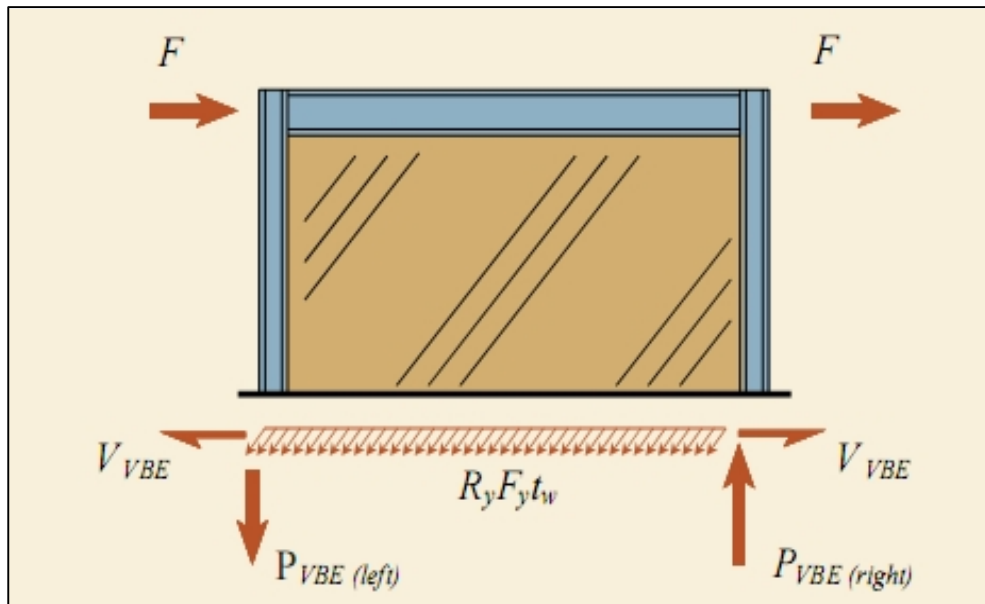


Gambar 2.9: *Strip Model* (Driver et al, 1998).

Pada tahun 2003, Berman dan Bruneau melakukan penelitian lanjutan dengan hasil bahwa idealnya dinding geser pelat baja harus direncanakan sedemikian rupa sehingga semua panel dinding geser pelat baja dapat meredam energi melalui deformasi inelastis ketika struktur terkena gempa. Oleh karena itu, ketebalan dari dinding geser pelat baja pada tiap lantai harus ditentukan dengan gaya geser lantai yang sesuai.

2.4.1.2. *Orthotropic Membrane Model*

Pada model ini, pelat direncanakan dengan bentuk orthotropic (sifat elemen tergantung pada sumbu) dengan tekan yang berbeda dan perlawanan tarik dari pelat. Sumbu lokal pada elemen ditetapkan untuk menghitung sudut tegangan tarik, α (Ericksen dan Sabelli, 2008). Perencanaan gaya-gaya yang bekerja pada dinding geser ditunjukkan pada Gambar 2.10.

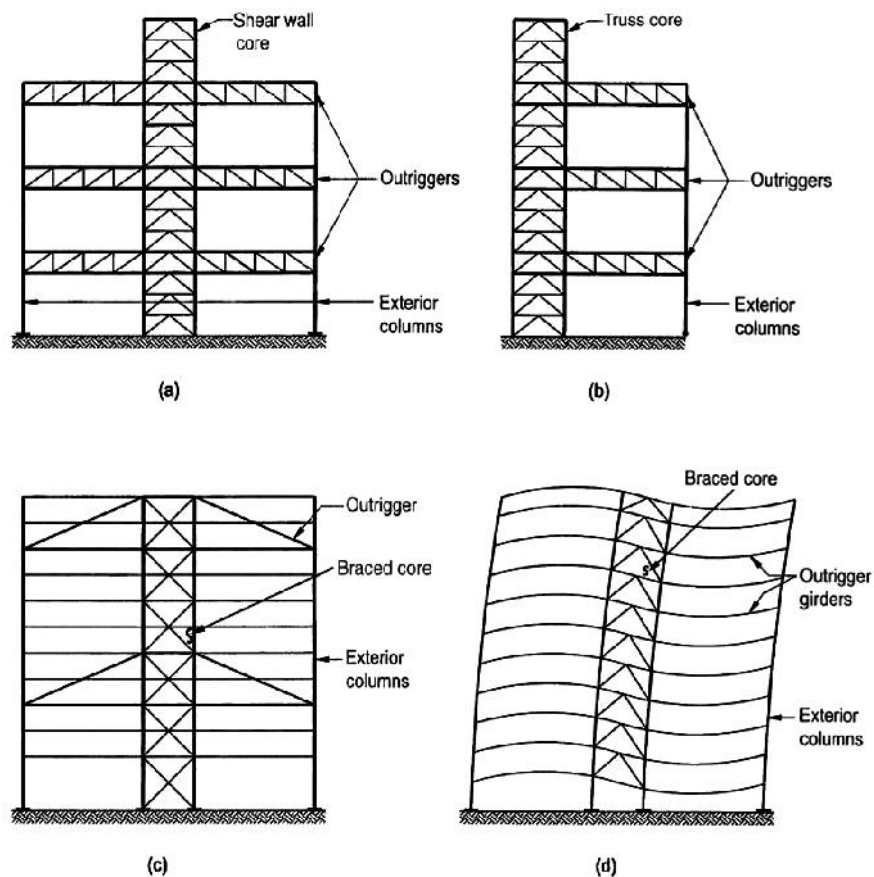


Gambar 2.10: Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding Geser Pelat Baja (Ericksen dan Sabelli, 2008).

2.5. Sistem dengan *Outrigger* dan *Belt-truss*

Untuk ketinggian lantai tertentu ($\pm 50 \sim 60$ lantai), kombinasi antar elemen atau sistem, yaitu *rigid-frame* dengan *braced-frame* atau *shear wall* cukup menghasilkan sistem struktur penahan lateral yang kaku, baik terhadap beban gempa atau angin. Tetapi pada bangunan gedung lebih tinggi, diperlukan strategi khusus agar perilaku geometri gedung secara keseluruhan dapat diberdayakan.

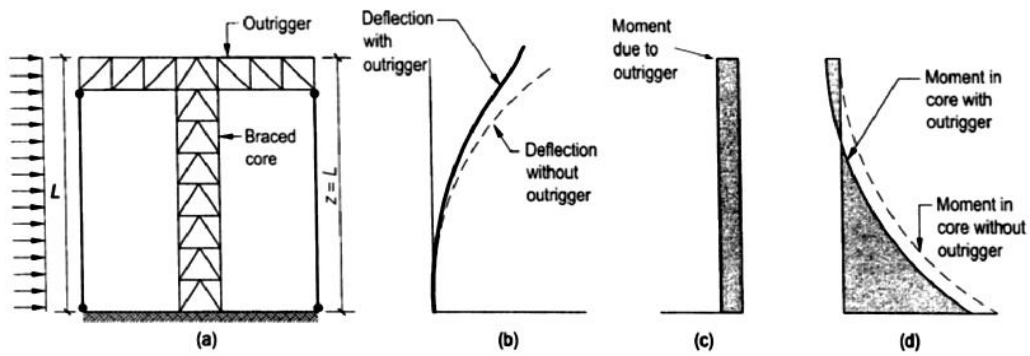
Seperti diketahui untuk struktur kantilever yang menerima lentur, maka hanya sisi bagian luar dari struktur tersebut yang bekerja. Bahkan dari rumus balok lenturpun dapat diketahui bahwa titik di garis netral, tegangan lenturnya nol. Itu berarti pada bangunan tinggi, kolom di tengah bangunan tidak efektif menyumbang kekakuan pada sistem penahan lateralnya. Fungsi hanya menerima beban gravitasi ke pondasi. Gambar 2.11 merupakan jenis-jenis pemasangan *outrigger*.



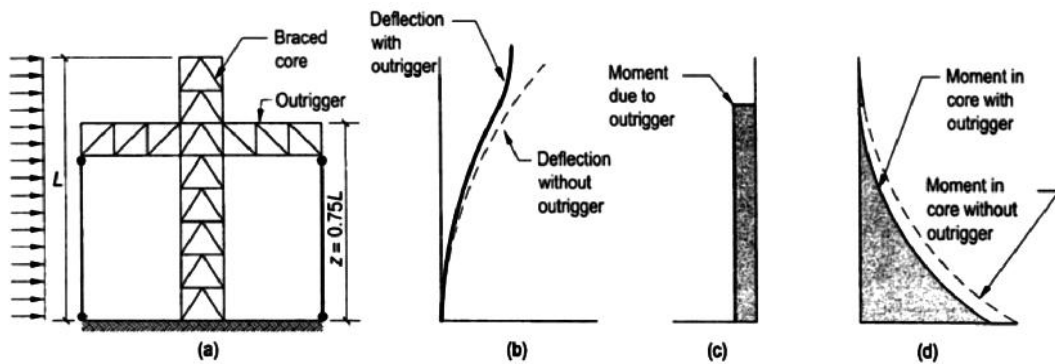
Gambar 2.11: (a) Sistem *outrigger* dengan *core*-tengah; (b) *Outrigger* pada *offset core*; (c) diagonal ; (d) elemen lantai yang bertugas sebagai *outrigger* (Taranath, 2005).

Penggunaan sistem *outrigger* atau *belt-truss* dimaksudkan untuk memberdayakan dimensi bangunan seoptimal mungkin agar berperilaku sebagai satu kesatuan seperti kolom kantilever tunggal. Jadi *outrigger* dan *belt-truss* berfungsi menyatukan elemen vertikal (kolom) yang berada di tepi luar.

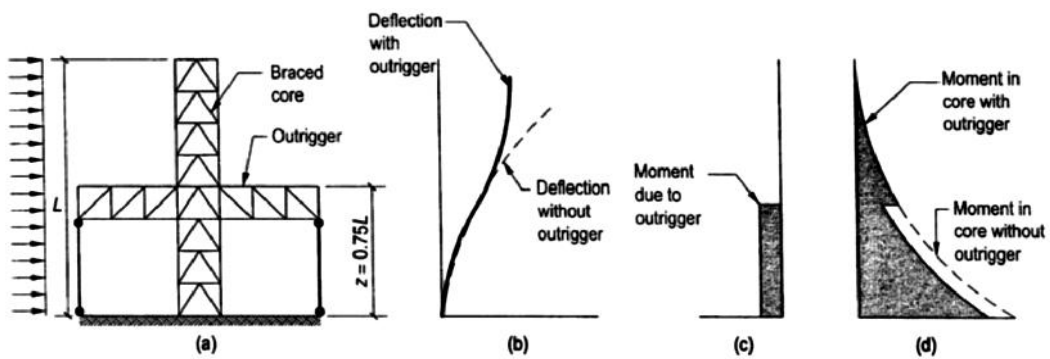
Besarnya lendutan yang dapat direduksi ternyata berkaitan dengan penempatan *belt-truss* atau *outrigger* tersebut. Penempatan di atas bangunan bukanlah yang terbaik. Untuk melihat seberapa efektif lokasi penempatannya maka diperlukan peninjauan perilaku lentur sebelum dan sesudah diberikan *belt-truss* tersebut. Gambar 2.12 merupakan penempatan *outrigger* terhadap elevasi.



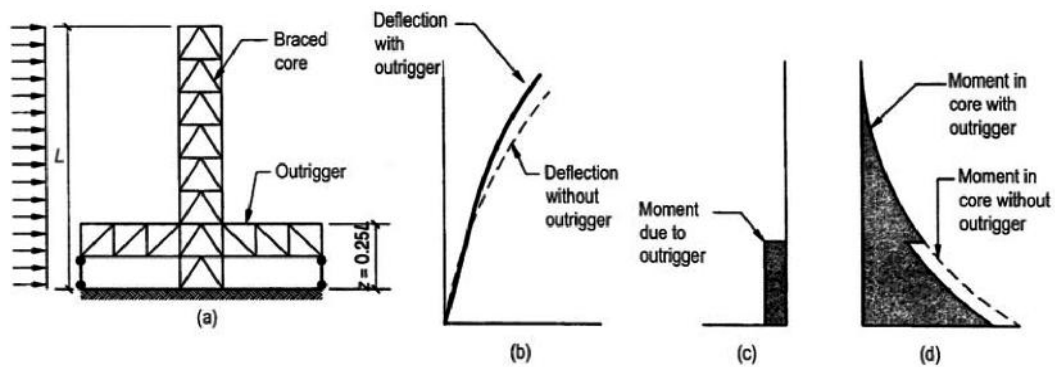
(a). *Belt-truss* di $z = L$



(b). *Belt-truss* di $z = 0.75L$



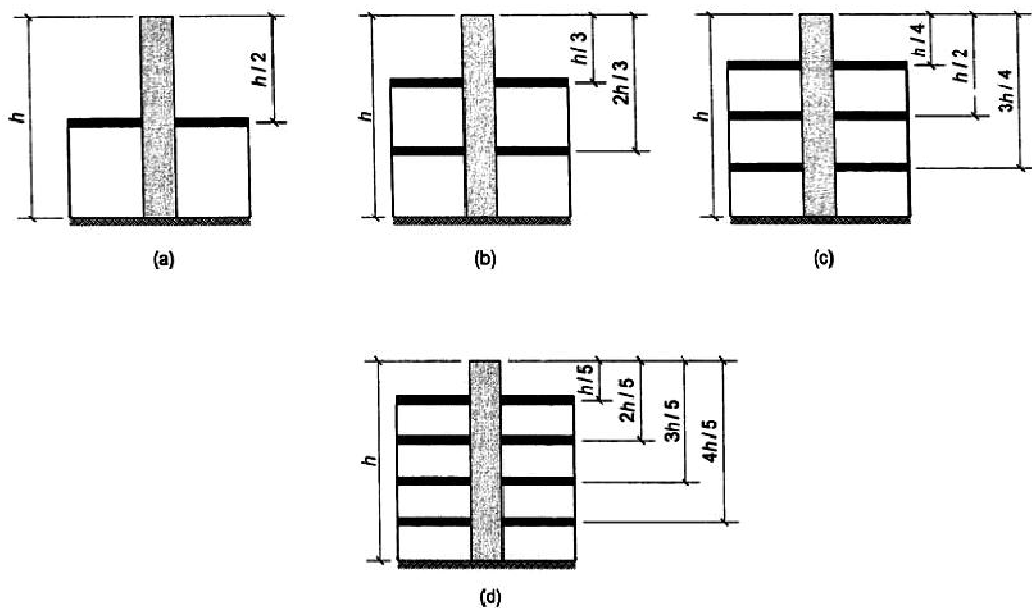
(c). *Belt-truss* di $z = 0.50L$



(c). *Belt-truss* di $z = 0.25L$

Gambar 2.12: Pengaruh penempatan *outrigger* terhadap elevasi (Taranath, 2005).

Dari perilaku penempatan *single-outrigger* pada Gambar 2.12 dapat diketahui bahwa penempatan *outrigger* di ujung paling atas bangunan bukanlah yang terbaik. Selain itu, jika ditempatkan di bagian paling atas, maka kolom perimeter sepanjang tinggi bangunan harus didesain terhadap gaya tarik, meskipun untuk struktur baja baik, karena tidak ada bahaya tekuk, tetapi sambungan tarik menjadi masalah pada sistem sambungannya. Selanjutnya Taranath (2005) memberi usulan tinggi elevasi optimum untuk beberapa tipe *outrigger* yang dapat dilihat pada Gambar 2.13.



Gambar 2.13. Lokasi optimum *outrigger* (a) *single*; (b) *double*; (c) *triple*; (d) *quadro* (Taranath 2005).

2.6. Ketentuan Seismik Untuk Struktur Gedung Baja

2.6.1. Rangka Momen Khusus

RMK diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang besar apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana. RMK didesain menurut ketentuan ini, diharapkan memberi kapasitas deformasi inelastik signifikan melalui pelelehan lentur balok dan pelelehan terbatas zona panel kolom. Kecuali di mana dengan cara lain diizinkan dalam pasal ini, kolom harus didesain lebih kuat dari pelelehan penuh dan pengerasan regangan penuh balok atau gelagar. Pelelehan lentur dari kolom pada dasar diizinkan. Desain

sambungan dari balok ke kolom, termasuk zona panel dan pelat penerus harus berdasarkan pada hasil uji sambungan yang telah dilakukan.

2.6.1.1. Persyaratan

2.6.1.1.1. Rasio Momen

Hubungan yang berikut ini harus dipenuhi pada sambungan balok ke kolom sesuai dengan Pers. 2.7.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (2.7)$$

Keterangan:

$\sum M_{pc}^*$ = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur nominal kolom (termasuk route bila digunakan) di atas dan di bawah joint pada garis sumbu balok dengan reduksi untuk gaya aksial dalam kolom. Diizinkan untuk menentukan $\sum M_{pc}^*$ dengan menggunakan Pers. 2.8 atau 2.9.

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \text{ (DFBK)} \quad (2.8)$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - 1,5P_{uc} / A_g) \text{ (DKI)} \quad (2.9)$$

Apabila garis dari balok, berlawanan pada joint yang sama, tidak sesuai, garis tengah antara sumbu harus digunakan.

$\sum M_{pb}^*$ = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur ekspektasi dari balok pada lokasi sendi platis pada sumbu kolom. Diizinkan untuk menentukan $\sum M_{pb}^*$ dengan menggunakan Pers. 2.10 atau 2.11.

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1,1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}) \text{ (DFBK)} \quad (2.10)$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1,1R_y F_{yb} Z_b + 1,5M_{av}) \text{ (DKI)} \quad (2.11)$$

Di mana:

A_g = luas penampang bruto kolom, in² (mm²)

F_{yc} = tegangan leleh kolom minimum yang disyaratkan , ksi (Mpa)

F_{yb} = tegangan leleh balok minimum yang disyaratkan , ksi (Mpa)

P_{uc} = kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DFBK termasuk beban seismik teramplifikasi , kips (N)

- P_{ac} = kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DKI termasuk beban seismik teramplifikasi, kips (N)
- M_{uv} = momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DFBK, kip-in. (N-mm)
- M_{av} = momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DKI, kip-in. (N-mm)
- Z_c = modulus penampang plastis kolom, mm³
- Z_b = modulus penampang plastis balok, mm³

Pengecualian: persyaratan ini tidak boleh diterapkan jika kondisi pada (a) atau (b) dipenuhi.

- (a) Kolom dengan $P_{rc} < 0,3 P_c$ untuk semua kondisi beban selain dari yang ditentukan dengan menggunakan beban seismik teramplifikasi memenuhi salah satu dari yang berikut:
- (i) Kolom digunakan pada bangunan gedung tingkat satu atau tingkat paling atas dari bangunan gedung bertingkat banyak.
 - (ii) Kolom dimana: (1) jumlah kekuatan geser tersedia dari semua kolom yang dikecualikan dalam tingkat yang kecil dari 20 % dari jumlah kekuatan geser tersedia dari semua kolom rangka momen pada tingkat ini bekerja pada arah yang sama; dan (2) jumlah kekuatan geser tersedia dari semua kolom yang dikecualikan pada setiap deretan kolom rangka momen dalam tingkat yang kurang dari 33 % dari kekuatan geser tersedia dari semua kolom rangka momen pada deretan kolom. Untuk tujuan pengecualian ini, deretan kolom yang didefinisikan sebagai deretan tunggal kolom dan deretan sejajar kolom-kolom yang terletak di 10 % dari dimensi rencana yang tegak lurus deretan kolom.

Catatan: untuk tujuan pengecualian ini, kekuatan geser yang tersedia dari kolom harus dihitung sebagai kekuatan batas yang memperhitungkan kekuatan lentur pada setiap ujung yang dibatasi oleh kekuatan lentur balok yang menerima beban, atau kekuatan lentur kolom itu sendiri, dibagi dengan H , dimana H adalah tinggi tingkat dalam inci (mm).

Kekuatan tekan nominal, P_c harus dihitung dengan Pers. 2.12 atau 2.13.

$$P_c = F_{yc} A_g \text{ (DFBK)} \quad (2.12)$$

$$P_c = F_{yc} A_g / 1,5 \text{ (DKI)} \quad (2.13)$$

- (b) Kolom dalam setiap tingkat memiliki rasio kekuatan geser tersedia terhadap kekuatan geser perlu yaitu 50 % lebih besar dari tingkat di atasnya.

2.6.1.1.2. Breising Stabilitas dari Balok

Balok harus terbreis agar memenuhi persyaratan untuk komponen struktur daktail tinggi dalam Pasal D1.2b pada SNI 7860:2015. Sebagai tambahan, kecuali dengan cara lain ditunjukkan melalui pengujian, breis balok harus berada berdekatan dengan gaya terpusat, perubahan dalam penampang melintang dan lokasi-lokasi lainnya dimana analisis menunjukkan bahwa sendi plastis harus terbentuk selama deformasi inelastik RMK. Penempatan breising lateral harus konsisten dengan yang didokumen untuk sambungan teruji yang dijelaskan dalam ANSI/AISC 358, atau seperti yang ditentukan sambungan teruji menurut Pasal K1 pada SNI 7860:2015, atau dalam program pengujian kualifikasi menurut Pasal K2 pada SNI 7860:2015.

Penggunaan breising stabilitas dianjurkan agar tidak terjadi tekuk lokal atau *local buckling*. Tekuk lokal adalah tekuk yang terjadi pada elemen-elemen pelat profil dari balok. Kekutan perlu breising stabilitas yang tersedia yang berdekatan dengan sendi plastis harus seperti yang disyaratkan Pasal D1.2c pada SNI 7860:2015.

2.6.1.1.3. Breising Stabilitas pada Sambungan Balok ke Kolom

A. Sambungan Terbreis

Apabila badan dari balok dan kolom adalah sebidang, dan kolom terbukti tetap elastis di luar dari zona panel, sayap kolom pada sambungan balok ke kolom hanya memerlukan breising stabilitas pada level sayap yang paling atas dari balok. Diizinkan mengasumsikan bahwa kolom tetap elastis bila rasio dihitung menggunakan Pers. 2.7 lebih besar dari 2,0.

Apabila suatu kolom tidak dapat ditampilkan tetap elastis di luar dari zonal panel, persyaratan yang berikut harus ditetapkan:

- (i) Sayap kolom harus terbreis lateral pada level sayap balok paling atas dan paling bawah. Breising stabilitas diizinkan ada pada salah satu, langsung atau tidak langsung.

Catatan: breising stabilitas langsung sayap kolom yang dicapai melalui penggunaan dari breis komponen atau komponen struktur lainnya, dek dan pelat, dibebankan pada sayap kolom atau dekat titik breising yang diinginkan untuk menahan tekuk lateral. Breising stabilitas tidak langsung yang mengacu pada breising yang dicapai melalui kekakuan komponen struktur dan sambungan yang tidak langsung dibebankan pada sayap kolom, melainkan beberapa bekerja melalui badan kolom atau pelat pengaku.

- (ii) Setiap breis komponen struktur sayap-kolom harus dirancang untuk kekuatan perlu yang sama dengan 2 % dari kekuatan sayap balok yang tersedia $F_y b_f t_{bf}$ (DFBK) atau $F_y b_f t_{bf} / 1,5$ (DKI) yang sesuai.

B. Sambungan Tidak Terbreis

Kolom yang memiliki sambungan balok ke kolom dengan tanpa breising komponen struktur yang tegak lurus rangka seismik pada sambungan harus dirancang dengan menggunakan jarak antara breis komponen struktur yang berdekatan sebagai tinggi kolom untuk tekuk tegak lurus pada rangka seismik dan harus dengan Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural Bab H pada SNI 7860:2015, kecuali bahwa:

- (i) Kekuatan kolom perlu harus ditentukan dari kombinasi beban dalam peraturan bangunan gedung yang berlaku yang mencakup beban seismik teramplifikasi. Dalam penentuan efek beban seismik teramplifikasi dari gaya-gaya horizontal yang mencakup kuat lebih E_{mh} , tidak perlu melampaui 125 % dari kekuatan tersedia rangka berdasarkan kekuatan lentur tersedia balok atau kekuatan geser tersedia zona panel.
- (ii) Kelangsingan L/r untuk kolom tidak boleh melampaui 60, dimana:
 - L = panjang kolom, in (mm)
 - r = radius girasi penentu, in (mm)
- (iii) Kekuatan lentur perlu kolom yang tegak lurus rangka seismik harus mencakup momen yang diakibatkan oleh aplikasi dari gaya sayap balok

yang disyaratkan Pasal E3.4c(1)(2) SNI 7850:2015 selain momen orde kedua akibat hasil perpindahan lateral sayap kolom.

2.6.1.2. Komponen Struktur

2.6.1.2.1. Persyaratan Dasar

Komponen struktur balok dan kolom harus memenuhi persyaratan Pasal D1.1 SNI 7860:2015 untuk komponen struktur daktail tinggi, kecuali dinyatakan lolos uji. Balok baja struktural pada Rangka Momen Khusus (RMK) boleh komposit dengan pelat beton bertulang untuk menahan beban gravitasi.

2.6.1.2.2. Sayap Balok

Perubahan mendadak pada daerah sayap balok tidak diperbolehkan dalam daerah sendi plastis. Pengeboran lubang pada sayap atau pengurangan lebar sayap balok tidak diizinkan kecuali pengujian atau kualifikasi membuktikan bahwa hasil konfigurasi dapat menyalurkan sendi plastis stabil untuk mengakomodasi sudut simpangan tingkat yang diperlukan. Konfigurasi harus konsisten dengan suatu sambungan teruji yang dijelaskan dalam ANSI/AISC 358, atau dengan cara lain ditentukan dalam sambungan teruji menurut Pasal K1 SNI 7860:2015, atau dalam suatu program uji kualifikasi menurut Pasal K2 SNI 7860:2015. Perubahan luasan pada sayap balok umumnya terjadi pada daerah sendi plastis yang berhubungan dengan sambungan balok kolom.

2.6.1.2.3. Zona Terlindung

Daerah pada setiap ujung dari balok yang menahan regangan inelastik harus dirancang sebagai suatu zona terlindung, dan harus memenuhi persyaratan Pasal D3.1 SNI 7860:2015. Luas zona terlindung harus seperti dijelaskan ANSI/AISC 358, atau dengan cara lain ditentukan dalam sambungan teruji menurut Pasal K1 SNI 7860:2015, atau dalam suatu program uji kualifikasi menurut Pasal K2 SNI 7860:2015.

Catatan: zona sendi plastis pada ujungujung balok RMK harus diperlakukan sebagai zona terlindung. Zona sendi plastis harus ditetapkan seperti bagian dari

suatu sambungan teruji atau program kualifikasi untuk sambungan, melalui Pasal E3.6c SNI 7860:2015. Pada umumnya, untuk sambungan tanpa tulangan, zona terlindung harus diperpanjang dari muka kolom ke setengah dari ketinggian balok di luar titik sendi plastis.

2.6.2. Dinding Geser Pelat Khusus

DGPK yang dirancang menurut ketentuan ini diharapkan memberi kapasitas deformasi inelastis yang signifikan terutama melalui pelelehan pelat badan dan pembentukan sendi plastis pada ujung-ujung dari Elemen Pembatas Horizontal (EPH). Badan DGPK tidak boleh diperhitungkan sebagai penahan gaya gravitasi.

Kekuatan perlu EPH, Elemen Pembatas Vertikal (EPV), dan sambungan pada DGPK harus berdasarkan kombinasi beban dalam peraturan bangunan gedung yang berlaku, yang mencakup beban seismik teramplifikasi. Dalam penentuan beban seismik teramplifikasi efek gaya horizontal yang mencakup kekuatan-lebih, E_{mh} , harus ditentukan dari suatu analisis dimana semua badan diasumsikan untuk menahan gaya-gaya sesuai dengan kekuatan yang diharapkan dalam tarik pada suatu sudut α seperti yang sudah ditentukan dan EPH yang menahan gaya lentur pada setiap ujung sama dengan $1,1R_y M_p$ (DFBK) atau $(1,1/1,5)R_y M_p$ (DKI). Badan harus ditentukan dalam tarik dengan mengabaikan efek gravitasi.

Catatan: Gaya geser pada persamaan E1-1 pada SNI 7860:2015 harus termasuk dalam analisis ini. Perancang harus menyadari bahwa dalam beberapa kasus gaya-gaya dari analisis dalam peraturan bangunan gedung yang berlaku akan menentukan desain EPH.

Catatan: Gaya geser dalam balok dan kolom cenderung tinggi dan pelelehan geser dapat menentukan kondisi batas.

2.6.2.1. Persyaratan Sistem

2.6.2.1.1. Kekakuan Elemen Pembatas

Elemen Pembatas Vertikal (EPV) harus memiliki momen inersia di sumbu yang tegak lurus bidang badan, I_c , tidak kurang dari $0,0031 t_w h^4/L$. Elemen Pembatas Horizontal (EPH) harus memiliki momen inersia di sumbu yang tegak

lurus bidang badan, I_b , tidak kurang dari $0,0031 L^4/h$ kali selisih ketebalan pelat badan yang di atas dan di bawah.

Keterangan:

I_b = momen inersia EPH diambil tegak lurus pelat badan, in^4 (mm^4).

I_c = momen inersia EPV diambil tegak lurus pelat badan, in^4 (mm^4).

L = jarak antara sumbu EPV, in (mm).

h = jarak antara sumbu EPH, in (mm).

t_w = tebal badan, in (mm).

2.6.2.1.2. Rasio Momen Sambungan

Ketentuan rasio momen dalam Pasal E3.4a dalam SNI 7860:2015 harus memenuhi untuk semua perpotongan EPH/EPV tanpa memperimbangkan efek dari badan.

2.6.2.1.3. Breising

EPH harus terbreis agar memenuhi persyaratan untuk komponen struktur daktail sedang dalam Pasal D1.2a dalam SNI 7860:2015. EPH (Elemen Pembatas Horizontal) merupakan balok yang menjadi komponen untuk Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK) dengan ketentuan kedua-dua sayap balok harus terbreis lateral atau penampang melintang harus terbreis torsional.

2.6.2.1.4. Bukaannya Pada Badan

Bukaan pada badan harus diperkuat pada semua sisi oleh elemen pembatas menengah melebihi lebar dan tinggi penuh panel kecuali dibuktikan oleh pengujian dan analisis atau diizinkan oleh Pasal F5.7 dalam SNI 7860:2015.

2.6.2.2. Komponen Struktur

2.6.2.2.1. Persyaratan Dasar

EPH, EPV dan elemen pembatas menengah harus memenuhi persyaratan Pasal D1.1 untuk komponen struktur daktail tinggi.

2.6.2.2.2. Badan

Kekuatan geser desain panel, ϕV_n (DFBK), kekuatan geser izin, V_n/Ω (DKI), sesuai dengan keadaan batas dari pelelehan geser, harus ditentukan dengan Pers. 2.14.

$$V_n = 0,42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (2.14)$$

$$\phi = 0,9 \quad (\text{DFBK}) \quad \Omega = 1,67 \quad (\text{DKI})$$

Keterangan:

L_{cf} = jarak bersih antara sayap kolom, in (mm).

t_w = tebal badan, in (mm).

α = sudut dari pelelehan badan dalam derajat, diukur relatif terhadap vertikal.

Sudut inklinasi, α , boleh diambil sebesar 40° atau dapat dihitung dengan Pers. 2.15.

$$\tan 4\alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right)} \quad (2.15)$$

Keterangan:

A_b = luas profil EPH, in² (mm²).

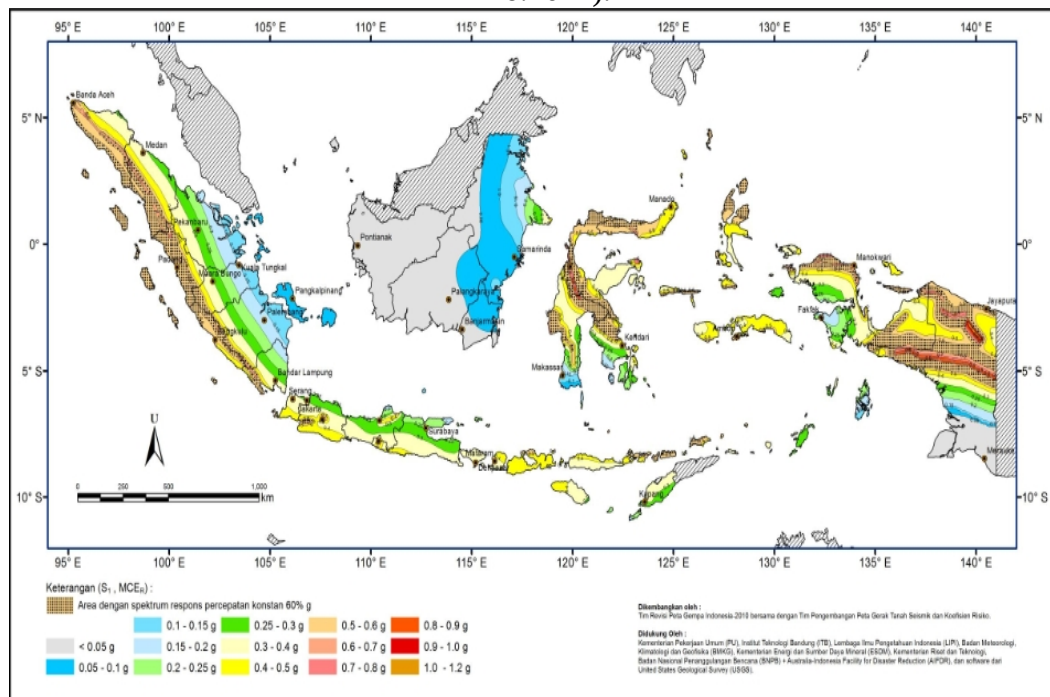
A_c = luas profil EPV, in² (mm²).

2.6.2.2.3. Zona Terlindung

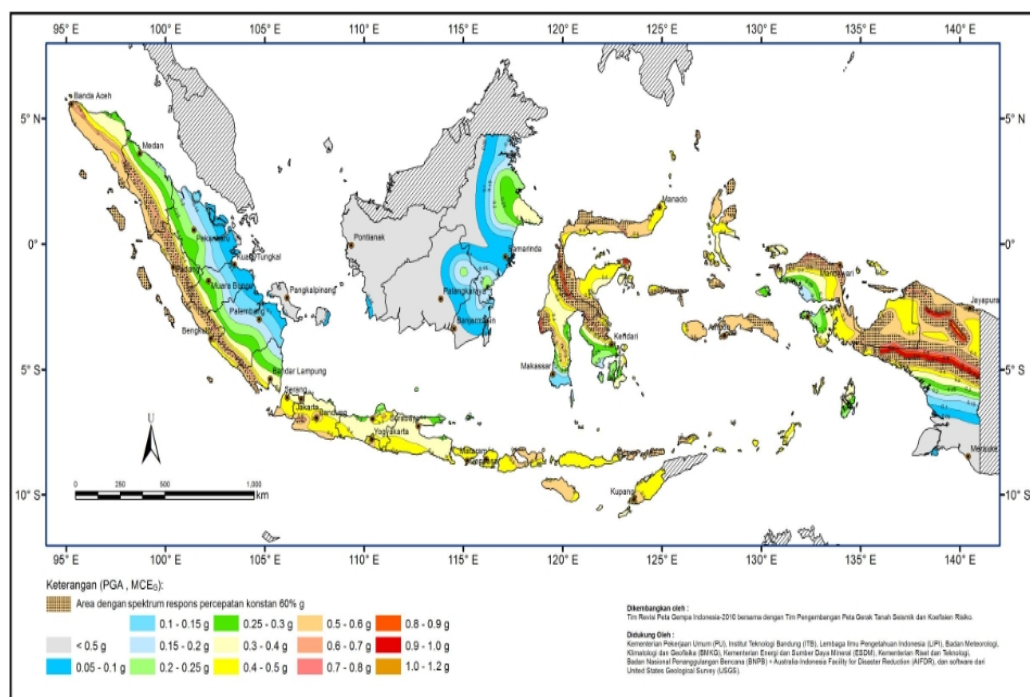
Zona terlindung DGPK harus memenuhi Pasal D1.3 dalam SNI 7860:2015 yang mencakup:

- (1) Badan DGPK
- (2) Elemen yang menghubungkan badan ke EPH dan EPV.
- (3) Zona sendi plastis pada setiap ujung EPH, di sepanjang daerah rentang dari muka kolom ke satu tinggi balok di luar muka kolom, atau seperti dengan cara lain yang disyaratkan dalam Pasal E3.5c dalam SNI 7860:2015.

Gambar 2.14: S_s , Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.15: S_1 , Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar S_B untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.16: P_{GA} , Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB (SNI 1726:2012).

2.7.3. Arah Pembebanan Gempa

Dalam perencanaan 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 arah 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 tadi, tetapi dengan efektivitas 30%.

2.7.4. Prosedur Analisis

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.3.2.1 dan 7.3.2.2 ketidakberaturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidakbertaturan horizontal dan vertikal. Ketidakberaturan horizontal dan vertikal dapat dilihat pada Tabel 2.2 dan 2.3.

Tabel 2.2: Ketidakberaturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakteraturan torsi di definisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12..1 Tabel 13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E dan F C, D, E dan F C, D, E dan F D, E, dan F

1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan di definisikan 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	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	E dan F D B, C dan D C dan D C dan D D B, C dan D
-----	---	--	---

Tabel 2.2: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
	berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.		
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan gesekan melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	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.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3. 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	C, D, E dan F B, C, D, E dan F F D, E, dan F B, C, D, E dan F

Tabel 2.3: Ketidakberaturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan leteral	Tabel 13	D, E, dan F

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
	tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.		
1b	ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E dan F
2.	Ketidakberaturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringgan dari lantai di bawahnya tidak perlu di tinjau.	Tabel 13	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horisontal sistem penahan gaya seismik di semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horisontal sistem penahanan gaya seismik tingkat di dekatnya.		

Tabel 2.3: Ketidakberaturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
4.	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E dan F D, E dan F D, E dan F
5a.	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan		E dan F

	kuat lateral tingkat di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateralnya tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.		D, E dan F
--	--	--	------------

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
5b.	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 13	D, E dan F B dan C D, E dan F

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.6, prosedur analisis yang dapat digunakan seperti pada Tabel 2.8. Prosedur analisis yang digunakan terkait erat dengan berbagai parameter struktur bangunan tersebut, yaitu:

- Parameter keutamaan bangunan berdasarkan Pasal 4.1.2 SNI 1726:2012 dan dapat dilihat pada Tabel 2.4.
- Parameter faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 dapat dilihat Tabel 2.5.

Kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan respons spektra pada periode 1 detik (S_1) dan parameter percepatan respons spektra pada periode pendek (S_s) berdasarkan Pasal 6.5 SNI 1726:2012 dapat dilihat pada Tabel 2.6 dan 2.7.

Tabel 2.4: Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor	II

c. Pasar	
d. Gedung perkantoran	
e. Gedung apartemen/Rumah susun	
f. Pusat perbelanjaan/Mall	
g. Bangunan industri	
h. Fasilitas manufaktur	

Tabel 2.5: Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Tabel 2.6: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	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 2.7: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	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

Prosedur analisis struktur harus terdiri dari salah satu tipe struktur yang diizinkan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.2 sampai dengan Tabel 2.7, yaitu berdasarkan kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis dan keteraturan. Dari berbagai parameter yang dimiliki oleh struktur gedung tersebut, dapat ditetapkan prosedur analisis yang dapat digunakan seperti yang dijabarkan pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8: Prosedur analisis yang boleh digunakan berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekivalen Pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakberaturan horisontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 2.1 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 2.2	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan, I: Diizinkan, TI: Tidak Dizinkan

2.7.5. Struktur Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.2. Setiap tipe dibagi-bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Setiap sistem penahan gaya seismik yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang telah ditetapkan.

Di dalam SNI 1726:2012 Pasal 7.2, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut ini:

- Faktor koefisien modifikasi respons (R)
- Faktor kuat lebih sistem (C_d)
- Faktor pembesaran defleksi (Ω_0^g)
- Faktor batasan tinggi sistem struktur

Hal ini dapat dilihat pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9: Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Sistem rangka pemikul momen: Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan: Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB

2.7.6. Spektrum Respons Desain

Menurut Faisal (2015), respons spektrum adalah spektrum (plot) yang memuat nilai-nilai amplituda maksimum dari sebuah nilai respons sistem teredam untuk beragam variasi perioda (frekuensi) alami.

Respons spektrum merupakan konsep pendekatan yang digunakan untuk keperluan perencanaan bangunan. Definisi respons spektra adalah respons maksimum dari suatu sistem struktur *Single Degree of Freedom* (SDOF) baik percepatan (a), kecepatan (v) dan perpindahan (d) dengan struktur tersebut dibebani oleh gaya luar tertentu. Absis dari respons spectra adalah periode alami sistem struktur dan ordinat dari respons spektra adalah respons maksimum. Kurva respons spektra akan memperlihatkan simpangan relatif maksimum (S_d), kecepatan relatif maksimum (S_v) dan percepatan relatif maksimum (S_a).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.3, respons spektra desain harus ditentukan dan dimuat terlebih dahulu berdasarkan data-data yang ada. Data-data yang dibutuhkan dan prosedur untuk pembuatan respons spektra berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.3 adalah:

a. Parameter percepatan batuan dasar

Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_a (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik seperti yang ada pada Gambar 2.14 dan 2.15 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

b. Parameter kelas situs

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai situs SA, SB, SC, SD, SE, dan SF berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 5.3 dapat dilihat pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10: 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

Tabel 2.10: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan luanak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan kuat geser niralar $\bar{S}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikut-Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: a. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah b. Lempung sangat organik dan/atau gambut c. (ketebalan $H > 3$ m) d. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

CATATAN, N/A = tidak dapat dipakai

- c. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektra percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R).

Untuk penentuan respons spektra percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek S_{MS} dan periode 1 detik S_{MI} yang

disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan Pers. 2.16 dan 2.17.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.16)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (2.17)$$

dimana:

S_S = Nilai parameter respons spektra percepatan gempa periode pendek 0,2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.14)

S_I = Nilai parameter respons spektra percepatan gempa periode 1,0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.12)

F_a = Koefisien periode pendek

F_v = Koefisien periode 1,0 detik

Koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan Tabel 2.11 dan 2.12.

Tabel 2.11: Koefisien situs, F_a berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_S				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 0,4$	$S_S \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

Tabel 2.12: Koefisien situs, F_v berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3

SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Keterangan:

- c. Nilai-nilai F_a maupun F_v yang tidak terdapat pada tabel dapat dilakukan proses interpolasi linier.
- d. SS merupakan situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik.
- d. Parameter percepatan spektra desain
Parameter-percepatan spektra desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan melalui Pers. 2.18 dan 2.19.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.18)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.19)$$

dimana:

S_{DS} = Respons spektra percepatan desain untuk perioda pendek

S_{D1} = Respons spektra percepatan desain untuk perioda 1,0 detik

- e. Prosedur pembuatan respons spektra desain berdasarkan SNI 1726:2012
Selanjutnya, untuk mendapatkan kurva spektrum desain harus dikembangkan dengan mengacu pada gambar dan mengikuti ketentuan di bawah ini:
 - a. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari Pers. 2.20.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.20)$$

- b. 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} .
 - c. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan Pers. 2.21.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.21)$$

dimana:

T = Periode getar fundamental struktur

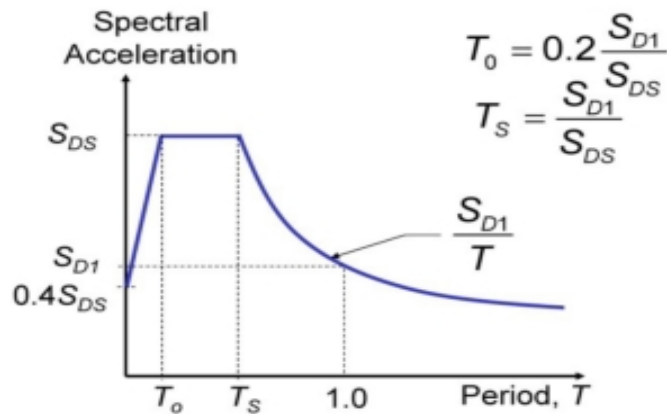
S_{DS} = Parameter respons spektra percepatan desain pada periode pendek

S_{D1} = Parameter respons spektra percepatan desain pada periode 1 detik

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.22 dan 2.23. Dari parameter-parameter yang didapat akan terbentuk sebuah grafik seperti pada Gambar 2.17.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.22)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.23)$$



Gambar 2.17: Spektrum respons desain.

2.7.7. Analisis Gaya Lateral Ekuivalen

2.7.7.1. Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, Geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.24.

$$V = C_s \cdot W_t \quad (2.24)$$

dimana:

C_s = Koefisien respons seismik yang ditentukan

W_t = Berat total gedung

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1 persamaan-persamaan yang digunakan untuk menentukan koefisien C_s adalah:

1. C_s maksimum

Untuk C_s maksimum ditentukan dengan Pers. 2.25.

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.25)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = Faktor modifikasi respons berdasarkan Tabel 2.9

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

2. C_s hasil hitungan

Nilai C_s maksimum di atas tidak perlu melebihi C_s hitungan pada Pers. 2.26.

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.26)$$

dimana:

S_{D1} = Parameter percepatan respons spektrum desain pada periode 1 detik

R = Faktor modifikasi respons berdasarkan Tabel 2.9

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

T = Periode struktur dasar (detik)

3. C_s minimum

Nilai C_s hitungan di atas tidak perlu kurang dari nilai C_s minimum pada Pers. 2.27.

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} \quad I \geq 0,01 \quad (2.27)$$

dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

4. C_s minimum tambahan

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. 2.28.

$$C_{s \text{ minimum tambahan}} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.28)$$

dimana:

S_1 = Parameter percepatan respons spektrum desain yang dipetakan

R = Faktor modifikasi respons berdasarkan Tabel 2.9

I = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

2.7.7.2. Periode Alami Struktur

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

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. 2.29.

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x \quad (2.29)$$

dimana:

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

- h_n = Ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)
- C_t = Ditentukan dari Tabel 2.13
- x = Ditentukan dari Tabel 2.13

Tabel 2.13: Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x berdasarkan SNI 1726:2012.

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

2. Periode fundamental pendekatan maksimum ($T_{a \text{ maksimum}}$) ditentukan dari Pers. 2.30.

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.30)$$

dimana:

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

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.14

Tabel 2.14: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

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

2.7.7.3. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, gaya gempa Lateral (F_i) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.31 dan 2.32.

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (2.31)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.32)$$

dimana:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya geser atau laeral 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

2.7.7.4. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.4, geser tingkat di semua (V_x) harus ditentukan dari Pers. 2.33.

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.33)$$

dimana:

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

2.7.7.5. Penentuan Simpangan Antar Lantai

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

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) dalam mm harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.28. Ilustrasi dari defleksi pusat massa dapat dilihat pada Gambar 2.18.

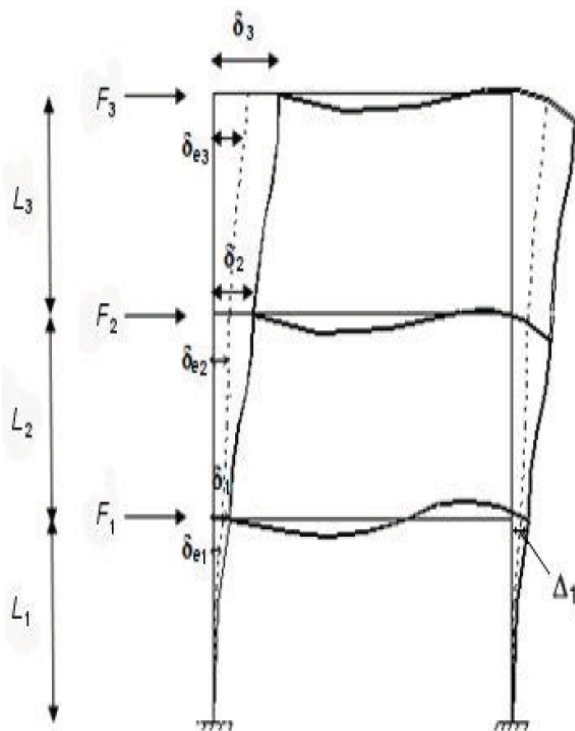
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.34)$$

dimana:

C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.8

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

I_e = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.4



Keterangan Gambar:

Tingkat 3

F_3 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e3} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

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

$\Delta_3 = (\delta_{e3} - \delta_{e2}) C_d / I_e \leq \Delta_a$ (Tabel 2.14)

Tingkat 2

F_2 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e2} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

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

$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d / I_e \leq \Delta_a$ (Tabel 2.14)

Tingkat 1

F_1 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_{e1} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

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

$\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta_a$ (Tabel 2.14)

dimana:

Δ_i = simpangan antar lantai

Δ_i / L_i = rasio simpangan antar lantai

δ_3 = perpindahan total

Gambar 2.18: Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Simpangan antar lantai izin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726:2012.

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

2.7.7.6. Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.7, pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ), seperti yang ditentukan oleh Pers. 2.35 yang harus sama dengan atau kurang dari 0,1.

$$\delta_x = \frac{P_x \Delta I_x}{V_x \square_{sx} C_d} \quad (2.35)$$

dimana:

P_x = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (kN); bila menghitung P_x , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1

Δ = Simpangan antar lantai tingkat desain

I_e = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.5

V_x = Gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x-1 (kN)

h_{sx} = Tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)

C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.9

Koefisien stabilitas (θ) harus tidak melebihi θ_{max} yang ditentukan dengan Pers. 2.36.

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (2.36)$$

dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser antara tingkat x dan $x-1$. Rasio ini secara konservatif diambil sebesar 1.

Jika koefisien stabilitas (θ) lebih besar dari 0,1 tetapi kurang dari atau sama dengan faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya elemen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, diizinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya elemen struktur dengan $1,0 (1-\theta)$.

Jika θ lebih besar dari θ_{max} , struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang. Jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisis, otomatis Pers. 2.36 masih harus dipenuhi, tetapi nilai θ yang dihitung dari Pers. 2.35 menggunakan hasil analisis P-delta diizinkan dengan $(1+\theta)$ sebelum diperiksa dengan Pers. 2.36.

2.7.8. Analisis Respons Spektrum Ragam

Metode analisis ragam spektrum respons mendefinisikan bahwa simpangan struktur yang terjadi merupakan penjumlahan dari simpangan masing-masing ragam getarnya.

Menurut Budiono dan Supriatna (2011) parameter respons 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*) dan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination*).

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 Lengkap Kuadratik (*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 respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil dari kurang 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dengan Pers. 2.37.

$$V_t \geq 0,85 V_1 \quad (2.37)$$

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama atau yang didapat dari prosedur gaya geser statik ekuivalen.

Maka, apabila nilai akhir respons dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.38.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_1}{V_t} \geq 1 \quad (2.38)$$

dimana:

V_t = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan

V_1 = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen

Pada penggunaan program penghitung struktur, skala pada analisis respons ragam struktur harus dikalikan dengan faktor ini agar gaya gempa sesuai dengan yang disyaratkan.

2.8. Pembebanan untuk Perencanaan Bangunan Gedung

Pembebanan struktur berdasarkan SNI 1727:2013, PPIUG 1983 dan SNI 1726:2012. Beban yang bekerja pada struktur berupa beban mati, beban hidup dan beban gempa selain itu ada pula beban dari lift dan tangga.

2.8.1. Beban Mati

Beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, kalsiding gedung dan komponen arsitektural dan struktural lain serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Beban mati terdiri dari:

- a. Berat bahan konstruksi:
 - 1) Berat sesungguhnya bahan.
 - 2) Data berat jenis dan berat bahan pada standar sebelumnya bisa digunakan.
- b. Berat peralatan layan tetap:
 - 1) Peralatan/ mesin yang menyatu dan selalu ada selama masa layan bangunan seperti: peralatan plambing, ME, alat pemanas, ventilasi, sistem pengkondisian udara dll.

Adapun berat jenis dari bahan bangunan dan berat per satuan luas yang diambil dari Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPURG 1987) dapat dilihat di bawah ini:

- a. Bahan Bangunan
 - 1) Baja 7.850 kg/m³
 - 2) Beton 2.200 kg/m³
 - 3) Beton bertulang 2.400 kg/m³
- b. Komponen Gedung
 - 1) Dinding pasangan batako:
Berlubang:

Tebal dinding 20 cm (HB 20)	200	kg/m ²
Tebal dinding 10 cm (HB 10)	120	kg/m ²
Tanpa lubang:		
Tebal dinding 15 cm	300	kg/m ²
Tebal dinding 10 cm	200	kg/m ²
2) Adukan per cm tebal:		
Dari semen	21	kg/m ²
Dari kapur, semen merah atau tras	17	kg/m ²
3) Langit-langit, terdiri dari:		
Semen asbes, tebal maks 4 mm	11	kg/m ²
Kaca, tebal 3 - 4 mm	10	kg/m ²
4) Penggantung langit-langit (dari kayu)	7	kg/m ²
5) Penutup lantai	24	kg/m ²

2.8.2. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk bahan konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati.

Beban hidup atap merupakan beban pada atap yang diakibatkan pelaksanaan pemeliharaan oleh pekerja, peralatan dan material dan selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian.

a. Beban merata:

Minimum sesuai Tabel 2.16

b. Beban terpusat:

1) Untuk lantai, atap dan sejenisnya

2) Bekerja merata di area 762 mm x 762 mm

3) Minimum sesuai Tabel 2.16

4) Penempatan pada lokasi yang menghasilkan efek beban maksimum

c. Beban partisi:

Minimal 0,72 kN/m²

d. Beban impak:

Tangga berjalan: mengacu pada ASME A17.1

e. Mesin:

1) Mesin ringan: berat ditingkatkan 20%

2) Mesin bergerak maju mundur: berat ditingkatkan 50%

Tabel 2.16: Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum berdasarkan SNI 1727:2013.

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (8,9)
Ruang computer	100 (4,79)	2000 (8,9)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18) ^a	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79) ^a	
Lobi	100 (4,79) ^a	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79) ^a	
Panggung pertemuan	100 (4,79) ^a	
Lantai podium	150 (7,18) ^a	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m ²)	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor		
Lantai pertama	100 (4,79)	
Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79) ^a	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator pada daerah 2 in x 2 in (50 mm x 50 mm)		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan pada area 1 in x 1 in (25 mm x 25 mm)		200 (0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	100 (4,79)	
Hunian satu keluarga saja	40 (1,92)	

Tangga permanen	Lihat pasa 4.5	
Garasi/ parker	40 (1,92) ^{a, b, c}	
Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Susunan tangga, rel pengamandan batang pegangan	Lihat Pasal 4.5	
Helipad	60 (2,87) ^{d, e} tidak boleh direduksi	e, f, g
Rumah sakit:		
Ruang operasi, laboratorium	60 (2,87)	1000 (4,45)
Ruang pasien	40 (1,92)	1000 (4,45)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1000 (4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan		
Ruang baca	60 (2,87)	1000 (4,45)
Ruang penyimpanan	150 (7,18) ^{a, h}	1000 (4,45)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1000 (4,45)
Pabrik		
Ringan	125 (6,00) ^a	2000 (8,90)
Berat	250 (11,97) ^a	3000 (13,40)
Gedung perkantoran:		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian		
Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	2000 (8,90)
Kantor	50 (2,40)	2000 (8,90)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2000 (8,90)
Lembaga hokum		
Blok sel	40 (1,92)	
Koridor	100 (4,790)	
Tempat rekreasi		
Tempat bowling, kolam renang dan penggunaan yang sama	75 (3,59) ^a	
Bangsal dansa dan ruang dansa	100 (4,79) ^a	
Gimnasium	100 (4,79) ^a	
Tempat menonton baik terbuka atau tertutup	100 (4,79) ^a 60 (2,87) ^{a, k}	
Stadium dan tribun/ arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)		
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	20 (0,96) ^m	

Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	30 (1,44)	
---	-----------	--

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Semua ruang kecuali tangga dan balkon Semua hunian rumah tinggal lainnya Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka Ruang publik ^a dan koridor yang melayani mereka	100 (4,79)	
Atap Atap datar, berbubung dan lengkung Atap digunakan untuk taman atap Atap yang digunakan untuk tujuan lain Atap yang digunakan untuk hunian lainnya Awning dan kanopi Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan Rangka tumpu layar penutup Semua konstruksi lainnya Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap di atas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi Semua komponen struktur atap utama lainnya Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan	20 (0,96) ⁿ 100 (4,79) Sama seperti hunian dilayani ^a 5 (0,24) tidak boleh direduksi 5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka 20 (0,96)	200 (0,89) 2000 (8,9) 300 (1,33) 300 (1,33)
Sekolah Ruang kelas	40 (1,92)	1000 (4,5)
Koridor di atas lantai pertama Koridor lantai pertama	80 (3,83) 100 (4,79)	1000 (4,5) 1000 (4,5)
Bak-bak/ <i>scuttles</i> , rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0,89)

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan dan lahan/ jalan untu truk-truk	250 (11,97) ^{a, p}	8000 (35,6) ^a
Tangga dan jalan keluar Ruang tinggal untuk satu dan keluarga	100 (4,79) 40 (1,92)	300 ^r 300 ^r
Gudang di ats langit-langit Gudang penyimpanan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat) Ringan Berat	20 (0,96) 125 (6,00) ^a 250 (11,97) ^a	
Toko Eceran Lantai pertama Lantai di atasnya Grosir, di semua lantai	 100 (4,79) 75 (3,59) 125 (6,00) ^a	 1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Penghalang kendaraan	Lihat Pasal 4.5	
Semua jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2,87)	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	100 (4,79) ^a	

f. Reduksi beban hidup merata

1) Untuk struktur dengan $K_{LL}A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$

2) $L \geq 4,79 \text{ kN/m}^2$, garasi mobil penumpang dan tempat pertemuan tidak boleh direduksi

Beban hidup tereduksi dihitung dengan Pers. 2.39.

$$L = L_0 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right) \quad (2.39)$$

$L \geq 0,50 L_0$ - Komponen struktur penyangga 1 lantai

$L \geq 0,40 L_0$ - Komponen struktur penyangga ≥ 2 lantai

Dimana:

L = Beban hidup desain tereduksi

L_0 = Beban hidup desain tanpa reduksi

K_{LL} = Faktor elemen beban hidup berdasarkan Tabel 2.17.

A_T = Luas tributari.

Tabel 2.17: Faktor elemen beban hidup, K_{LL} berdasarkan SNI 1727:2013.

Elemen	K_{LL}^a
Kolom-kolom interior	4
Kolom-kolom eksterior tanpa pelat kantilever	4
Kolom-kolom tepi dengan pelat kantilever	3
Kolom-kolom sudut dengan pelat kantilever	2
Balok-balok tepi tanpa pelat-pelat kantilever	2
Balok-balok interior	2
Semua komponen struktur yang tidak disebut di atas: Balok-balok tepi dengan pelat-pelat kantilever Balok-balok kantilever Pelat-pelat satu arah Pelat-pelat dua arah Komponen struktur tanpa ketentuan-ketentuan untuk penyaluran Geser menerus tegak lurus terhadap bentangnya	1

2.8.3. Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban yang timbul akibat pergerakan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Pembebanan struktur beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis beban gempa terdapat 3 cara analisis, yaitu analisis gaya lateral ekuivalen, analisis spektrum respons ragam dan prosedur riwayat respons seismik.

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

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal dan beban gempa nominal adalah:

1. 1,4 DL

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

dimana:

DL = Beban mati, termasuk SIDL

LL = Beban hidup

EX = Beban gempa arah-x

EY = Beban gempa arah-y

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

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons 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. 2.40.

$$E = E_h + E_v \quad (2.40)$$

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.41.

$$E = E_h - E_v \quad (2.41)$$

dimana:

E = Pengaruh beban seismik

E_h = Pengaruh beban seismik horizontal yang akan didefinisikan selanjutnya

E_v = Pengaruh beban seismik vertikal yang akan didefinisikan selanjutnya

Untuk pengaruh beban seismik E_h harus ditentukan dengan Pers. 2.42.

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.42)$$

dimana:

Q = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

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

Sedangkan pengaruh beban seismik E_v harus ditentukan dengan Pers. 2.43.

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \quad (2.43)$$

dimana:

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

DL = Pengaruh beban mati

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

Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1 sebagai berikut:

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

Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan Pers. 2.44.

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \quad (2.44)$$

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. 2.45.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.45)$$

dan F_{px} tidak boleh melebihi dari Pers. 2.46.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.46)$$

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

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

- a. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.18.
- b. Struktur dengan denah beraturan disemua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter 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.

Tabel 2.18: Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar berdasarkan SNI 1726:2012.

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 torsi berlebihan (ketidakberaturan horizontal Tipe 1b).
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 horizontal Tipe b).
Dinding geser atau	Pelepasan dinding geser atau pier dinding dengan rasio

pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0	tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0 di semua tingkat atau sambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 %, atau sistem yang dihasilkan mempunyai (ketidakberaturan horizontal Tipe b).
---	--

Tabel 2.18: *Lanjutan.*

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Kolom kantilever	Kehilangan tahanan momen di sambungan dasar semua kolom kantilever tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 persen atau sistem yang dihasilkan mempunyai ketidakberaturan torsi berlebihan (ketidakberaturan horizontal Tipe 1b).
Lainnya	Tidak ada persyaratan

2.8.4 Beban Angin

Angin adalah udara yang bergerak yang diakibatkan oleh rotasi bumi dan juga karena adanya perbedaan tekanan udara di sekitarnya. Angin bergerak dari tempat bertekanan udara tinggi ke bertekanan udara rendah. Apabila dipanaskan, udara memuai. Udara yang telah memuai menjadi lebih ringan sehingga naik. Apabila hal ini terjadi, tekanan udara turun karena udaranya berkurang. Udara dingin di sekitarnya mengalir ke tempat yang bertekanan rendah tadi. Udara menyusut menjadi lebih berat dan turun ke tanah. Di atas tanah udara menjadi panas lagi dan naik kembali. Aliran naiknya udara panas dan turunnya udara dingin ini dinamakan konveksi.

2.8.4.1 Proses Terjadinya Angin

Angin terjadi karena adanya perbedaan tekanan udara atau perbedaan suhu udara pada suatu daerah atau wilayah. Hal ini berkaitan dengan besarnya energi panas matahari yang di terima oleh permukaan bumi. Pada suatu wilayah, daerah yang menerima energi panas matahari lebih besar akan mempunyai suhu udara yang lebih panas dan tekanan udara yang cenderung lebih rendah. Sehingga akan terjadi perbedaan suhu dan tekanan udara antara daerah yang menerima energi

panas lebih besar dengan daerah lain yang lebih sedikit menerima energi panas, akibatnya akan terjadi aliran udara pada wilayah tersebut.

2.8.4.2 Kecepatan Angin

Kecepatan angin ditentukan oleh perbedaan tekanan udara antara tempat asal dan tujuan angin dan resistensi medan yang dilaluinya.

2.9 Beban Angin Menurut Standar Nasional Indonesia (SNI 1727:2013)

Bangunan dan struktur lainnya, termasuk semua komponen, harus dirancang dan dibangun untuk menahan beban angin. Parameter ketentuan ketentuan untuk menetapkan angin dasar ini digunakan dengan ketentuan ketentuan lain yang terkandung dalam standar ini.

Beban angin desain untuk struktur bangunan dan lainnya, termasuk SPBAU dan komponen, harus ditentukan dengan menggunakan salah satu 5 prosedur sebagai spesifik di bagian ini. Sebuah garis besar proses keseluruhan untuk penentuan beban angin, termasuk bagian referensi.

- **Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU)**
Beban angin untuk SPBAU ditetapkan menggunakan salah satu dari prosedur berikut:
 - (i) Prosedur Pengarah untuk semua bangunan;
 - (ii) Prosedur Amplop untuk bangunan bertingkat;
 - (iii) Prosedur Pengarah untuk bangunan perlengkapannya (struktur atap dan peralatan atap) dan struktur lainnya (seperti dinding berdiri bebas padat dan solid, cerobong asap, dan menara terikat);
 - (iv) Prosedur Terowongan Angin untuk semua bangunan dan semua struktur lain.
- **Komponen dan Klading**

Beban angin pada komponen dan klading pada semua bangunan dan struktur lainnya harus dirancang dengan menggunakan salah satu prosedur berikut:

- (1) Prosedur Analitis;
- (2) Prosedur Terowongan angin.

Tabel 2.19 : Kategori risiko bangunan dan struktur lainnya untuk beban banjir, angin, salju, gempa*, dan Es (SNI 1727:2013).

Penggunaan atau pemanfaatan fungsi bangunan gedung dan struktur	Kategori Risiko
Semua bangunan gedung dan struktur lain kecuali mereka terdaftar dalam kategori Risiko I,III,IV	II

2.9.1 Kecepatan Angin Dasar

Kecepatan angin dasar (V), yang digunakan dalam menentukan beban angin desain di bangunan gedung dan struktur lain harus ditentukan dari Instansi yang berwenang, sesuai dengan kategori risiko bangunan gedung dan struktur. Angin harus diasumsikan datang dari segala arah horizontal. Kecepatan angin dasar harus diperbesar jika catatan atau pengalaman menunjukkan bahwa kecepatan angin lebih tinggi daripada yang ditentukan.

2.9.2 Arah Angin

Faktor Arah Angin (K_d), didapatkan dari Tabel 2.20. Faktor ini hanya akan dimasukkan dalam menentukan beban angin ketika kombinasi beban yang ditentukan digunakan untuk desain. Pengaruh arah angin dalam menentukan beban angin harus didasarkan pada analisis untuk kecepatan angin.

Tabel 2.20 : Faktor arah angin, K_d (SNI 1727:2013).

Tipe struktur	Faktor Arah Angin K_d^*
Bangunan Gedung	
Sistem Penahan Beban Angin Utama	0,85
Komponen dan Klading Bangunan gedung	0,85

Atap lengkung	0,85
Cerobong asap, tangki, dan struktur yang sama	0,90
Segi empat	

Tabel 2.20 : *Lanjutan.*

Tipe struktur	Faktor Arah Angin Kd*
Segi enam	0,95
Bundar	0,95
Dinding pejal berdiri bebas dan papan reklame pejal berdiri bebas dan papan reklame terikat	0,85
Papan reklame terbuka dan kerangka kisi	0,85
Rangka batang menara	0,85
Segi tiga, segi empat, persegi panjang	
Penampang lainnya	

2.9.3 Kategori Eksposur

Eksposur B : Untuk bangunan gedung dengan tinggi atap rata-rata kurang dari atau sama dengan 30 ft (9,1 m), Eksposur B berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan oleh Kekasaran Permukaan B, berlaku diarah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 1.500 ft (457 m). Untuk bangunan dengan tinggi atap rata-rata lebih besar dari 30 ft(9,1 m), Eksposur B berlaku bilamana Kekasaran Permukaan B berada dalam arah lawan angin untuk jarak lebih besar dari 2.600 ft (792 m) atau 20 kali tinggi bangunan, pilih yang terbesar.

Eksposur C : Eksposur C berlaku untuk semua kasus di mana Eksposur B atau D tidak berlaku.

Eksposur D : Eksposur D berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah, sebagaimana ditentukan oleh Kekasaran Permukaan D, berlaku diarah lawan angin

untuk jarak yang lebih besar dari 5.000 ft (1.524 m) atau 20 kali tinggi bangunan, pilih yang terbesar. Eksposur D juga berlaku bilamana kekasaran permukaan tanah segera lawan angin dari situs B atau C, dan situs yang berada dalam jarak 600 ft (183 m) atau 20 kali tinggi bangunan, mana yang terbesar, dari kondisi Eksposur D sebagaimana ditentukan dalam kalimat sebelumnya.

Untuk situs yang terletak di zona transisi antara katagori exposure, harus menggunakan hasil katagori di gaya angin terbesar.

Pengecualian eksposur menengah antara kategori sebelumnya diperbolehkan di zona transisi asalkan itu ditentukan oleh metode analisis rasional yang dijelaskan dalam literatur dikenal.

2.9.4 Efek topografi

Efek peningkatan kecepatan angin pada bukit, bukit memanjang, dan tebing curam yang terisolasi akan menimbulkan perubahan mendadak dalam topografi umum, terletak dalam setiap kategori eksposur, harus dimasukkan dalam perhitungan beban angin bila kondisi bangunan gedung dan kondisi lokasi struktur memenuhi kondisi berikut:

1. Bukit, bukit memanjang, atau tebing curam yang terisolasi dan tidak terhalang angin arah vertikal ke atas oleh pengaruh topografi serupa dari ketinggian yang setara untuk 100 kali tinggi fitur topografi ($100H$) atau 2 mil (3,22 km), dipilih yang terkecil. Jarak ini harus diukur horizontal dari titik dimana tinggi H pada bukit, atau tebing yang ditentukan.
2. Bukit, bukit memanjang, atau tebing curam yang menonjol diatas ketinggian fitur dataran arah vertikal ke atas antara radius 2-mil (3,22 km), untuk setiap kuadran dengan faktor dua atau lebih.
3. Struktur yang berlokasi seperti pada Gambar 26.8-1 pada setengah bagian ke atas dari bukit atau punggung bukit atau dekat puncak tebing.

2.9.5 Faktor Topografi

Efek peningkatan kecepatan angin harus dimasukkan dalam perhitungan beban angin desain dengan menggunakan faktor K_{zt} :

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (2.47)$$

Jika kondisi tempat dan lokasi struktur lakukan tidak memenuhi semua kondisi maka $K_{ZT} = 1,0$.

Catatan :

1. Untuk nilai - nilai H/L_h , x/L_h dan z/L_h selain dari yang diperlihatkan, diperkenankan interpolasi linier.
2. Untuk $H/L_h > 0,5$, asumsikan $H/L_h = 0,5$ untuk menghitung K_1 dan gantikan L_h dengan $2H$ untuk menghitung K_2 dan K_3 .
3. Pengali didasarkan pada asumsi bahwa angin menuju bukit atau tebing sepanjang arah kelayakan maksimum.
4. Notasi:

H : Tinggi bukit atau tebing relatif terhadap elevasi kawasan di sisi angin datang (*upwind*), dalam feet (meter).

L_h : jarak horizontal pada sisi angin datang (*upwind*), dari puncak bukit atau tebing sampai setengah tinggi bukit atau tebing, dalam feet (meter)

K_1 : faktor untuk memperhitungkan bentuk fitur topografis dan pengaruh peningkatan kecepatan maksimum.

K_2 : faktor untuk memperhitungkan reduksi dalam peningkatan kecepatan sehubungan dengan jarak ke sisi angin datang atau ke sisi angin pergi dari puncak.

K_3 : faktor untuk memperhitungkan reduksi dalam peningkatan kecepatan sehubungan dengan ketinggian di atas elevasi kawasan setempat.

x : jarak (di sisi angin datang atau sisi angin pergi) dari puncak ke lokasi gedung, dalam feet (meter).

z : ketinggian di atas elevasi tanah setempat, dalam feet (meter).

μ : faktor atenuasi horizontal.

μ_z : faktor atenuasi ketinggian.

dimana :

$$K_{ZT} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

K_1 didapat dari Tabel 2.22

$$K_2 = \left(1 - \frac{x}{\mu L_h}\right) \quad (2.48)$$

$$K_3$$

$$(2.49)$$

$$=e^{-\gamma z/Lh}$$

Tabel 2.21: Faktor Topografi K_{ZT} (Sumber : SNI 1727:2013).

Parameter untuk peningkatan kecepatan di atas bukit dan tebing						
Bentuk bukit	k1/(H/Lh)				μ	
	Eksposur				Sisi angin datang dari puncak	Sisi angin pergi dari puncak
	B	C	D			
Tukit memanjang 2 dimensi (atau lembah dengan negatif H dalam K1/(H/Lh)	1,3	1,5	1,55	3	1,5	1,5
Tebing 2-dimensi	0,75	0,85	0,95	2,5	1,5	4
Bukit simetris 3 dimensi	0,95	1,05	1,15	4	1,5	1,5

2.9.6 Klasifikasi Ketertutupan

Untuk menentukan koefisien tekanan internal, semua bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai bangunan tertutup, tertutup sebagian, atau terbuka sebagian

Bangunan gedung tertutup: bangunan gedung yang tidak memenuhi persyaratan untuk bangunan gedung terbuka atau bangunan gedung tertutup sebagian.

2.9.7 Koefisien Tekanan Internal

Koefisien tekanan internal, (GC_{pi}) , harus ditentukan dari tabel 2.23 berdasarkan pada klasifikasi ketertutupan bangunan gedung ditentukan dari subbab 2.9.6

Tabel 2. 22: Koefisien Tekanan Internal, (GC_{pi}) (SNI 1727:2013).

Klasifikasi Ketertutupan	(GC_{pi})
--------------------------	-------------

Bangunan gedung terbuka	0
Bangunan gedung tertutup sebagian	0,55
	-0,55
Bangunan gedung tertutup	0,18
	-0,18

Catatan:

1. Tanda positif dan negatif menandakan tekanan yang bekerja menuju dan menjauhi dari permukaan internal.
2. Nilai (GC_{pi}) harus digunakan dengan q_z atau q_h seperti yang ditetapkan.
3. Dua kasus harus dipertimbangkan untuk menentukan persyaratan beban kritis untuk kondisi yang sesuai:
 - Nilai positif dari (GC_{pi}) diterapkan untuk seluruh permukaan internal
 - Nilai negatif dari (GC_{pi}) diterapkan untuk seluruh permukaan internal

2.9.8 Tekanan Velositas

2.9.8.1 Koefisien Eksposur Tekanan Velositas

Berdasarkan kategori eksposur yang ditentukan dalam subbab 2.9.3, koefisien eksposur tekanan velositas K_z atau K_h , sebagaimana berlaku, harus ditentukan dari Tabel 2.24 untuk situs yang terletak di zona transisi antara kategori eksposur, yaitu, dekat dengan perubahan kekasaran permukaan tanah, nilai menengah dari K_z atau K_h , antara mereka yang ditunjukkan pada Tabel 2.24, diizinkan, asalkan ditentukan oleh metode analisis rasional yang dijelaskan dalam literatur yang dikenal.

Tabel 2.23: Koefisien eksposur tekanan velositas, K_z atau K_h (SNI 1727:2013).

Ketinggian di atas level tanah		Eksposur		
Z		B	C	D
Ft	(m)			
0-15	(0-4,6)	0,7	0,85	1,03

20	6,1	0,7	0,9	1,08
25	7,6	0,7	0,94	1,12
30	9,1	0,7	0,98	1,16
40	12,2	0,76	1,04	1,22
50	15,2	0,81	1,09	1,27
50	18	0,85	1,13	1,31
70	21,3	0,89	1,17	1,34
80	24,4	0,93	1,21	1,38
90	27,4	0,96	1,24	1,4
100	30,5	0,99	1,26	1,43

Tabel 2.23: *Lanjutan.*

Ketinggian di atas level tanah		Eksposur		
Z		B	C	D
ft	(m)			
120	36,6	1,04	1,31	1,48
140	42,7	1,09	1,36	1,52
160	48,8	1,13	1,39	1,55
180	54,9	1,17	1,43	1,58
200	61	1,2	1,46	1,61
250	76,2	1,28	1,53	1,68
300	91,4	1,35	1,59	1,73
350	106,7	1,41	1,64	1,78
400	121,9	1,47	1,69	1,82
450	137,2	1,52	1,73	1,86
500	152,4	1,56	1,77	1,89

Catatan:

1. Berlaku interpolasi linear untuk nilai menengah ketinggian z.
2. Kategori eksposur yang ditetapkan dari subbab 2.9.3.

2.9.8.2 Tekanan Velositas

Tekanan velositas, q_z , dievaluasi pada ketinggian z harus dihitung dengan Pers. 2.50.

$$q_z = 0,00256 K_z K_{zt} K_d V^2 (\text{lb/ft}^2) \quad (2.50)$$

(Dalam SI: $q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 (\text{N/m}^2)$; V dalam m/s

Dimana:

K_d = faktor pengarah angin

K_z = koefisien eksposur tekanan velositas

K_{zt} = faktor topografi

V = kecepatan angin

q_h = tekanan velositas

2.9.9 Tekanan Angin Desain

Tekanan angin desain pada komponen dan klading untuk seluruh bangunan gedung harus ditentukan dengan Pers.2.51.

$$p = q(GC_p) - q_i(GC_{pi}) \text{ (lb/ft}^2\text{) (N/m}^2\text{)} \quad (2.51)$$

dimana:

$q = q_z$ untuk dinding di sisi angin datang pada ketinggian di atas tanah

$q = q_h$ untuk dinding di sisi angin pergi, dinding sisi, dan atap atap pada ketinggian

$q_i = q_h$ untuk dinding di sisi angin datang, dinding sisi, dinding di sisi angin pergi, dan tap dari bangun tertutup,

2.9.10 Komponen dan Klading

2.9.10.1 Permukaan Dinding dan Permukaan Atap

Tekanan angin desain pada zona yang ditunjukkan permukaan dinding dan atap harus ditentukan dari Tabel 2.25 berdasarkan pada kecepatan angin dasar v , tinggi atap rata-rata h , dan kemiringan atap θ . Tekanan yang ditabulasikan harus dikalikan dengan faktor penyesuaian eksposur (FPE) yang ditunjukkan dalam Tabel 2.25. Reduksi pada tekanan angin untuk luas angin efektif yang lebih besar dapat diambil berdasarkan pengali reduksi (FR) yang ditunjukkan dalam tabel.

Tekanan angin desain final harus ditentukan dari Pers.2.52

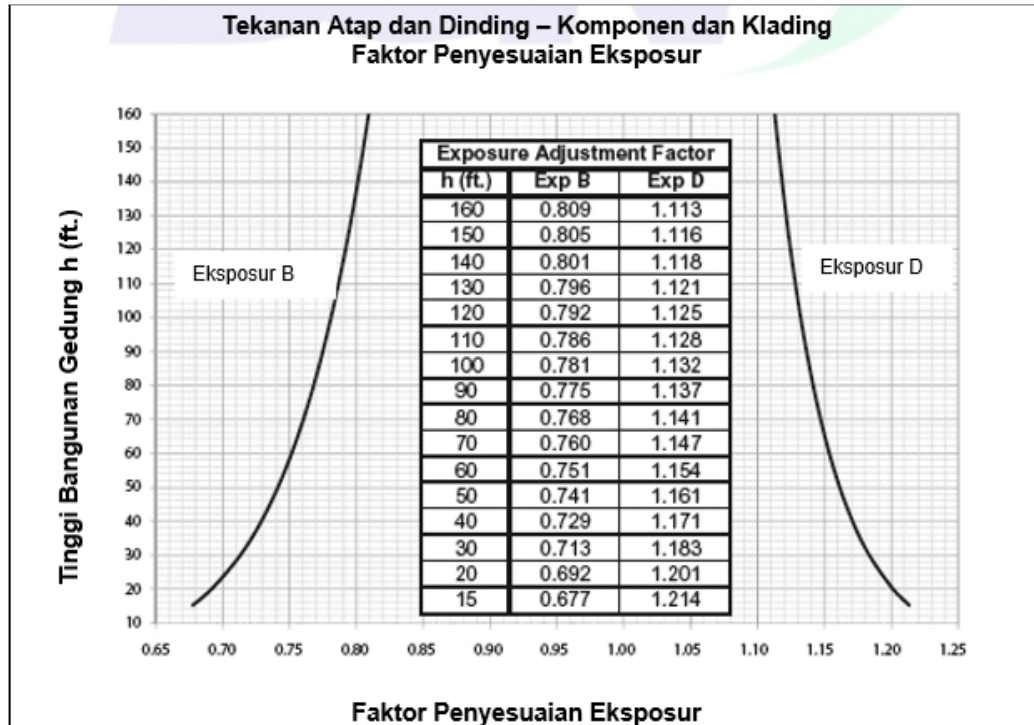
$$p = p (FPE)(FR)K_{zt} \quad (2.52)$$

dimana:

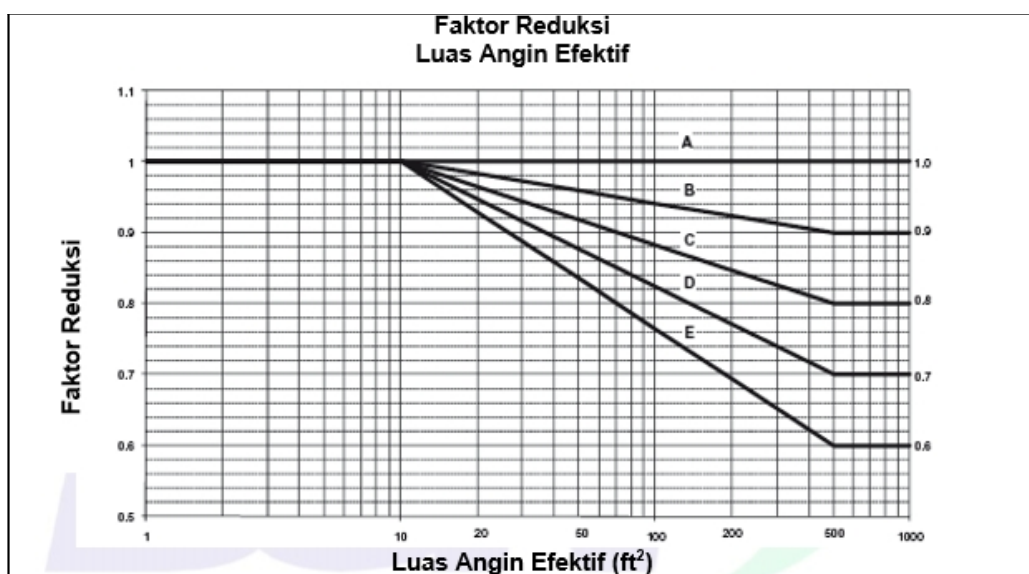
FR = faktor reduksi luar efektif (Gambar.2.19)

FPE = faktor penyesuaian eksposur dari (Gambar 2.18)

K_{zt} = faktor topografi



Gambar 2.19: Catatan Komponen dan Klading (SNI 1727:2013).



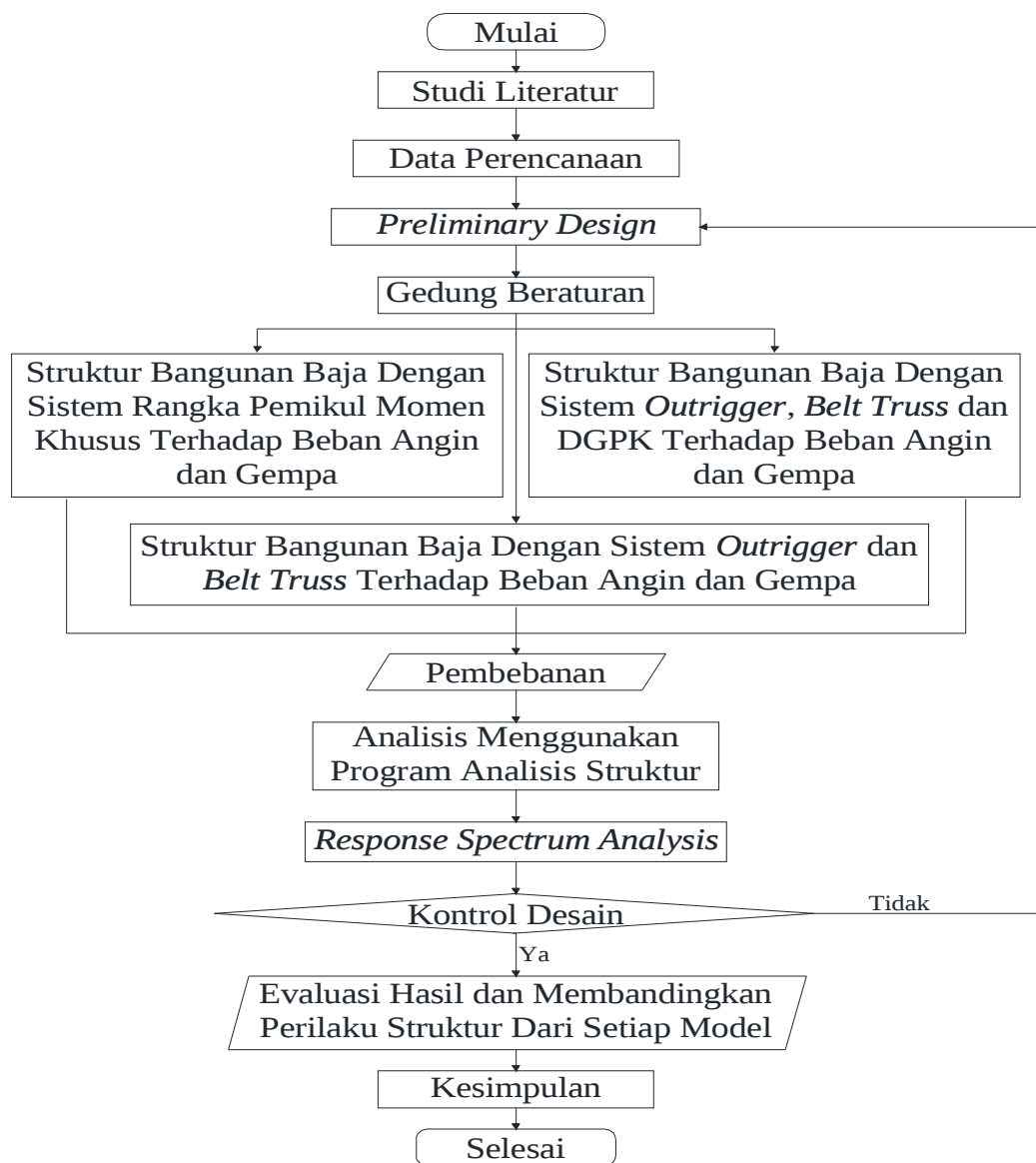
Gambar 2.20: Luas Angin Efektif K & K (SNI 1727:2013)

BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Metodologi Penelitian

Pada bab ini berisi tentang tahapan pemodelan struktur dan struktur dianalisis menggunakan bantuan program analisis struktur. Adapun tahapan tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram Alir Metode Penelitian.

Tugas akhir ini memiliki tiga pemodelan struktur, yaitu struktur bangunan baja dengan SRPMK terhadap beban angin dan gempa (Model 1), struktur bangunan baja dengan sistem *outrigger* dan *belt-truss* terhadap beban angin dan gempa (Model 2), struktur bangunan baja dengan sistem *outrigger*, *belt-truss* dan DGPK terhadap beban angin dan gempa (Model 3). Ketiga model bangunan tersebut akan dianalisis secara elastis linier dengan menggunakan Analisis Respons Spektrum (*Response Spectrum Analysis*).

3.2.Pemodelan Struktur

3.2.1. Data Umum Perencanaan

Adapun data umum perencanaan yang digunakan pada keempat model struktur tersebut yaitu:

- a. Gedung difungsikan sebagai perkantoran.
- b. Gedung terletak di Kota Medan.
- c. Kategori Desain Seismik D (KDS D).
- d. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPMK) dan sistem ganda (*dual system*).
- e. Portal struktur menggunakan material baja.

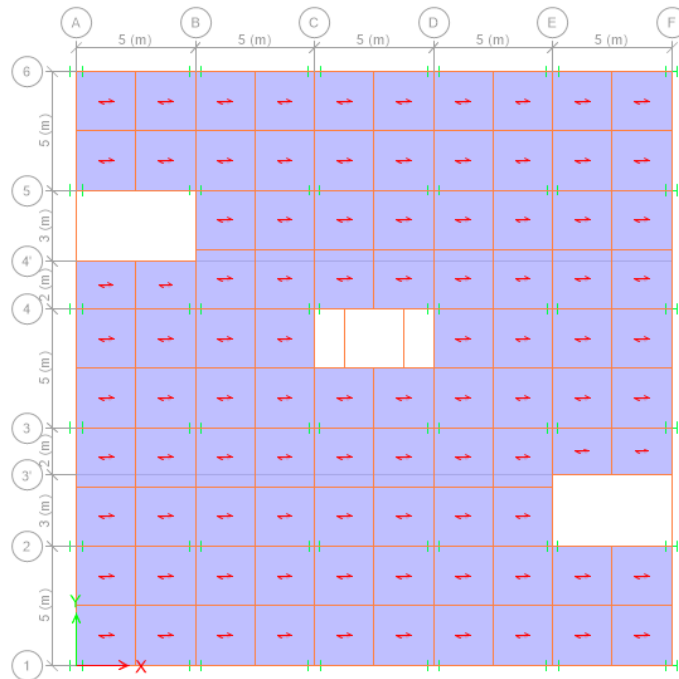
3.2.2. Data Perencanaan Model 1

3.2.2.1.Konfigurasi Bangunan

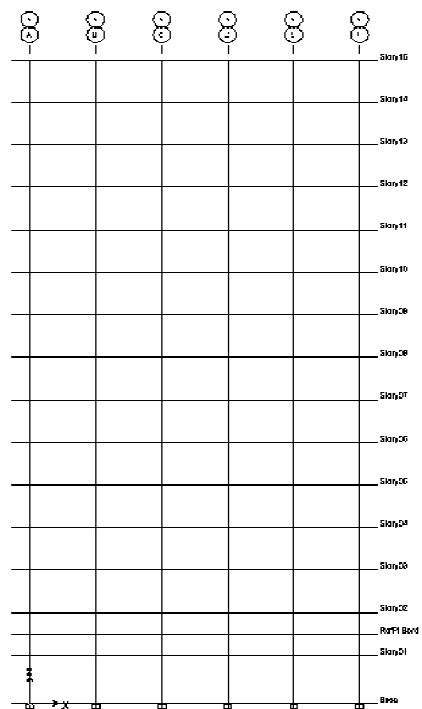
Konfigurasi bangunan pada Model 1 yaitu struktur dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dan memiliki bentuk persegi yang simetris serta merupakan bangunan beraturan (*regular building*) dengan jarak antar kolom struktur adalah 5 meter. Tinggi dari struktur bangunan mencapai 53 meter yang terdiri dari 15 lantai. Setiap lantai memiliki ketinggian 3,5 meter, akan tetapi untuk lantai satu memiliki ketinggian 4 meter.

Pada tengah bangunan terdapat *void* yang merupakan akses lift dan juga terdapat dua buah akses tangga. Akses lift tersebut memiliki dimensi panjang 5 meter (arah x) dan lebar 2,5 meter (arah y). Untuk akses tangga memiliki dimensi

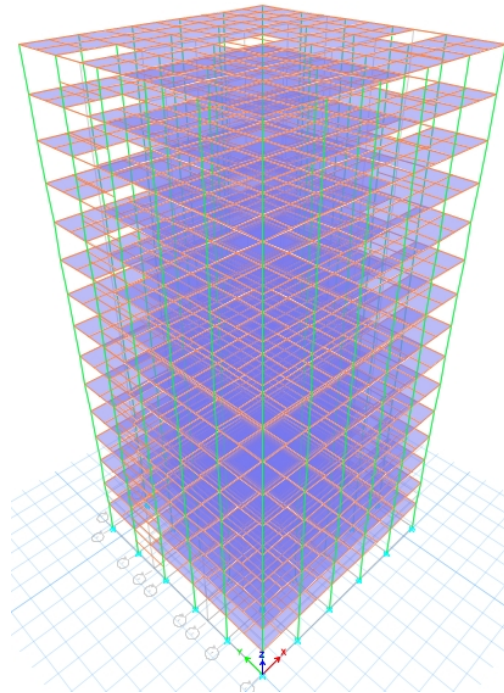
panjang 5 meter (arah x) dan lebar 5 meter (arah y). Gambar 3.2 – 3.4 merupakan denah dan tampak dari struktur bangunan pada Model 1.



Gambar 3.2: Denah struktur Model 1.



Gambar 3.3: Denah struktur Model 1 pada tampak samping.



Gambar 3.4: Tampak perspektif struktur Model 1.

3.2.2.2. Dimensi Kolom-Balok

Kolom dan balok struktural di setiap lantai memiliki ukuran yang berbeda. Terdapat beberapa jenis dan ukuran dari profil kolom dan balok yang digunakan pada perencanaan struktur untuk Model 1. Ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1: Dimensi kolom-balok.

Konfigurasi struktural	Dimensi profil	Mutu Material	Keterangan
Kolom Luar	498.432.45.70	BJ 50	Kolom terluar untuk semua lantai
Kolom Dalam	458.417.30.50	BJ 50	Kolom dalam untuk semua lantai
Balok Luar	450.300.12.22	BJ 37	Balok terluar untuk semua lantai
Balok 1 Dalam	400.250.9.19	BJ 37	Balok dalam untuk lantai 1 - 6
Balok 2 Dalam	340.250.9.14	BJ 37	Balok dalam untuk lantai 7 - 15
Balok anak	250.250.9.14	BJ 41	Arah X dan Y untuk semua lantai
Balok Lintel	400.300.12.22	BJ 37	Semua untuk semua lantai

Letak dan posisi dari masing-masing ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Gambar 3.2.

3.2.2.3.Rencana Pelat Lantai

Pada tugas akhir ini, pelat lantai yang digunakan dalam pemodelan struktur menggunakan pelat rusuk (*deck*). Konstruksi pelat rusuk terdiri dari kombinasi monolit sejumlah rusuk dengan jarak beraturan dan pelat atas yang membentang dalam dua arah. Mutu beton dari pelat lantai menggunakan f_c' 35 Mpa. Perencanaan pelat menggunakan profil W *deck* yang diambil dari CV. SUKSES MANDIRI TEKNIK. Spesifikasi dari pelat *deck* yang digunakan adalah:

- a. Ukuran *deck* per unit memiliki lebar 1 meter.
- b. Profil W *deck* memiliki tebal 1 milimeter.
- c. Lebar rusuk adalah 146 mm.
- d. Lebar rusuk terbuka adalah 187 mm.

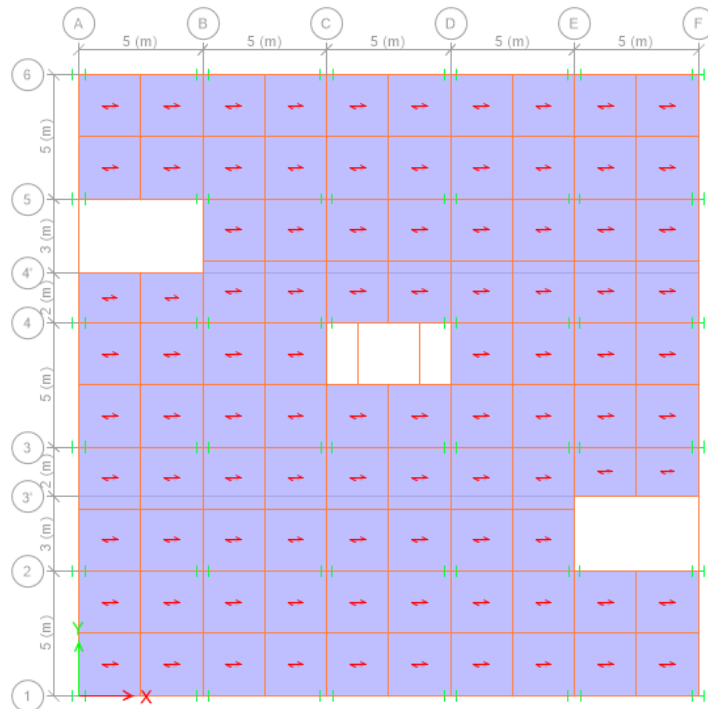
Untuk perhitungan tebal pelat dapat dilihat pada Lampiran A1.

3.2.3. Data Perencanaan Model 2

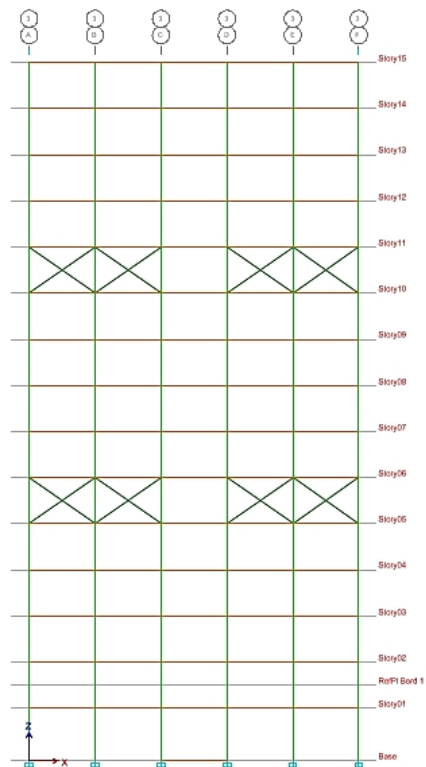
3.2.3.1.Konfigurasi Bangunan

Konfigurasi bangunan pada Model 2 yaitu struktur dengan sistem *outrigger* dan *belt-truss*, memiliki bentuk persegi yang simetris serta merupakan bangunan beraturan (*regular building*) dengan jarak antar kolom struktur adalah 5 meter. Tinggi dari struktur bangunan mencapai 53 meter yang terdiri dari 15 lantai. Setiap lantai memiliki ketinggian 3,5 meter, akan tetapi untuk lantai satu memiliki ketinggian 4 meter.

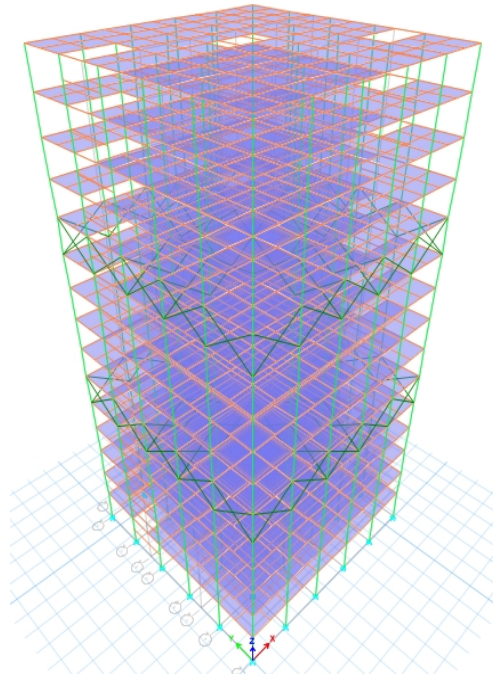
Pada tengah bangunan terdapat *void* yang merupakan akses lift dan juga terdapat dua buah akses tangga. Akses lift tersebut memiliki dimensi panjang 5 meter (arah x) dan lebar 2,5 meter (arah y). Untuk akses tangga memiliki dimensi panjang 5 meter (arah x) dan lebar 3 meter (arah y). Gambar 3.5 – 3.7 merupakan denah dan tampak dari struktur bangunan pada Model 2.



Gambar 3.5: Denah struktur Model 2.



Gambar 3.6: Denah struktur Model 2 pada tampak samping.



Gambar 3.7: Tampak perspektif struktur Model 2.

3.2.3.2. Dimensi Kolom-Balok dan Bresing

Kolom dan balok untuk Model 2 ini sebenarnya sama dengan Model 1, hanya ditambah pemasangan *outrigger* dan *belt-truss*. Kolom dan balok struktural di setiap lantai memiliki ukuran yang sama dan juga bresing yang digunakan sebagai *outrigger* dan *belt-truss* juga memiliki ukuran yang sama. Terdapat beberapa jenis dan ukuran dari profil kolom dan balok yang digunakan pada perencanaan struktur untuk Model 2. Ukuran kolom dan balok serta bresing dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Dimensi kolom-balok dan Bresing.

Konfigurasi struktural	Dimensi profil	Mutu Material	Keterangan
Kolom Luar	498.432.45.70	BJ 50	Kolom terluar untuk semua lantai
Kolom Dalam	458.417.30.50	BJ 50	Kolom dalam untuk semua lantai
Balok Luar	450.300.12.22	BJ 37	Balok terluar untuk semua lantai
Balok 1 Dalam	400.250.9.19	BJ 37	Balok dalam untuk lantai 1 - 6
Balok 2 Dalam	340.250.9.14	BJ 37	Balok dalam untuk lantai 7 - 15
Balok anak	250.250.9.14	BJ 41	Arah X dan Y untuk semua lantai
Balok Lintel	400.300.12.22	BJ 37	Semua untuk semua lantai
<i>Bressing</i>	200.200.8.12	BJ 37	<i>Outrigger</i> dan <i>Belt-truss</i>

Letak dan posisi dari masing-masing ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Gambar 3.5.

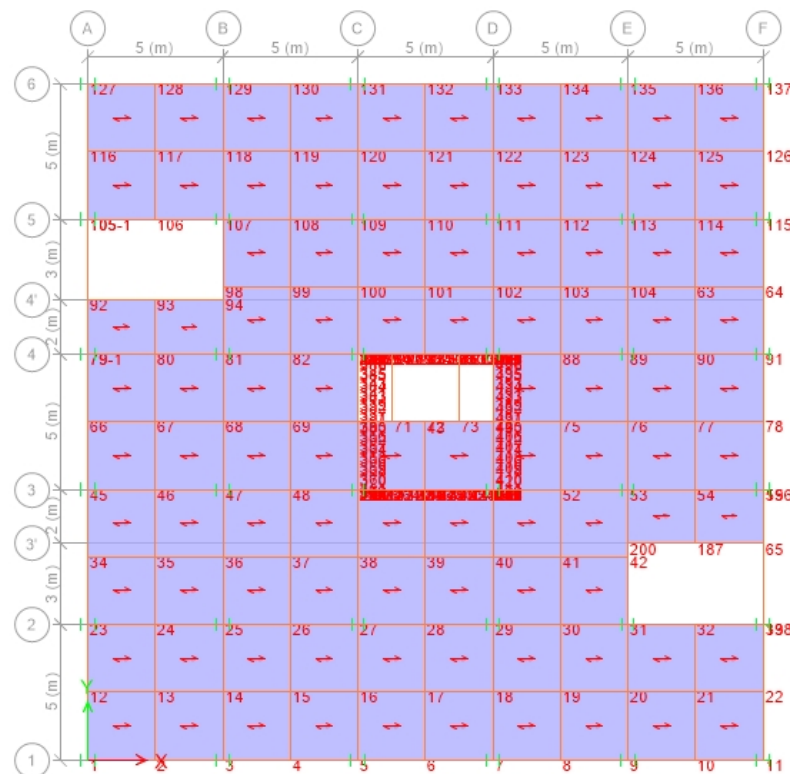
3.2.3.3.Rencana Pelat Lantai

Pelat lantai yang digunakan dalam pemodelan struktur menggunakan pelat rusuk (*deck*). Perencanaan pelat pada model ini sama seperti pada model sebelumnya, sehingga data teknis pelat sama seperti pada model sebelumnya. Untuk perhitungan tebal pelat dapat dilihat pada Lampiran A1.

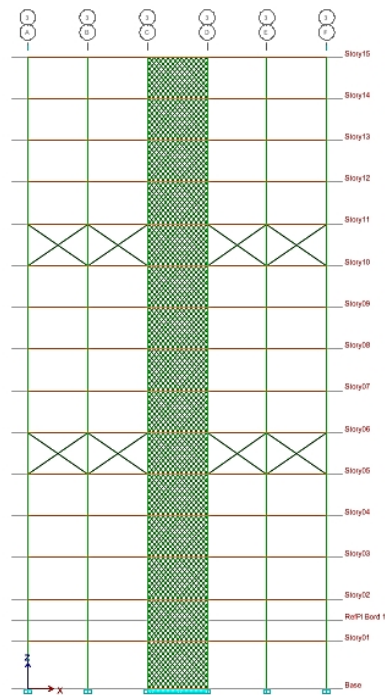
3.2.4. Data Perencanaan Model 3

3.2.4.1.Konfigurasi Bangunan

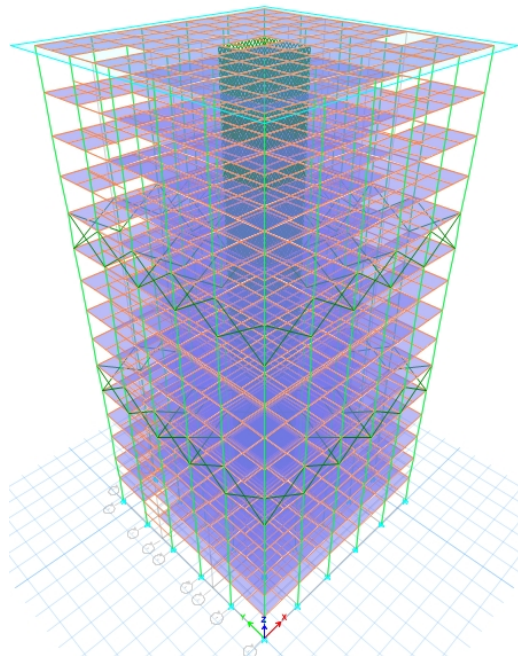
Konfigurasi bangunan pada Model 3 yaitu struktur dengan sistem *outrigger* dan *belt-truss* serta DGPK, konfigurasi bentuk struktur sama dengan model sebelumnya. Gambar 3.8 – 3.10 merupakan denah dan tampak dari struktur bangunan pada Model 3.



Gambar 3.8: Denah struktur Model 3.



Gambar 3.9: Denah struktur Model 3 pada tampak samping.



Gambar 3.10: Tampak perspektif struktur Model 3.

3.2.4.2. Dimensi Kolom-Balok dan Bresing

Kolom dan balok untuk Model 3 ini sebenarnya sama dengan Model 2, hanya ditambah DGPK. Kolom dan balok struktural di setiap lantai memiliki ukuran

yang sama dan juga bresing yang digunakan sebagai *outrigger* dan *belt-truss* juga memiliki ukuran yang sama. Terdapat beberapa jenis dan ukuran dari profil kolom dan balok yang digunakan pada perencanaan struktur untuk Model 3. Ukuran kolom dan balok serta bresing dapat dilihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Dimensi kolom-balok dan Bresing.

Konfigurasi struktural	Dimensi profil	Mutu Material	Keterangan
Kolom Luar	498.432.45.70	BJ 50	Kolom terluar untuk semua lantai
Kolom Dalam	458.417.30.50	BJ 50	Kolom dalam untuk semua lantai
Balok Luar	450.300.12.22	BJ 37	Balok terluar untuk semua lantai
Balok 1 Dalam	400.250.9.19	BJ 37	Balok dalam untuk lantai 1 - 6
Balok 2 Dalam	340.250.9.14	BJ 37	Balok dalam untuk lantai 7 - 15
Balok anak	250.250.9.14	BJ 41	Arah X dan Y untuk semua lantai
Balok Lintel	400.300.12.22	BJ 37	Semua untuk semua lantai
<i>Bresing</i>	200.200.8.12	BJ 37	<i>Outrigger</i> dan <i>Belt-truss</i>

Letak dan posisi dari masing-masing ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Gambar 3.8.

3.2.4.3. Rencana Pelat Lantai

Pelat lantai yang digunakan dalam pemodelan struktur menggunakan pelat rusuk (*deck*). Perencanaan pelat pada model ini sama seperti pada model sebelumnya, sehingga data teknis pelat sama seperti pada model sebelumnya. Untuk perhitungan tebal pelat dapat dilihat pada Lampiran A1.

3.2.4.4. Tebal Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK)

Perencanaan Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK) yang digunakan sebagai *core wall* pada model ini menggunakan metode *strip model*. Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK) yang direncanakan memiliki dimensi kotor lebar 5 meter dan tinggi 3,5 meter di setiap sisi. Akan tetapi ukuran pada lantai bawah memiliki tinggi 4 meter. Jumlah strip yang direncanakan berdasarkan ketentuan, yaitu lebih dari 10 strip dimana jarak antar strip adalah 300 mm. Untuk menghitung ketebalan minimum dari DGPK digunakan Pers. 2.8 yang ditransformasi dengan

menentukan sudut pelelehan dari material dinding sehingga didapat ketebalan minimum dari DGPK. Tebal rencana yang digunakan diambil lebih dari ketebalan minimum, yaitu 6 mm. Perhitungan tebal dari DGPK dapat dilihat pada Lampiran A2.

3.3. Pembebanan Struktur

Perencanaan pembebanan pada struktur dihitung berdasarkan pada Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPPURG 1987) dan SNI 1727:2013.

3.3.1. Pembebanan Pada Model

3.3.1.1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang bersifat tetap berupa kolom, balok, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan finishing, mesin-mesin serta peralatan-peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut. Berat material konstruksi yang digunakan dalam perencanaan dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Baja	7850 kg/m ³
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Adukan/cm dari semen	21 kg/m ²
Pasangan batako	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²
Waterproof	4 kg/m ²
<i>Mechanical dan Engineering</i>	40 kg/m ²

Beban mati pada perencanaan ini terdiri dari berat sendiri struktur dan beban mati tambahan yang dijelaskan pada item-item berikut ini:

a. Berat Sendiri

Berat sendiri merupakan berat dari komponen struktur secara keseluruhan tidak termasuk segala unsur tambahan yang tidak memikul beban. Perhitungan berat sendiri telah dihitung secara otomatis oleh program analisis struktur.

b. Beban Tambahan Pelat Lantai

Pada pelat lantai terdapat beban mati tambahan yang merupakan *finishing* dari pelat lantai. Beban ini berupa keramik lantai, adukan semen dari spesi antara pelat dengan keramik, plafon beserta penggantungnya dan *mechanical engineering* dan lain-lain. Untuk perhitungan beban tambahan pelat lantai dapat dilihat pada Lampiran A3.1.

c. Beban Dinding

Pada perencanaan, dinding bukanlah komponen dari struktur (kecuali dinding struktural) karena dia tidak memikul beban, sehingga dinding dibuat sebagai beban tambahan. Beban dinding dijadikan sebagai beban garis yang ditumpu pada balok-balok yang berhubungan pada masing-masing lantai. Pada perencanaan ini beban dinding hanya diletakkan pada balok-balok terluar saja, karena dinding bagian dalam menggunakan partisi. Nilai beban dinding pada lantai satu sebesar 11,25 kN/m, pada lantai dua sampai dengan sembilan sebesar 10,5 kN/m dan pada lantai sepuluh sebesar 5,25 kN/m. Untuk perhitungan beban dinding dapat dilihat pada Lampiran A3.2.

d. Beban Tangga

Pada perencanaan ini tangga bukan merupakan bagian dari struktur sehingga tidak dimodelkan pada program analisis struktur. Berat keseluruhan dari tangga akan dijadikan beban yang akan dipikul oleh struktur. Untuk pembebanan tangga sendiri dilakukan analisis struktur dengan bantuan program analisis struktur dan hasil reaksi perletakan dari analisis struktur tersebut akan dijadikan beban terpusat yang diletakkan di balok lintel dan balok induk. Nilai beban tangga akibat reaksi perletakan dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Beban tangga akibat reaksi perletakkan.

Beban Mati		
1. Untuk Lt 1 ke Lt 15	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	0,21	kN
Reaksi di balok induk	43,18	kN
2. Untuk Base ke Lt 1	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	0,57	kN
Reaksi di balok induk	44,72	kN
Beban Hidup		
1. Untuk Lt 1 ke Lt 15	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	2,44	kN
Reaksi di balok induk	38,23	kN
2. Untuk Base ke Lt 1	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	1,72	kN
Reaksi di balok induk	39,8	kN

Untuk perhitungan berat tangga yang digunakan sebagai input beban pada program analisis struktur dapat dilihat pada Lampiran A3.3.

e. Beban Lift

Pada perencanaan ini beban lift diperhitungkan sebagai beban mati yang dibuat menjadi beban terpusat yang dipikul oleh balok penumpu. Lift yang akan digunakan menjadi beban diambil dari perusahaan CV. Pribumi Jaya Abadi dimana data teknisnya adalah sebagai berikut:

- 1) Kapasitas penumpang adalah 17 orang dengan beban maks 1150 kg.
- 2) Buka lift berdimensi 1000 x 2100 mm.
- 3) Ukuran kereta angkut memiliki lebar 1800 mm dan panjang 1500 mm.
- 4) Tipikal lift merupakan dua kereta angkut.
- 5) Dimensi jalur kereta memiliki lebar 4800 mm dan panjang 2200 mm.
- 6) Lift memiliki kecepatan 1 m/det.

Untuk perhitungan beban lift dapat dilihat pada Lampiran A3.4.

3.3.1.2.Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban mati. Beban hidup yang bekerja pada struktur yaitu beban hidup dengan fungsi gedung perkantoran. Perencanaan beban hidup mengacu pada SNI 1727:2013 yang dapat dilihat pada Tabel 2.16.

3.3.1.3.Beban *Notional*

Berdasarkan SNI 1729:2015 bahwa untuk struktur baja yang menahan gravitasi terutama melalui kolom, dinding atau portal vertikal nominal, diijinkan menggunakan beban *notional* untuk mewakili efek ketidaksempurnaan awal. Beban *notional* harus ditambahkan bersama-sama beban lateral lain, juga pada semua kombinasi, kecuali kasus tertentu yang memenuhi kriteria pada *section* 2.2b(4) (AISC 2010). Besarnya beban *notional* (AISC 2010) dapat dilihat pada Tabel 3.6 – 3.8.

Tabel 3.6: Beban *notional* terhadap sumbu X dan Y pada Model 1.

Lantai	Tingkat (h_i)	Berat (Y_i)		N_i	
	m	X (KN)	Y (KN)	X (KN)	Y (KN)
Lt 15	53	3225,850	3225,850	6,452	6,452
Lt 14	49,5	4198,603	4198,603	8,397	8,397
Lt 13	46	4198,603	4198,603	8,397	8,397
Lt 12	42,5	4198,603	4198,603	8,397	8,397
Lt 11	39	4198,603	4198,603	8,397	8,397
Lt 10	35,5	4198,603	4198,603	8,397	8,397
Lt 9	32	4099,076	4099,076	8,198	8,198
Lt 8	28,5	4099,076	4099,076	8,198	8,198
Lt 7	25	4099,076	4099,076	8,198	8,198
Lt 6	21,5	4099,076	4099,076	8,198	8,198
Lt 5	18	4099,076	4099,076	8,198	8,198
Lt 4	14,5	4099,076	4099,076	8,198	8,198
Lt 3	11	4107,404	4107,404	8,215	8,215
Lt 2	7,5	4107,404	4107,404	8,215	8,215
Lt 1	4	4245,452	4245,452	8,491	8,491

Tabel 3.7: Beban *notional* terhadap sumbu X dan Y pada Model 2.

Lantai	Tingkat (h_i)	Berat (Y_i)		Ni	
	m	X (KN)	Y (KN)	X (KN)	Y (KN)
Lt 15	53	3225,850	3225,850	6,452	6,452
Lt 14	49,5	4198,603	4198,603	8,397	8,397
Lt 13	46	4198,603	4198,603	8,397	8,397
Lt 12	42,5	4198,603	4198,603	8,397	8,397
Lt 11	39	4308,593	4308,593	8,617	8,617
Lt 10	35,5	4308,593	4308,593	8,617	8,617
Lt 9	32	4099,076	4099,076	8,198	8,198
Lt 8	28,5	4099,076	4099,076	8,198	8,198
Lt 7	25	4099,076	4099,076	8,198	8,198
Lt 6	21,5	4209,066	4209,066	8,418	8,418
Lt 5	18	4209,066	4209,066	8,418	8,418
Lt 4	14,5	4099,076	4099,076	8,198	8,198
Lt 3	11	4107,404	4107,404	8,215	8,215
Lt 2	7,5	4107,404	4107,404	8,215	8,215
Lt 1	4	4245,452	4245,452	8,491	8,491

Tabel 3.8: Beban *notional* terhadap sumbu X dan Y pada Model 3.

Lantai	Tingkat (h_i)	Berat (Y_i)		Ni	
	m	X (KN)	Y (KN)	X (KN)	Y (KN)
Lt 15	53	3235,866	3235,866	6,472	6,472
Lt 14	49,5	4219,656	4219,656	8,439	8,439
Lt 13	46	4219,656	4219,656	8,439	8,439
Lt 12	42,5	4219,656	4219,656	8,439	8,439
Lt 11	39	4329,646	4329,646	8,659	8,659
Lt 10	35,5	4329,646	4329,646	8,659	8,659
Lt 9	32	4120,129	4120,129	8,240	8,240
Lt 8	28,5	4120,129	4120,129	8,240	8,240
Lt 7	25	4120,129	4120,129	8,240	8,240
Lt 6	21,5	4230,119	4230,119	8,460	8,460
Lt 5	18	4230,119	4230,119	8,460	8,460
Lt 4	14,5	4120,129	4120,129	8,240	8,240
Lt 3	11	4128,457	4128,457	8,257	8,257
Lt 2	7,5	4128,457	4128,457	8,257	8,257
Lt 1	4	4269,415	4269,415	8,539	8,539

3.3.1.4. Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang timbul akibat pergerakan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Pembebanan struktur beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis beban gempa terdapat 3 analisis, yaitu analisis Gaya Lateral Ekuivalen, analisis Respons Spektrum Ragam dan prosedur Riwayat Respons Seismik. Perencanaan beban gempa pada tugas akhir ini menggunakan analisis Respons Spektrum Ragam dan diperiksa dengan analisis Gaya Lateral Ekuivalen. Adapun untuk menentukan beban gempa dapat dilihat pada subbab 2.7.

3.3.1.5. Beban Angin

Beban angin adalah suatu faktor yang mempengaruhi besarnya tekanan dan isapan saat angin bergerak karena adanya kecepatan angin. Besarnya beban angin yang bekerja pada struktur bangunan tergantung dari kecepatan angin, rapat massa udara, letak geografis, bentuk dan ketinggian bangunan, serta kekakuan struktur. Berdasarkan SNI 1727:2013 prosedur penentuan beban angin dapat dilihat pada subbab 2.9. Untuk perhitungan beban angin dapat dilihat pada Lampiran A4.3.

3.4. Respons Spektrum Desain Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, respons spektrum desain gempa harus dibuat terlebih dahulu. Dengan data percepatan batuan dasar $S_s = 0,526$, $S_1 = 0,332$ dan $PGA = 0,231$ pada kondisi tanah lunak yang berada di kota Medan, respons spektrum desain gempa rencana dianalisis berdasarkan tahap-tahap yang terdapat pada subbab 2.7, maka akan didapatkan nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respons spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- a. Nilai $F_a = 1$ (Tabel 2.11)
- b. Nilai $F_v = 1,5$ (Tabel 2.12)
- c. $S_{MS} = 0,725$
- d. $S_{M1} = 0,577$
- e. $S_{DS} = 0,483$
- f. $S_{D1} = 0,385$
- g. $T_0 = 0,159$

h. $T_1 = 0,796$

i. Nilai S_a

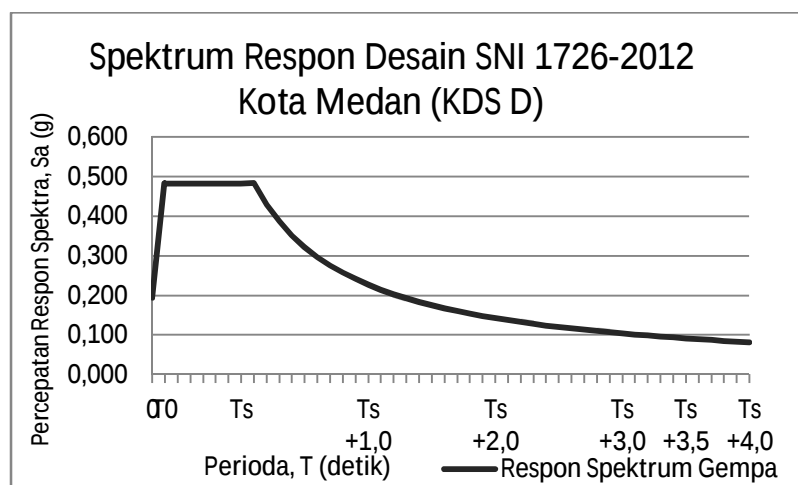
Respons spektrum percepatan dapat dilihat pada Tabel 3.9 dan respons spektrum ditampilkan ke dalam grafik seperti pada Gambar 3.5.

Tabel 3.9: Respons spektrum desain gempa Medan dengan kondisi tanah sedang berdasarkan SNI 1726:2012.

T (DETIK)	T (DETIK)	S_a (g)
0	0,000	0,193
T0	0,159	0,483
	0,2	0,483
	0,3	0,483
	0,4	0,483
	0,5	0,483
	0,6	0,483
Ts	0,796	0,483
Ts +0,1	0,796	0,484
Ts +0,2	0,896	0,430
Ts +0,3	0,996	0,387
Ts +0,4	1,096	0,351
Ts +0,5	1,196	0,322
Ts +0,6	1,296	0,297
Ts +0,7	1,396	0,276
Ts +0,8	1,496	0,257
Ts +0,9	1,596	0,241
Ts +1,0	1,696	0,227
Ts +1,1	1,796	0,214
Ts +1,2	1,896	0,203
Ts +1,3	1,996	0,193
Ts +1,4	2,096	0,184
Ts +1,5	2,196	0,175
Ts +1,6	2,296	0,168
Ts +1,7	2,396	0,161
Ts +1,8	2,496	0,154

Tabel 3.9: *Lanjutan.*

T (DETIK)	T (DETIK)	Sa (g)
Ts +1,9	2,596	0,148
Ts +2,0	2,696	0,143
Ts +2,1	2,796	0,138
Ts +2,2	2,896	0,133
Ts +2,3	2,996	0,129
Ts +2,4	3,096	0,124
Ts +2,5	3,196	0,120
Ts +2,6	3,296	0,117
Ts +2,7	3,396	0,113
Ts +2,8	3,496	0,110
Ts +2,9	3,596	0,107
Ts +3,0	3,696	0,104
Ts +3,1	3,796	0,101
Ts +3,2	3,896	0,099
Ts +3,3	3,996	0,096
Ts +3,4	4,096	0,094
Ts +3,5	4,196	0,092
Ts +3,6	4,296	0,090
Ts +3,7	4,396	0,088
Ts +3,8	4,496	0,086
Ts +3,9	4,596	0,084
Ts +4,0	4,696	0,082



Gambar 3.5: Grafik respons spektrum desain gempa Medan dengan kondisi tanah sedang berdasar SNI 1726:2012.

3.5. Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726:2012, untuk perencanaan desain gempa terdapat batasan periode alami fundamental pada struktur yang direncanakan. Batasan ini merupakan periode fundamental pendekatan T_a . Batasan periode alami fundamental dihitung berdasarkan Tabel 2.13 dan 2.14 dengan Pers. 2.29 dan 2.30. Tabel 3.10 merupakan batasan periode alami fundamental pada struktur yang direncanakan.

Tabel 3.10: Batasan periode alami fundamental.

Tipe Struktur	$T_{a\ min}$ $Ct.Hn$	$T_{a\ maks}$ $Cu.Ta$
SRPMK	1,259	1,762
<i>Dual System</i>	0,71	0,994

3.6. Kombinasi Beban

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 $S_{DS} = 0,483$. Maka kombinasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 3.11.

Tabel 3.11: 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	1,33	DL	1	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 4	1,07	DL	1	LL	-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 5	1,13	DL	1	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 6	1,27	DL	1	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 7	1,33	DL	1	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 8	1,07	DL	1	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 9	1,27	DL	1	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 10	1,13	DL	1	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 11	1,03	DL	0	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 12	0,77	DL	0	LL	-0,39	EX	-1,3	EY

Tabel 3.11: *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 13	0,83	DL	0	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 14	0,97	DL	0	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 15	1,03	DL	0	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 16	0,77	DL	0	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 17	0,97	DL	0	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 18	0,83	DL	0	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 19	1,33	DL	1	LL	0,39	EXY	1,3	EYX
Kombinasi 20	1,07	DL	1	LL	-0,39	EXY	-1,3	EYX
Kombinasi 21	1,13	DL	1	LL	0,39	EXY	-1,3	EYX
Kombinasi 22	1,27	DL	1	LL	-0,39	EXY	1,3	EYX
Kombinasi 23	1,33	DL	1	LL	1,3	EXY	0,39	EYX
Kombinasi 24	1,07	DL	1	LL	-1,3	EXY	-0,39	EYX
Kombinasi 25	1,27	DL	1	LL	1,3	EXY	-0,39	EYX
Kombinasi 26	1,13	DL	1	LL	-1,3	EXY	0,39	EYX
Kombinasi 27	1,03	DL	0	LL	0,39	EXY	1,3	EYX
Kombinasi 28	0,77	DL	0	LL	-0,39	EXY	-1,3	EYX
Kombinasi 29	0,83	DL	0	LL	0,39	EXY	-1,3	EYX
Kombinasi 30	0,97	DL	0	LL	-0,39	EXY	1,3	EYX
Kombinasi 31	1,03	DL	0	LL	1,3	EXY	0,39	EYX
Kombinasi 32	0,77	DL	0	LL	-1,3	EXY	-0,39	EYX
Kombinasi 33	0,97	DL	0	LL	1,3	EXY	-0,39	EYX
Kombinasi 34	0,83	DL	0	LL	-1,3	EXY	0,39	EYX
Kombinasi 35	1,20	DL	1	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 36	1,20	DL	1	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 37	1,20	DL	1	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 38	1,20	DL	1	LL	-1	NX	-1	NY
Kombinasi 39	0,90	DL	0	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 40	0,90	DL	0	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 41	0,90	DL	0	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 42	0,90	DL	0	LL	-1	NX	-1	NY
Kombinasi 43	1,20	DL	1	LL	1	WX	1	WY
Kombinasi 44	1,20	DL	1	LL	1	WX	-1	WY
Kombinasi 45	1,20	DL	1	LL	-1	WX	1	WY
Kombinasi 46	1,20	DL	1	LL	-1	WX	-1	WY
Kombinasi 47	0,90	DL	0	LL	1	WX	1	WY
Kombinasi 48	0,90	DL	0	LL	1	WX	-1	WY
Kombinasi 49	0,90	DL	0	LL	-1	WX	1	WY
Kombinasi 50	0,90	DL	0	LL	-1	WX	-1	WY

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas hasil dari studi perencanaan yang telah dijelaskan pada bab tiga. Dari analisis yang dilakukan terhadap beberapa model struktur gedung yang telah direncanakan, didapatkan nilai-nilai yang nantinya akan dicek berdasarkan ketentuan-ketentuan yang telah disyaratkan oleh SNI 1726:2012 dan SNI 7860:2015. Pada bab ini juga akan membahas perbandingan hasil dari model struktur gedung baja dengan sistem penahan gaya gempa SRPMK, sistem ganda (*outrigger* dan *belt-truss*) dan DGPK terhadap beban angin dan gempa.

4.2. Hasil Analisis Respons Spektrum

4.2.1. Hasil Analisis Struktur Model 1

Berdasarkan SNI 1726:2012, analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Model 1 merupakan struktur gedung baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) terhadap beban angin dan gempa. Pada Model 1, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode* 5, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Data perioda *output* program analisis struktur Model 1.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	Sec			
1	1,957	0,000	0,817	0,00000
2	1,825	0,799	0,817	0,00001

Tabel 4.1: *Lanjutan.*

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
3	1,496	0,799	0,817	0,81180
4	0,644	0,799	0,915	0,81180
5	0,588	0,898	0,915	0,81180
6	0,489	0,898	0,915	0,90650
7	0,375	0,898	0,949	0,90650
8	0,331	0,936	0,949	0,90650
9	0,283	0,936	0,949	0,94220
10	0,26	0,936	0,967	0,94220
11	0,221	0,956	0,967	0,94220
12	0,195	0,956	0,978	0,94220

Dapat dilihat pada Tabel 4.2 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.2: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1.

<i>Mode</i>	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	6,75%	OK	TIDAK OK
T2-T3	18,03%	TIDAK OK	OK
T3-T4	56,95%	TIDAK OK	OK
T4-T5	8,70%	OK	TIDAK OK
T5-T6	16,84%	TIDAK OK	OK
T6-T7	23,31%	TIDAK OK	OK
T7-T8	11,73%	OK	TIDAK OK
T8-T9	14,50%	OK	TIDAK OK
T9-T10	8,13%	OK	TIDAK OK
T10-T11	15,00%	TIDAK OK	TIDAK OK
T11-T12	11,76%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada Tabel 4.2, analisis respons spektrum untuk model ini menggunakan Metode Kuadrat akar dari jumlah kuadrat (*Squares Root of Sum Squares/SRSS*). Hal ini dikarenakan selisih dari nilai

periode yang didapat memiliki persentase di atas 15% yang mana merupakan ketentuan untuk dapat menggunakan Metode Kuadrat akar dari jumlah kuadrat (*Squares Root of Sum Squares/SRSS*).

4.2.1.1. Berat lantai

Berat lantai didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program analisis struktur. Peneliti tidak melakukan perhitungan manual dikarenakan program analisis struktur melakukan perhitungan untuk menghitung berat lantai secara otomatis. Tabel 4.3 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamik respons spektrum dengan menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.3: Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 1.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	Kg	Kg	m	m	M	m
Story01	424545,16	424545,16	12,50	12,48	12,50	12,50
Story02	410740,35	410740,35	12,31	12,44	12,50	12,50
Story03	410740,35	410740,35	12,31	12,44	12,50	12,50
Story04	409907,60	409907,60	12,33	12,43	12,50	12,50
Story05	409907,60	409907,60	12,33	12,43	12,50	12,50
Story06	409907,60	409907,60	12,33	12,43	12,50	12,50
Story07	409907,60	409907,60	12,33	12,43	12,50	12,50
Story08	409907,60	409907,60	12,33	12,43	12,50	12,50
Story09	409907,60	409907,60	12,33	12,43	12,50	12,50
Story10	419860,29	419860,29	12,50	12,48	12,50	12,50
Story11	419860,29	419860,29	12,50	12,48	12,50	12,50
Story12	419860,29	419860,29	12,50	12,48	12,50	12,50
Story13	419860,29	419860,29	12,50	12,48	12,51	12,50
Story14	419860,29	419860,29	12,50	12,48	12,51	12,50
Story15	322584,98	322584,98	12,50	12,48	12,51	12,50
Jumlah	6127357,89	6127357,89				

Dari hasil di atas didapat berat massa pada bangunan, dimana nilai koordinat dari pusat massa sumbu x rata-ratanya mendekati 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan. Sedangkan nilai koordinat dari pusat

massa sumbu y tidak berada tepat ditengah-tengah dari panjang bangunan. Hal ini dikarenakan luasan yang mendistribusikan berat lantai untuk sumbu y tidak simetris dikarenakan lubang. Untuk nilai pusat kekakuan adalah 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan. Hal ini dikarenakan profil dari kolom dan balok memiliki ukuran yang sama serta simetris untuk arah x dan arah y.

Dari Tabel 4.3 dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan pada Model 1 memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi sesuai dengan SNI 1726:2012.

4.2.1.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub subbab 2.7.8, apabila kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen (V_1), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} > 1$$

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen dan responsspektrum tertera pada Tabel 4.4 dan 4.5.

Tabel 4.4: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 1.

Arah Gempa	V_1 (KN)
Gempa X	1615,776
Gempa Y	1506,792

Untuk perhitungan V_1 tertera pada Lampiran B1.

Tabel 4.5: Nilai gaya geser dasar nominal analisisrespons spektrumModel 1outputprogram analisis struktur.

<i>Base Reactions</i>				
<i>Output Case</i>	<i>Case Type</i>	<i>Step Type</i>	<i>Global F_X</i>	<i>Global F_Y</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	1341,2693	385,3241
<i>Base Reactions</i>				
<i>Output Case</i>	<i>Case Type</i>	<i>Step Type</i>	<i>Global F_X</i>	<i>Global F_Y</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	402,4143	1284,2984

Periksa:

a. Arah X

$V_t < 0,85 V_1$, gunakan faktor skala.

$1341,2693 \text{ KN} < 0,85 \cdot 1615,776 \text{ KN}$

$1341,2693 \text{ KN} < 1373,4095 \text{ KN}$ (gunakan faktor skala)

b. Arah Y

$V_t < 0,85 V_1$, gunakan faktor skala.

$1284,2984 \text{ KN} > 0,85 \cdot 1506,792 \text{ KN}$

$1284,2984 \text{ KN} > 1280,7728 \text{ KN}$ (tidak gunakan faktor skala)

Dari perhitungan di atas diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen(V_1) untuk arah x, sehingagaya gempa rencana yang diinput pada program analisis struktur harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi 1,00 sesuai arahnya. Berikut ini merupakan nilai faktor skala yang akan dikalikan dengan gaya gempa rencana.

Faktor skala : $0,85 \frac{V_1}{V_t} > 1$

Gempa X : $0,85 \frac{1615,776}{1341,2693} > 1$
 $1,024 > 1$

Gempa Y : $0,85 \frac{1506,792}{1284,2984} > 1$

$$0,997 < 1$$

4.2.1.3. Penentuan Faktor Redundansi

Berdasarkan sub subbab 2.8.3 bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.8.3 dipenuhi, dimana redundansi diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.6 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.6: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Model 1.

Lantai	V _x	V _y	35% V _x <i>Base shear</i>	35% V _x <i>Base shear</i>	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
15	209,541	199,964	565,522	527,377	Tidak Oke	Tidak Oke
14	452,988	431,239	565,522	527,377	Tidak Oke	Tidak Oke
13	668,493	634,980	565,522	527,377	Oke	Oke
12	857,430	812,674	565,522	527,377	Oke	Oke
11	1021,213	965,838	565,522	527,377	Oke	Oke
10	1161,293	1096,027	565,522	527,377	Oke	Oke
9	1276,377	1202,254	565,522	527,377	Oke	Oke
8	1371,302	1289,207	565,522	527,377	Oke	Oke
7	1447,647	1358,537	565,522	527,377	Oke	Oke
6	1507,060	1411,957	565,522	527,377	Oke	Oke
5	1551,277	1451,250	565,522	527,377	Oke	Oke
4	1582,143	1478,291	565,522	527,377	Oke	Oke
3	1601,682	1495,098	565,522	527,377	Oke	Oke
2	1612,019	1503,768	565,522	527,377	Oke	Oke
1	1615,776	1506,792	565,522	527,377	Oke	Oke

Dari Tabel 4.6 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 14 dan 15 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1,3.

4.2.1.4. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai terhadap gempa untuk Model 1.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
<i>Story15</i>	53	<i>Top</i>	157,235	148,726
		<i>Bottom</i>	157,235	148,726
<i>Story14</i>	49,5	<i>Top</i>	336,879	320,090
		<i>Bottom</i>	336,879	320,090
<i>Story13</i>	46	<i>Top</i>	487,991	464,203
		<i>Bottom</i>	487,991	464,203
<i>Story12</i>	42,5	<i>Top</i>	614,684	585,847
		<i>Bottom</i>	614,684	585,847
<i>Story11</i>	39	<i>Top</i>	723,999	689,983
		<i>Bottom</i>	723,999	689,983
<i>Story10</i>	35,5	<i>Top</i>	819,962	779,037
		<i>Bottom</i>	819,962	779,037
<i>Story09</i>	32	<i>Top</i>	904,463	856,948
		<i>Bottom</i>	904,463	856,948
<i>Story08</i>	28,5	<i>Top</i>	980,717	927,847
		<i>Bottom</i>	980,717	927,847
<i>Story07</i>	25	<i>Top</i>	1052,405	993,884
		<i>Bottom</i>	1052,405	993,884
<i>Story06</i>	21,5	<i>Top</i>	1120,545	1056,955
		<i>Bottom</i>	1120,545	1056,955

Tabel 4.7: *Lanjutan*

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
<i>Story05</i>	18	<i>Top</i>	1183,880	1117,932
		<i>Bottom</i>	1183,880	1117,932
<i>Story04</i>	14,5	<i>Top</i>	1241,209	1174,853
		<i>Bottom</i>	1241,209	1174,853
<i>Story03</i>	11	<i>Top</i>	1290,305	1224,850
		<i>Bottom</i>	1290,305	1224,850
<i>Story02</i>	7,5	<i>Top</i>	1325,492	1263,742
		<i>Bottom</i>	1325,492	1263,742
<i>Story01</i>	4	<i>Top</i>	1341,269	1284,298
		<i>Bottom</i>	1341,269	1284,298
<i>Base</i>	0	<i>Top</i>	0,000	0,000
		<i>Bottom</i>	0,000	0,000

4.2.1.5. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai merupakan selisih dari nilai defleksi gedung antara lantai *i* dengan lantai di bawahnya. Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Tabel 4.8 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 1.

Tabel 4.8: Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 1.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
15	3500	28,40	30,345	156,19	166,90	2,76	2,42	70,00	OKE	OKE
14	3500	27,90	29,905	153,44	164,48	4,08	4,02	70,00	OKE	OKE
13	3500	27,16	29,174	149,36	160,46	5,60	5,69	70,00	OKE	OKE

12	3500	26,14	28,14	143,75	154,77	7,10	7,24	70,00	OKE	OKE
----	------	-------	-------	--------	--------	------	------	-------	-----	-----

Tabel 4.8: *Lanjutan.*

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
11	3500	24,85	26,823	136,66	147,53	8,50	8,68	70,00	OKE	OKE
10	3500	23,30	25,245	128,16	138,85	9,81	9,99	70,00	OKE	OKE
9	3500	21,52	23,429	118,34	128,86	11,02	11,20	70,00	OKE	OKE
8	3500	19,51	21,393	107,33	117,66	12,14	12,33	70,00	OKE	OKE
7	3500	17,31	19,152	95,19	105,34	13,17	13,39	70,00	OKE	OKE
6	3500	14,91	16,718	82,02	91,95	14,10	14,38	70,00	OKE	OKE
5	3500	12,35	14,104	67,93	77,57	14,86	15,28	70,00	OKE	OKE
4	3500	9,65	11,325	53,07	62,29	15,35	16,06	70,00	OKE	OKE
3	3500	6,86	8,405	37,72	46,23	15,25	16,61	70,00	OKE	OKE
2	3500	4,09	5,385	22,47	29,62	13,72	16,46	70,00	OKE	OKE
1	4000	1,59	2,392	8,75	13,16	8,75	13,16	80,00	OKE	OKE

4.2.1.6. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.9 dan 4.10.

Tabel 4.9: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 1.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	<i>Stability Ratio</i> (θ_x)	Cek
15	53	0,0028	157,2347	3225,850	3225,850	0,00019	OK
14	49,5	0,0041	336,8787	4198,603	7424,453	0,00033	OK
13	46	0,0056	487,9906	4198,603	11623,056	0,00053	OK
12	42,5	0,0071	614,684	4198,603	15821,659	0,00078	OK

11	39	0,0085	723,999	4198,603	20020,261	0,00110	OK
10	35,5	0,0098	819,9623	4198,603	24218,864	0,00148	OK

Tabel 4.9: *Lanjutan.*

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
9	32	0,0110	904,4626	4099,076	28317,940	0,00196	OK
8	28,5	0,0121	980,7165	4099,076	32417,016	0,00256	OK
7	25	0,0132	1052,4052	4099,076	36516,092	0,00332	OK
6	21,5	0,0141	1120,5448	4099,076	40615,168	0,00432	OK
5	18	0,0149	1183,8798	4099,076	44714,244	0,00567	OK
4	14,5	0,0154	1241,2087	4099,076	48813,320	0,00757	OK
3	11	0,0152	1290,3047	4107,404	52920,724	0,01034	OK
2	7,5	0,0137	1325,4917	4107,404	57028,127	0,01431	OK
1	4	0,0088	1341,2693	4245,452	61273,579	0,01817	OK

Tabel 4.10: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 1.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_y (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
15	53	0,0024	148,7258	3225,850	3225,850	0,00018	OK
14	49,5	0,0040	320,0902	4198,603	7424,453	0,00034	OK
13	46	0,0057	464,2032	4198,603	11623,056	0,00056	OK
12	42,5	0,0072	585,8468	4198,603	15821,659	0,00084	OK
11	39	0,0087	689,9828	4198,603	20020,261	0,00117	OK
10	35,5	0,0100	779,0368	4198,603	24218,864	0,00159	OK
9	32	0,0112	856,9476	4099,076	28317,940	0,00210	OK
8	28,5	0,0123	927,8473	4099,076	32417,016	0,00275	OK
7	25	0,0134	993,8841	4099,076	36516,092	0,00358	OK
6	21,5	0,0144	1056,9552	4099,076	40615,168	0,00467	OK
5	18	0,0153	1117,9321	4099,076	44714,244	0,00618	OK
4	14,5	0,0161	1174,853	4099,076	48813,320	0,00837	OK
3	11	0,0166	1224,8504	4107,404	52920,724	0,01186	OK
2	7,5	0,0165	1263,7416	4107,404	57028,127	0,01801	OK
1	4	0,0132	1284,2984	4245,452	61273,579	0,02853	OK

Dari Tabel 4.9 dan 4.10 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 1 dapat diabaikan.

4.2.1.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012 kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung apakah memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) atau tidak. Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 1 tertera pada Tabel 4.11 dan 4.12.

Tabel 4.11: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	% Σk_{ix+1}	% Σk_{ix+3}	% Σk_{iy+1}	% Σk_{iy+3}
Lt. 15	240217,44	241157,44	-	-	-	-
Lt. 14	352834,66	327169,19	146,88%	146,88%	135,67%	135,67%
Lt. 13	388351,06	352827,32	110,07%	130,97%	107,84%	124,16%
Lt. 12	401349,83	364698,01	103,35%	122,69%	103,36%	118,77%
Lt. 11	408023,18	372019,47	101,66%	107,14%	102,01%	106,83%
Lt. 10	412471,69	376884,38	101,09%	103,31%	101,31%	103,77%
Lt. 9	415553,49	380451,68	100,75%	102,03%	100,95%	102,49%
Lt. 8	418052,54	383555,285	100,60%	101,47%	100,82%	101,89%
Lt. 7	420954,03	386370,30	100,69%	101,35%	100,73%	101,60%
Lt. 6	424889,57	389154,47	100,93%	101,60%	100,72%	101,49%
Lt. 5	430943,84	392287,19	101,42%	102,29%	100,81%	101,53%
Lt. 4	442916,13	396355,69	102,78%	104,07%	101,04%	101,82%
Lt. 3	472622,56	403926,09	106,71%	109,17%	101,91%	102,89%
Lt. 2	531269,84	422109,02	112,41%	118,37%	104,50%	106,18%
Lt. 1	843057,69	536813,63	158,69%	174,81%	127,17%	131,75%

Tabel 4.12: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	% Σk_{ix+1}	% Σk_{ix+3}	% Σk_{iy+1}	% Σk_{iy+3}
Lt. 15	240205,69	241171,42	-	-	-	-
Lt. 14	352811,21	327189,83	146,88%	146,88%	135,67%	135,67%
Lt. 13	388335,03	352855,03	110,07%	130,97%	107,84%	124,17%

Lt. 12	401336,73	364728,73	103,35%	122,69%	103,37%	118,78%
Lt. 11	408012,44	372052,88	101,66%	107,14%	102,01%	106,83%

Tabel 4.12: *Lanjutan.*

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	% Σk_{ix+1}	% Σk_{ix+3}	% Σk_{iy+1}	% Σk_{iy+3}
Lt. 10	412462,63	376936,32	101,09%	103,32%	101,31%	103,78%
Lt. 9	415545,84	380489,69	100,75%	102,03%	100,94%	102,49%
Lt. 8	418046,17	383595,34	100,60%	101,47%	100,82%	101,89%
Lt. 7	420948,77	386412,18	100,69%	101,35%	100,73%	101,60%
Lt. 6	424885,30	389197,98	100,94%	101,60%	100,72%	101,49%
Lt. 5	430940,45	392332,03	101,43%	102,29%	100,81%	101,53%
Lt. 4	442913,45	396401,51	102,78%	104,07%	101,04%	101,82%
Lt. 3	472620,42	403971,30	106,71%	109,17%	101,91%	102,88%
Lt. 2	531267,75	422153,15	112,41%	118,37%	104,50%	106,18%
Lt. 1	843055,41	536862,47	158,69%	174,81%	127,17%	131,74%

Dari Tabel 4.11 dan 4.12 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase kekakuan lateral tiap lantai yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya ataupun kurang dari 80% untuk rata-rata tiga tingkat di atasnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terhadap masing-masing arah.

4.2.1.8. Ketidakberaturan Torsi

Dari sub subbab 4.2.1.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 1 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Berdasarkan SNI 1726:2012 ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Ketidakberaturan torsi hanya berlaku untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku. Dikarenakan diafragma yang direncanakan pada pemodelan ini menggunakan diafragma kaku, maka harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 1 tertera pada Tabel 4.13 dan 4.14.

Tabel 4.13: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 1.

Lantai	Elevasi (mm)	dx_{min} (mm)	dx_{max} (mm)	Δx_{min} (mm)	Δx_{max} (mm)	Rasio
Lantai 15	53	28,279	28,519	0,500	0,503	1,0030
Lantai 14	49,5	27,779	28,016	0,739	0,744	1,0034
Lantai 13	46	27,040	27,272	1,015	1,023	1,0039
Lantai 12	42,5	26,025	26,249	1,285	1,295	1,0039
Lantai 11	39	24,740	24,954	1,540	1,553	1,0042
Lantai 10	35,5	23,200	23,401	1,776	1,791	1,0042
Lantai 9	32	21,424	21,610	1,996	2,011	1,0037
Lantai 8	28,5	19,428	19,599	2,198	2,217	1,0043
Lantai 7	25	17,230	17,382	2,384	2,404	1,0042
Lantai 6	21,5	14,846	14,978	2,551	2,572	1,0041
Lantai 5	18	12,295	12,406	2,691	2,713	1,0041
Lantai 4	14,5	9,604	9,693	2,778	2,803	1,0045
Lantai 3	11	6,826	6,890	2,760	2,785	1,0045
Lantai 2	7,5	4,066	4,105	2,483	2,506	1,0046
Lantai 1	4	1,583	1,599	1,583	1,599	1,0050

Tabel 4.14: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 1.

Lantai	Elevasi (mm)	dx_{min} (mm)	dx_{max} (mm)	Δx_{min} (mm)	Δx_{max} (mm)	Rasio
Lantai 15	53	30,345	30,345	0,440	0,440	1,0000
Lantai 14	49,5	29,905	29,905	0,731	0,731	1,0000
Lantai 13	46	29,174	29,174	1,034	1,034	1,0000
Lantai 12	42,5	28,140	28,140	1,317	1,317	1,0000
Lantai 11	39	26,823	26,823	1,578	1,578	1,0000
Lantai 10	35,5	25,245	25,245	1,815	1,815	1,0000
Lantai 9	32	23,430	23,430	2,037	2,037	1,0000
Lantai 8	28,5	21,393	21,393	2,241	2,241	1,0000
Lantai 7	25	19,152	19,152	2,434	2,434	1,0000
Lantai 6	21,5	16,718	16,718	2,614	2,614	1,0000
Lantai 5	18	14,104	14,104	2,778	2,778	1,0000
Lantai 4	14,5	11,326	11,326	2,921	2,921	1,0000
Lantai 3	11	8,405	8,405	3,020	3,020	1,0000
Lantai 2	7,5	5,385	5,385	2,993	2,993	1,0000
Lantai 1	4	2,392	2,392	2,392	2,392	1,0000

Dari Tabel 4.13 dan 4.14 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap simpangan antar lantai tingkat rata-rata yang lebih dari 1,2 sehingga struktur gedung pada Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun gempa arah y.

4.2.1.9. Ketidakberaturan Massa

Berdasarkan SNI 1726:2012, dikatakan bahwa ketidakberaturan massa didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang memiliki massa efektif lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung apakah memiliki ketidakberaturan massa atau tidak. Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 1 dapat dilihat pada Tabel 4.15.

Tabel 4.15: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 1.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	424545	424545	103,36%	103,36%	Tidak	Tidak
Lt. 2	410740	410740	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 3	410740	410740	100,20%	100,20%	Tidak	Tidak
Lt. 4	409908	409908	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 5	409908	409908	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 6	409908	409908	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 7	409908	409908	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 8	409908	409908	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 9	409908	409908	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 10	419860	419860	102,43%	102,43%	Tidak	Tidak
Lt. 11	419860	419860	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 12	419860	419860	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 13	419860	419860	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak

Lt. 14	419860	419860	130,15%	130,15%	Tidak	Tidak
Lt. 15	322585	322585	75,98%	75,98%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.15 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase massa efektif yang melebihi 150% dari tingkat di dekatnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan massa.

4.2.1.10. Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Dalam konsep kolom kuat – balok lemah, kerusakan pertama kali diharapkan terjadi pada balok terlebih dahulu agar tidak terjadi keruntuhan secara total. Berdasarkan SNI 7860:2015 struktur gedung baja harus diperiksa menurut ketentuan rasio momen yaitu hubungan antara balok dan kolom harus memiliki rasio momen yang menghasilkan jumlah kekuatan lentur kolom di atas dan di bawah *joint* dibagi jumlah kekuatan lentur balok pada *joint* yang sama harus lebih besar dari 1,0. Untuk itu perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 1.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

dimana:

$\sum M_{pc}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah *joint*

$\sum M_{pb}$ = Jumlah kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis

Nilai dari $\sum M_{pc}$ dan $\sum M_{pb}$ didapatkan dari perhitungan di bawah ini dengan menggunakan Pers. 2.8 dan 2.10 dengan data dari Tabel 4.16 dan 4.17.

Tabel 4.16: Data properti kolom dan balok.

Elemen	Ag	d	B	tw	tf	Z	Fy
	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ³)	(KN/m ²)
K (dalam)	0,05289	0,458	0,417	0,03	0,05	0,009547	290000
B (dalam)	0,01313	0,4	0,25	0,009	0,019	0,0021708	240000

Tabel 4.17: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 1.

Pu	atas	Bawah
	4629,4532	5024,1756

Vu	kanan	Kiri
	141,7434	219,1594

Data-data:

- $R_y = 1,5$ (ASTM A36/A36M, Tabel A3.1 SNI 7860:2015)
- $S_h = 0$ (Asumsilas, SNI 7972:2013 Pasal 10.8)
- $L_h = L - d_c - S_h = 5 - 0,458 - 0$
 $= 4,542 \text{ m}$ (kanan dan kiri)

dimana:

L_h = Jarak antara lokasi sendi plastis

L = Jarak antar kolom

d_c = Dua kali jarak dari pusat kolom ke sendi plastis

$$d. \quad V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad (4.1)$$

dimana:

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b \\ &= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 240000 \cdot 0,0021708 \\ &= 859,6368 \text{ KNm (kanan dan kiri)} \end{aligned} \quad (4.2)$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pb} = \sum 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b - \partial$$

dimana:

$$M_v = V_{pr} + V_u \cdot S_h + \frac{d_c}{2} \quad (4.3)$$

Tabel 4.18: Momen tambahan akibat amplifikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk Model 1.

Mv	kanan	Kiri
	119,142	136,870

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum \left(0,00955 \left(290000 - \frac{4629,4532}{0,05289} \right) \right) + \left(0,009547 \left(290000 - \frac{5024,1726}{0,05289} \right) \right) \\ &= 3794,715 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum M_{pb} &= \sum (1,1 \cdot 1,5 \cdot 240000 \cdot 0,0021708 + 119,142) + (1,1 \cdot 1,5 \cdot 240000 \\ &\quad \cdot 0,0021708 + 136,870) \\ &= 1957,558 \text{KNm}\end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas di dapat nilai dari $\sum M_{pc}$ dan $\sum M_{pb}$ yang merupakan nilai yang menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom terlemah pada struktur Model 1. Rasio momen dari $\sum M_{pc}$ terhadap $\sum M_{pb}$ yang di dapat dari perhitungan akan dijadikan acuan untuk kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 1.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

$$\frac{3794,715}{1957,558} > 1$$

$$1,94 > 1 \text{ (Oke)}$$

Nilai rasio momen yang didapat lebih besar dari 1,0 sehingga struktur gedung Model 1 sesuai dengan desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

4.2.2. Hasil Analisis Struktur Model 2

Model 2 merupakan struktur gedung baja dengan sistem *outrigger* dan *belt-truss* terhadap beban angin dan gempa. Pada Model 2, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode* 5, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19: Data perioda *output* program analisis struktur Model 2.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	Sec			
1	1,766	0,000	0,852	0,0000
2	1,574	0,842	0,852	0,0000
3	1,317	0,842	0,852	0,8151
4	0,581	0,842	0,931	0,8151
5	0,514	0,921	0,931	0,8151
6	0,431	0,921	0,931	0,9165

Tabel 4.19: *Lanjutan.*

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	Sec			
7	0,339	0,921	0,944	0,9165
8	0,299	0,932	0,944	0,9167
9	0,255	0,932	0,944	0,9565
10	0,238	0,932	0,978	0,9565
11	0,19	0,970	0,978	0,9565
12	0,172	0,970	0,978	0,9565

Dapat dilihat pada Tabel 4.20 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.20: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2.

<i>Mode</i>	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	10,87%	OK	TIDAK OK
T2-T3	16,33%	TIDAK OK	OK
T3-T4	55,88%	TIDAK OK	OK
T4-T5	11,53%	OK	TIDAK OK
T5-T6	16,15%	TIDAK OK	OK
T6-T7	21,35%	TIDAK OK	OK
T7-T8	11,80%	OK	TIDAK OK
T8-T9	14,72%	OK	TIDAK OK
T9-T10	6,67%	OK	TIDAK OK
T10-T11	20,17%	TIDAK OK	OK
T11-T12	9,47%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada Tabel 4.20, analisisrespons spektrum untuk model ini menggunakan Metode Kuadrat akar dari jumlah kuadrat (*Squares Root of Sum Squares/SRSS*).

4.2.2.1. Berat rantai

Berat rantai didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program analisis struktur. Peneliti tidak melakukan perhitungan manual dikarenakan

program analisis struktur melakukan perhitungan untuk menghitung berat lantaisecara otomatis. Tabel 4.21 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamik respons spektrum dengan menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.21: Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 2.

<i>Story</i>	<i>Mass X</i>	<i>Mass Y</i>	XCM	YCM	XCR	YCR
	Kg	Kg	m	m	M	M
<i>Story01</i>	424545,16	424545,16	12,5	12,5	12,5	12,5
<i>Story02</i>	410740,35	410740,35	12,3	12,4	12,5	12,5
<i>Story03</i>	410740,35	410740,35	12,3	12,4	12,5	12,5
<i>Story04</i>	409907,60	409907,60	12,3	12,4	12,5	12,5
<i>Story05</i>	420906,57	420906,57	12,3	12,4	12,5	12,5
<i>Story06</i>	420906,57	420906,57	12,3	12,4	12,5	12,5
<i>Story07</i>	409907,60	409907,60	12,3	12,4	12,5	12,5
<i>Story08</i>	409907,60	409907,60	12,3	12,4	12,5	12,5
<i>Story09</i>	409907,60	409907,60	12,3	12,4	12,5	12,5
<i>Story10</i>	430859,25	430859,25	12,5	12,5	12,5	12,5
<i>Story11</i>	430859,25	430859,25	12,5	12,5	12,5	12,5
<i>Story12</i>	419860,29	419860,29	12,5	12,5	12,5	12,5
<i>Story13</i>	419860,29	419860,29	12,5	12,5	12,5	12,5
<i>Story14</i>	419860,29	419860,29	12,5	12,5	12,5	12,5
<i>Story15</i>	322584,98	322584,98	12,5	12,5	12,5	12,5
Jumlah	6171353,75	6171353,75				

Dari hasil di atas didapat berat massa pada bangunan, dimana nilai koordinat dari pusat massa sumbu x rata-ratanya mendekati 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan. Sedangkan nilai koordinat dari pusat massa sumbu y tidak berada tepat ditengah-tengah dari panjang bangunan. Hal ini dikarenakan luasan yang mendistribusikan berat lantai untuk sumbu y tidak simetris dikarenakan lubang. Untuk nilai pusat kekakuan adalah 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan. Hal ini dikarenakan profil dari kolom dan balok memiliki ukuran yang sama serta simetris untuk arah x dan arah y.

4.2.2.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub subbab 2.7.8, apabila kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen(V_1), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} > 1$$

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Dengan perhitungan yang sama pada Model 1, perbandingan antara gaya geser dasar statik ekivalen dengan gaya geser dasar respons spektrum dan penggunaan faktor skala dirangkum pada Tabel 4.22. Untuk perhitungan V_1 tertera pada Lampiran B1.

Tabel 4.22: Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 2.

V_t		$0,85 V_1$		Faktor Skala	
Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X	Arah Y
1840,6474	1667,4914	1832,9783	1633,6964	0,996	0,980

Dari Tabel 4.22 diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam (V_t) lebih besar dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen(V_1) untuk arah x, sehingga gaya gempa rencana yang diinput pada program analisis struktur tidak harus menggunakan faktor skala.

4.2.2.3. Penentuan Faktor Redundansi

Untuk menentukan penggunaan faktor redundansi antara 1,0 atau 1,3 dilakukan pengecekan seperti pada model sebelumnya dengan ketentuan yang sama. Tabel

4.25 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.23: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Model 2.

Lt	V _x	V _y	35% V _x Base shear	35% V _x Base shear	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
15	253,909	226,304	754,756	672,699	Tidak Oke	Tidak Oke
14	553,809	493,598	754,756	672,699	Tidak Oke	Tidak Oke
13	824,031	734,442	754,756	672,699	Oke	Oke
12	1065,512	949,669	754,756	672,699	Oke	Oke
11	1284,830	1145,143	754,756	672,699	Oke	Oke
10	1476,718	1316,169	754,756	672,699	Oke	Oke
9	1634,240	1456,565	754,756	672,699	Oke	Oke
8	1767,855	1575,654	754,756	672,699	Oke	Oke
7	1878,772	1674,511	754,756	672,699	Oke	Oke
6	1970,693	1756,439	754,756	672,699	Oke	Oke
5	2042,104	1820,086	754,756	672,699	Oke	Oke
4	2093,251	1865,673	754,756	672,699	Oke	Oke
3	2127,863	1896,521	754,756	672,699	Oke	Oke
2	2147,948	1914,422	754,756	672,699	Oke	Oke
1	2156,445	1921,996	754,756	672,699	Oke	Oke

Dari Tabel 4.23 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 14 dan 15 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1,3.

4.2.2.4. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai terhadap gempa untuk Model 2.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
<i>Story15</i>	53	<i>Top</i>	181,112	166,075

Tabel 4.24: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
		<i>Bottom</i>	181,112	166,075
<i>Story14</i>	49,5	<i>Top</i>	394,760	364,235
		<i>Bottom</i>	394,760	364,235
<i>Story13</i>	46	<i>Top</i>	583,023	536,995
		<i>Bottom</i>	583,023	536,995
<i>Story12</i>	42,5	<i>Top</i>	749,235	685,498
		<i>Bottom</i>	749,235	685,498
<i>Story11</i>	39	<i>Top</i>	907,322	824,028
		<i>Bottom</i>	907,322	824,028
<i>Story10</i>	35,5	<i>Top</i>	1064,245	965,084
		<i>Bottom</i>	1064,245	965,084
<i>Story09</i>	32	<i>Top</i>	1199,064	1084,491
		<i>Bottom</i>	1199,064	1084,491
<i>Story08</i>	28,5	<i>Top</i>	1312,836	1182,968
		<i>Bottom</i>	1312,836	1182,968
<i>Story07</i>	25	<i>Top</i>	1413,296	1268,689
		<i>Bottom</i>	1413,296	1268,689
<i>Story06</i>	21,5	<i>Top</i>	1512,245	1353,846
		<i>Bottom</i>	1512,245	1353,846
<i>Story05</i>	18	<i>Top</i>	1616,148	1448,292
		<i>Bottom</i>	1616,148	1448,292
<i>Story04</i>	14,5	<i>Top</i>	1703,019	1528,847
		<i>Bottom</i>	1703,019	1528,847
<i>Story03</i>	11	<i>Top</i>	1769,888	1592,517
		<i>Bottom</i>	1769,888	1592,517
<i>Story02</i>	7,5	<i>Top</i>	1817,766	1641,083
		<i>Bottom</i>	1817,766	1641,083
<i>Story01</i>	4	<i>Top</i>	1840,647	1667,491
		<i>Bottom</i>	1840,647	1667,491
<i>Base</i>	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

4.2.2.5. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Tabel 4.25 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 2.

Tabel 4.25: Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 2.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e * C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	Δ_a/ρ (mm)	X	Y
15	3500	27,82	30,997	153,02	170,48	3,33	2,88	70,00	OKE	OKE
14	3500	27,22	30,473	149,69	167,60	4,74	4,77	70,00	OKE	OKE
13	3500	26,36	29,605	144,95	162,83	5,80	6,46	70,00	OKE	OKE
12	3500	25,30	28,43	139,15	156,37	5,19	6,08	70,00	OKE	OKE
11	3500	24,36	27,324	133,96	150,28	2,81	2,11	70,00	OKE	OKE
10	3500	23,85	26,94	131,16	148,17	8,87	9,91	70,00	OKE	OKE
9	3500	22,24	25,138	122,29	138,26	12,60	13,77	70,00	OKE	OKE
8	3500	19,95	22,635	109,70	124,49	13,37	14,89	70,00	OKE	OKE
7	3500	17,52	19,928	96,33	109,60	10,37	12,09	70,00	OKE	OKE
6	3500	15,63	17,729	85,96	97,51	4,02	2,88	70,00	OKE	OKE
5	3500	14,90	17,206	81,94	94,63	13,04	14,78	70,00	OKE	OKE
4	3500	12,53	14,518	68,90	79,85	18,48	20,03	70,00	OKE	OKE
3	3500	9,17	10,877	50,42	59,82	20,00	21,42	70,00	OKE	OKE
2	3500	5,53	6,983	30,42	38,41	18,51	21,33	70,00	OKE	OKE
1	4000	2,17	3,104	11,91	17,07	11,91	17,07	80,00	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Tabel 4.25 menampilkan nilai perpindahan total dari struktur gedung Model 2 serta nilai simpangan antar lantainya.

4.2.2.6. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.26 dan 4.27.

Tabel 4.26: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 2.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
15	53	0,0033	181,1118	3225,850	3225,850	0,00020	OK
14	49,5	0,0047	394,7599	4198,603	7424,453	0,00033	OK
13	46	0,0058	583,0233	4198,603	11623,056	0,00046	OK
12	42,5	0,0052	749,2347	4198,603	15821,659	0,00047	OK
11	39	0,0028	907,3224	4308,593	20130,251	0,00029	OK
10	35,5	0,0089	1064,2448	4308,593	24438,844	0,00104	OK
9	32	0,0126	1199,0635	4099,076	28537,920	0,00170	OK
8	28,5	0,0134	1312,8361	4099,076	32636,996	0,00212	OK
7	25	0,0104	1413,2963	4099,076	36736,072	0,00196	OK
6	21,5	0,0040	1512,2451	4209,066	40945,137	0,00092	OK
5	18	0,0130	1616,148	4209,066	45154,203	0,00368	OK
4	14,5	0,0185	1703,0189	4099,076	49253,279	0,00670	OK
3	11	0,0200	1769,8875	4107,404	53360,682	0,00997	OK
2	7,5	0,0185	1817,7661	4107,404	57468,086	0,01418	OK
1	4	0,0119	1840,6474	4245,452	61713,538	0,01816	OK

Tabel 4.27: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 2.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_y (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_y)	Cek
15	53	0,0029	166,0753	3225,850	3225,850	0,00019	OK
14	49,5	0,0048	364,2347	4198,603	7424,453	0,00036	OK
13	46	0,0065	536,9952	4198,603	11623,056	0,00055	OK
12	42,5	0,0061	685,4981	4198,603	15821,659	0,00060	OK
11	39	0,0021	824,0284	4308,593	20130,251	0,00024	OK
10	35,5	0,0099	965,0835	4308,593	24438,844	0,00129	OK
9	32	0,0138	1084,491	4099,076	28537,920	0,00206	OK
8	28,5	0,0149	1182,9679	4099,076	32636,996	0,00262	OK
7	25	0,0121	1268,6886	4099,076	36736,072	0,00255	OK
6	21,5	0,0029	1353,846	4209,066	40945,137	0,00074	OK
5	18	0,0148	1448,2924	4209,066	45154,203	0,00466	OK
4	14,5	0,0200	1528,8474	4099,076	49253,279	0,00809	OK

3	11	0,0214	1592,5171	4107,404	53360,682	0,01186	OK
2	7,5	0,0213	1641,0827	4107,404	57468,086	0,01811	OK

Tabel 4.27: *Lanjutan.*

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_y (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
1	4	0,0171	1667,4914	4245,452	61713,538	0,02872	OK

Dari Tabel 4.26 dan 4.27 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 2 dapat diabaikan.

4.2.2.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012 kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya, sehingga struktur gedung Model 2 harus diperiksa terhadap ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*). Kontrol *soft story* pada arah x dan y untuk Model 2 tertera pada Tabel 4.28 dan 4.29.

Tabel 4.28: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 15	244130,113	237664,152	-	-	-	-
Lt. 14	384170,949	331598,766	157,36%	157,36%	139,52%	139,52%
Lt. 13	496233,77	394077,249	129,17%	157,96%	118,84%	138,45%
Lt. 12	866219,475	690711,653	174,56%	231,09%	175,27%	215,10%
Lt. 11	1165940,136	1109438,317	134,60%	200,26%	160,62%	234,99%
Lt. 10	558125,094	448144,092	47,87%	66,22%	40,39%	61,27%
Lt. 9	488267,681	397348,976	87,48%	56,55%	88,67%	53,02%
Lt. 8	535366,555	425829,977	109,65%	72,60%	107,17%	65,35%
Lt. 7	898796,991	712224,157	167,88%	170,47%	167,26%	168,07%
Lt. 6	1414713,21	1350428,394	157,40%	220,77%	189,61%	263,86%
Lt. 5	600310,837	479805,731	42,43%	63,22%	35,53%	57,84%
Lt. 4	491365,562	408975,041	81,85%	50,59%	85,24%	48,26%
Lt. 3	489825,597	406565,371	99,69%	58,63%	99,41%	54,47%
Lt. 2	540168,831	422883,209	110,28%	102,47%	104,01%	97,94%

Lt. 1	849601,245	537154,268	157,28%	167,53%	127,02%	130,12%
-------	------------	------------	---------	---------	---------	---------

Tabel 4.29: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	% Σk_{ix+1}	% Σk_{ix+3}	% Σk_{iy+1}	% Σk_{iy+3}
Lt. 15	244130,46	237669,966	-	-	-	-
Lt. 14	384178,972	331606,144	157,37%	157,37%	139,52%	139,52%
Lt. 13	496230,297	394079,502	129,17%	157,96%	118,84%	138,45%
Lt. 12	866003,311	690778,162	174,52%	231,03%	175,29%	215,12%
Lt. 11	1165245,567	1109589,438	134,55%	200,17%	160,63%	235,01%
Lt. 10	558106,612	448198,956	47,90%	66,24%	40,39%	61,27%
Lt. 9	488266,27	397390,766	87,49%	56,57%	88,66%	53,02%
Lt. 8	535361,704	425882,481	109,65%	72,62%	107,17%	65,35%
Lt. 7	898694,684	712327,079	167,87%	170,45%	167,26%	168,07%
Lt. 6	1414211,514	1350686,109	157,36%	220,70%	189,62%	263,87%
Lt. 5	600296,281	479875,658	42,45%	63,23%	35,53%	57,84%
Lt. 4	491364,482	409035,176	81,85%	50,60%	85,24%	48,26%
Lt. 3	489826,334	406614,784	99,69%	58,64%	99,41%	54,47%
Lt. 2	540169,609	422937,051	110,28%	102,47%	104,01%	97,94%
Lt. 1	849601,945	537218,721	157,28%	167,53%	127,02%	130,12%

Dari Tabel 4.28 dan 4.29 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase kekakuan lateral tiap lantai yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya ataupun kurang dari 80% untuk rata-rata tiga tingkat di atasnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 2 tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terhadap masing-masing arah.

4.2.2.8. Ketidakberaturan Torsi

Dari sub subbab 4.2.2.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 2 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 2 tertera pada Tabel 4.30 dan 4.31.

Tabel 4.30: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 2.

Lantai	Elevasi	dx_{min}	dx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 15	53	27,690	27,954	0,604	0,608	1,0033

Tabel 4.30: *Lanjutan.*

Lantai	Elevasi	dx_{min}	dx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 14	49,5	27,086	27,346	0,858	0,865	1,0041
Lantai 13	46	26,228	26,481	1,050	1,059	1,0043
Lantai 12	42,5	25,178	25,422	0,938	0,947	1,0048
Lantai 11	39	24,240	24,475	0,509	0,511	1,0020
Lantai 10	35,5	23,731	23,964	1,605	1,620	1,0047
Lantai 9	32	22,126	22,344	2,279	2,301	1,0048
Lantai 8	28,5	19,847	20,043	2,419	2,442	1,0047
Lantai 7	25	17,428	17,601	1,877	1,895	1,0048
Lantai 6	21,5	15,551	15,706	0,727	0,733	1,0041
Lantai 5	18	14,824	14,973	2,360	2,382	1,0046
Lantai 4	14,5	12,464	12,591	3,343	3,376	1,0049
Lantai 3	11	9,121	9,215	3,619	3,655	1,0049
Lantai 2	7,5	5,502	5,560	3,348	3,381	1,0049
Lantai 1	4	2,154	2,179	2,154	2,179	1,0058

Tabel 4.31: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 2.

Lantai	Elevasi	dx_{min}	dx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 15	53	30,997	30,997	0,524	0,524	1,0000
Lantai 14	49,5	30,473	30,473	0,869	0,869	1,0000
Lantai 13	46	29,604	29,604	1,174	1,174	1,0000
Lantai 12	42,5	28,430	28,430	1,107	1,107	1,0000
Lantai 11	39	27,323	27,323	0,383	0,383	1,0000
Lantai 10	35,5	26,940	26,940	1,802	1,802	1,0000
Lantai 9	32	25,138	25,138	2,503	2,503	1,0000
Lantai 8	28,5	22,635	22,635	2,707	2,707	1,0000
Lantai 7	25	19,928	19,928	2,199	2,199	1,0000
Lantai 6	21,5	17,729	17,729	0,523	0,523	1,0000
Lantai 5	18	17,206	17,206	2,688	2,688	1,0000
Lantai 4	14,5	14,518	14,518	3,641	3,641	1,0000
Lantai 3	11	10,877	10,877	3,894	3,894	1,0000
Lantai 2	7,5	6,983	6,983	3,879	3,879	1,0000
Lantai 1	4	3,104	3,104	3,104	3,104	1,0000

Dari Tabel 4.30 dan 4.31 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap simpangan antar lantai tingkat rata-rata yang lebih dari 1,2 sehingga struktur gedung pada Model 2 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun gempa arah y.

4.2.2.9. Ketidakberaturan Massa

Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 2 dapat dilihat pada Tabel 4.32.

Tabel 4.32: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 2.

Lantai	<i>Mass X</i> (kg)	<i>Mass Y</i> (kg)	Massa Lantai n/ Lantai $n\pm 1$ (X)	Massa Lantai n/ Lantai $n\pm 1$ (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	424545	424545	103,36%	103,36%	Tidak	Tidak
Lt. 2	410740	410740	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 3	410740	410740	100,20%	100,20%	Tidak	Tidak
Lt. 4	409908	409908	99,80%	99,80%	Tidak	Tidak
Lt. 5	420907	420907	102,68%	102,68%	Tidak	Tidak
Lt. 6	420907	420907	102,68%	102,68%	Tidak	Tidak
Lt. 7	409908	409908	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 8	409908	409908	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 9	409908	409908	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 10	430859	430859	105,11%	105,11%	Tidak	Tidak
Lt. 11	430859	430859	102,62%	102,62%	Tidak	Tidak
Lt. 12	419860	419860	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 13	419860	419860	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 14	419860	419860	130,15%	130,15%	Tidak	Tidak
Lt. 15	322585	322585	75,98%	75,98%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.32 dapat dilihat bahwa terdapat persentase massa efektif yang melebihi 150% pada lantai sembilan. Akan tetapi, nilai persentase tersebut disebabkan oleh lantai di atasnya yang merupakan atap gedung. Berdasarkan SNI 1726:2012, dikatakan bahwa untuk ketidakberaturan berat (massa) untuk atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.

4.2.2.10. Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Berdasarkan SNI 7860:2015 struktur gedung baja harus diperiksa menurut ketentuan rasio momen yaitu hubungan antara balok dan kolom harus memiliki rasio momen yang menghasilkan jumlah kekuatan lentur kolom di atas dan di bawah *joint* dibagi jumlah kekuatan lentur balok pada *joint* yang sama harus lebih besar dari 1,0. Untuk itu perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 2.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

dimana:

$\sum M_{pc}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah *joint*

$\sum M_{pb}$ = Jumlah kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis

Dengan data properti kolom-balok yang sama dengan Model 1, nilai dari $\sum M_{pc}$ dan $\sum M_{pb}$ didapat dari perhitungan yang sama seperti pada Model 1 menggunakan Pers. 2.8 dan 2.10 dengan data dari Tabel 4.33.

Tabel 4.33: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 2.

Pu	atas	bawah
	4557,0345	4950,9075
Vu	kanan	kiri
	149,6352	225,5919

Nilai dari $\sum M_{pc}$ dan $\sum M_{pb}$ serta rasio momen dirangkum dalam Tabel 4.34 dengan menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom terlemah pada struktur Model 2.

Tabel 4.34: Rasio momen pada Model 2.

$\sum M_{pc}$	$\sum M_{pb}$	Rasio Momen
3821,013	1961,172	1,95

Nilai rasio momen yang didapat lebih besar dari 1,0 sehingga struktur gedung Model 2 sesuai dengan desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

4.2.2.11. Kontrol SRPMK dengan 25 Persen Gaya Lateral

Pada model ini dilakukan analisis kontrol SRPMK dengan paling sedikit menahan 25 persen gaya lateral dengan cara menghitung gaya geser yang dipikul pada setiap *joint reaction* untuk setiap *frame*. *Frame* tersebut dibagi menjadi SRPMK dan sistem ganda, kemudian dihitung persentase yang dipikul oleh SRPMK dan sistem ganda tersebut.

Berdasarkan data dari hasil *output* Model 2 yang dianalisis dengan program analisis struktur dan dirangkum pada Lampiran C1.d) didapatkan hasil persentase penahan gaya gempa untuk SRPMK dan sistem ganda.

Tabel 4.35: Persentase penahan gaya gempa Model 2.

Arah	Gaya Yang Diterima (KN)		Persentase Penahan Gaya Gempa (%)	
	SRPMK	Sistem Ganda	SRPMK	Sistem Ganda
Gempa X	1305,433	535,252	70,92	29,08
Gempa Y	1216,690	450,817	72,96	27,04

Dapat dilihat pada Tabel 4.35 bahwa persentase dari SRPMK sebesar 70,92 persen untuk gempa x dan 72,96 persen untuk gempa y, sehingga model ini masuk dalam kategori yang direncanakan yaitu sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan. Akan tetapi persentase dari sistem ganda lebih kecil dari SRPMK.

Dari jumlah gaya yang diterima oleh sistem terhadap gaya gempa terdapat selisih nilai. Tabel 4.36 merupakan koreksi dari selisih nilai antara gaya gempa dengan gaya yang diterima oleh sistem.

Tabel 4.36: Koreksi gaya gempa dengan gaya yang diterima sistem Model 2.

Arah	Gaya Gempa Yang Diterima (KN)	Gaya Geser Dasar (KN)	Koreksi (%)
Gempa X	1840,685	1840,6474	0,0020
Gempa Y	1667,507	1667,4914	0,0010

4.2.3. Hasil Analisis Struktur Model 3

Model 3 merupakan struktur gedung baja dengan sistem *outrigger* dan *belt-truss* dengan *core* Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK). Pada Model 3 dilakukan pemeriksaan kombinasi ragam modal partisipasi massa dimana perpindahan harus mencapai 90 persen pada kedua sumbu arah (*Sum Ux dan Sum Uy*), sehingga dapat dikatakan partisipasi massa telah memenuhi syarat. Pemeriksaan ini juga menentukan metode pendekatan yang akan digunakan pada analisis respons spektrum. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.37.

Tabel 4.37: Data perioda *output* program analisis struktur Model 3.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	Sec			
1	1,350	0,000	0,800	0,0000
2	1,324	0,001	0,800	0,8525
3	1,282	0,799	0,800	0,8532
4	0,434	0,799	0,801	0,9273
5	0,431	0,799	0,914	0,9276
6	0,409	0,909	0,914	0,9277
7	0,256	0,909	0,914	0,9403
8	0,236	0,909	0,942	0,9403
9	0,224	0,936	0,942	0,9403
10	0,177	0,936	0,942	0,9748
11	0,153	0,936	0,977	0,9748
12	0,141	0,971	0,977	0,9748

Dapat dilihat pada Tabel 4.37 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.38: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3.

<i>Mode</i>	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	1,93%	OK	TIDAK OK
T2-T3	3,17%	OK	TIDAK OK
T3-T4	66,15%	TIDAK OK	OK
T4-T5	0,69%	OK	TIDAK OK
T5-T6	5,10%	OK	TIDAK OK
T6-T7	37,41%	TIDAK OK	OK
T7-T8	7,81%	OK	TIDAK OK
T8-T9	5,08%	OK	TIDAK OK
T9-T10	20,98%	TIDAK OK	OK
T10-T11	13,56%	OK	TIDAK OK
T11-T12	7,84%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada Tabel 4.38, analisis respons spektrum untuk model ini menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

4.2.3.1. Berat lantai

Berat lantai didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program analisis struktur. Peneliti tidak melakukan perhitungan manual dikarenakan program analisis struktur melakukan perhitungan untuk menghitung berat lantai secara otomatis. Tabel 4.39 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamik respons spektrum dengan menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.39: Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 3.

<i>Story</i>	<i>Mass X</i>	<i>Mass Y</i>	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	M
<i>Story01</i>	426941,52	426941,52	12,5	12,5	12,5	12,5

Tabel 4.37: *Lanjutan.*

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	Kg	kg	m	m	m	M
Story02	412845,67	412845,67	12,3	12,4	12,5	12,5
Story03	412845,67	412845,67	12,3	12,4	12,5	12,5
Story04	412012,92	412012,92	12,3	12,4	12,5	12,5
Story05	423011,88	423011,88	12,3	12,4	12,5	12,5
Story06	423011,88	423011,88	12,3	12,4	12,5	12,5
Story07	412012,92	412012,92	12,3	12,4	12,5	12,5
Story08	412012,92	412012,92	12,3	12,4	12,5	12,5
Story09	412012,92	412012,92	12,3	12,4	12,5	12,5
Story10	432964,57	432964,57	12,5	12,5	12,5	12,5
Story11	432964,57	432964,57	12,5	12,5	12,5	12,5
Story12	421965,60	421965,60	12,5	12,5	12,5	12,5
Story13	421965,60	421965,60	12,5	12,5	12,5	12,5
Story14	421965,60	421965,60	12,5	12,5	12,5	12,5
Story15	323586,55	323586,55	12,5	12,5	12,5	12,5
Jumlah	6202120,79	6202120,79				

Dari table 4.39 didapat berat massa pada bangunan, dimana nilai koordinat dari pusat massa sumbu x rata-ratanya mendekati 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan, tidak jauh berbeda dengan model sebelumnya. Sedangkan nilai koordinat dari pusat massa sumbu y sedikit bergeser, tidak berada tepat ditengah-tengah dari panjang bangunan. Untuk nilai pusat kekakuan adalah 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan. Hal ini dikarenakan profil dari kolom dan balok memiliki ukuran yang sama serta simetris untuk arah x dan arah y.

4.2.3.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub subbab 2.7.8, apabila kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen(V_1), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} > 1$$

dimana:

V_1 = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

V_t = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Dengan perhitungan yang sama pada Model 1, perbandingan antara gaya geser dasar statik ekivalen dengan gaya geser dasar respons spektrum dan penggunaan faktor skala dirangkum pada Tabel 4.40. Untuk perhitungan $V_{1\text{tertera}}$ pada LampiranB1.

Tabel 4.40: Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 3.

V_t		0,85 V_1		Faktor Skala	
Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X	Arah Y
1923,2138	1841,5826	1978,9821	1879,3000	1,0290	1,0205

Dari Tabel 4.40 diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam (V_t) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen(V_1) untuk arah x, sehingagaya gempa rencana yang diinput pada program analisis struktur harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi 1,00 sesuai arahnya.

4.2.3.3. Penentuan Faktor Redundansi

Untuk menentukan penggunaan faktor redundansi antara 1,0 atau 1,3 dilakukan pengecekan seperti pada model sebelumnya dengan ketentuan yang sama. Tabel 4.41 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.41: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Model 3.

Lantai	V_x	V_y	35% V_x <i>Base shear</i>	35% V_x <i>Base shear</i>	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
15	208,968	203,468	814,875	773,829	Tidak Oke	Tidak Oke
14	447,966	435,008	814,875	773,829	Tidak Oke	Tidak Oke

Tabel 4.41: *Lanjutan.*

Lantai	Vx	Vy	35% Vx <i>Base shear</i>	35% Vy <i>Base shear</i>	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
13	652,036	630,668	814,875	773,829	Oke	Oke
12	827,764	797,250	814,875	773,829	Oke	Oke
11	990,422	949,226	814,875	773,829	Oke	Oke
10	1150,653	1101,511	814,875	773,829	Oke	Oke
9	1289,169	1231,601	814,875	773,829	Oke	Oke
8	1408,729	1343,547	814,875	773,829	Oke	Oke
7	1513,930	1442,398	814,875	773,829	Oke	Oke
6	1612,596	1534,994	814,875	773,829	Oke	Oke
5	1712,111	1631,258	814,875	773,829	Oke	Oke
4	1794,399	1710,584	814,875	773,829	Oke	Oke
3	1857,846	1772,597	814,875	773,829	Oke	Oke
2	1901,923	1817,535	814,875	773,829	Oke	Oke
1	1923,206	1841,575	814,875	773,829	Oke	Oke

Dari Tabel 4.41 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 14 dan 15 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1,3.

4.2.3.4. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.42.

Tabel 4.42: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai terhadap gempa untuk Model 3.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
<i>Story15</i>	53	<i>Top</i>	208,968	203,469
		<i>Bottom</i>	208,968	203,469
<i>Story14</i>	49,5	<i>Top</i>	447,967	435,010

Tabel 4.42: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
		<i>Bottom</i>	447,967	435,010
<i>Story13</i>	46	<i>Top</i>	652,038	630,670
		<i>Bottom</i>	652,038	630,670
<i>Story12</i>	42,5	<i>Top</i>	827,767	797,253
		<i>Bottom</i>	827,767	797,253
<i>Story11</i>	39	<i>Top</i>	990,426	949,230
		<i>Bottom</i>	990,426	949,230
<i>Story10</i>	35,5	<i>Top</i>	1150,658	1101,515
		<i>Bottom</i>	1150,658	1101,515
<i>Story09</i>	32	<i>Top</i>	1289,174	1231,607
		<i>Bottom</i>	1289,174	1231,607
<i>Story08</i>	28,5	<i>Top</i>	1408,734	1343,552
		<i>Bottom</i>	1408,734	1343,552
<i>Story07</i>	25	<i>Top</i>	1513,936	1442,404
		<i>Bottom</i>	1513,936	1442,404
<i>Story06</i>	21,5	<i>Top</i>	1612,603	1535,000
		<i>Bottom</i>	1612,603	1535,000
<i>Story05</i>	18	<i>Top</i>	1712,118	1631,265
		<i>Bottom</i>	1712,118	1631,265
<i>Story04</i>	14,5	<i>Top</i>	1794,406	1710,592
		<i>Bottom</i>	1794,406	1710,592
<i>Story03</i>	11	<i>Top</i>	1857,853	1772,605
		<i>Bottom</i>	1857,853	1772,605
<i>Story02</i>	7,5	<i>Top</i>	1901,930	1817,543
		<i>Bottom</i>	1901,930	1817,543
<i>Story01</i>	4	<i>Top</i>	1923,214	1841,583
		<i>Bottom</i>	1923,214	1841,583
<i>Base</i>	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

4.2.3.5. Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15. Tabel 4.43 adalah hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 3.

Tabel 4.43: Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 3.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)		X	Y
15	3500	21,147	22,321	137,46	145,09	5,78	6,10	70,00	OKE	OKE
14	3500	20,258	21,383	131,68	138,99	6,80	7,17	70,00	OKE	OKE
13	3500	19,212	20,280	124,88	131,82	7,55	8,01	70,00	OKE	OKE
12	3500	18,05	19,047	117,33	123,81	7,08	7,96	70,00	OKE	OKE
11	3500	16,96	17,823	110,24	115,85	3,80	3,30	70,00	OKE	OKE
10	3500	16,376	17,315	106,44	112,55	9,22	10,11	70,00	OKE	OKE
9	3500	14,958	15,760	97,23	102,44	11,53	12,04	70,00	OKE	OKE
8	3500	13,184	13,907	85,70	90,40	12,19	12,77	70,00	OKE	OKE
7	3500	11,308	11,943	73,50	77,63	10,74	11,89	70,00	OKE	OKE
6	3500	9,656	10,114	62,76	65,74	4,88	4,17	70,00	OKE	OKE
5	3500	8,906	9,472	57,89	61,57	11,51	12,62	70,00	OKE	OKE
4	3500	7,136	7,530	46,38	48,95	13,51	14,00	70,00	OKE	OKE
3	3500	5,057	5,376	32,87	34,94	13,16	13,44	70,00	OKE	OKE
2	3500	3,033	3,309	19,71	21,51	11,66	12,02	70,00	OKE	OKE
1	4000	1,239	1,460	8,05	9,49	8,05	9,49	80,00	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

4.2.3.6. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.44 dan 4.45.

Tabel 4.44: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 3.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	<i>Stability Ratio</i> (θ_x)	Cek
15	53	0,0058	208,9682	3235,866	3235,866	0,00026	OK
14	49,5	0,0068	447,967	4219,656	7455,522	0,00035	OK
13	46	0,0076	652,038	4219,656	11675,178	0,00045	OK

Tabel 4.44: *Lanjutan.*

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_x (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
12	42,5	0,0071	827,767	4219,656	15894,834	0,00049	OK
11	39	0,0038	990,4255	4329,646	20224,479	0,00031	OK
10	35,5	0,0092	1150,6577	4329,646	24554,125	0,00085	OK
9	32	0,0115	1289,1741	4120,129	28674,254	0,00123	OK
8	28,5	0,0122	1408,7342	4120,129	32794,383	0,00153	OK
7	25	0,0107	1513,9356	4120,129	36914,513	0,00161	OK
6	21,5	0,0049	1612,6025	4230,119	41144,631	0,00089	OK
5	18	0,0115	1712,1178	4230,119	45374,750	0,00261	OK
4	14,5	0,0135	1794,4057	4120,129	49494,879	0,00395	OK
3	11	0,0132	1857,8531	4128,457	53623,336	0,00531	OK
2	7,5	0,0117	1901,93	4128,457	57751,793	0,00726	OK
1	4	0,0081	1923,2138	4269,415	62021,208	0,00999	OK

Tabel 4.45: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 3.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V_y (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ_x)	Cek
15	53	0,0061	203,469	3235,866	3235,866	0,00028	OK
14	49,5	0,0072	435,0097	4219,656	7455,522	0,00038	OK
13	46	0,0080	630,6702	4219,656	11675,178	0,00050	OK
12	42,5	0,0080	797,2533	4219,656	15894,834	0,00057	OK
11	39	0,0033	949,2297	4329,646	20224,479	0,00028	OK
10	35,5	0,0101	1101,5153	4329,646	24554,125	0,00098	OK
9	32	0,0120	1231,6066	4120,129	28674,254	0,00135	OK
8	28,5	0,0128	1343,5522	4120,129	32794,383	0,00168	OK
7	25	0,0119	1442,4041	4120,129	36914,513	0,00187	OK
6	21,5	0,0042	1535,0001	4230,119	41144,631	0,00080	OK
5	18	0,0126	1631,2654	4230,119	45374,750	0,00300	OK
4	14,5	0,0140	1710,5915	4120,129	49494,879	0,00430	OK
3	11	0,0134	1772,605	4128,457	53623,336	0,00568	OK
2	7,5	0,0120	1817,5428	4128,457	57751,793	0,00783	OK
1	4	0,0095	1841,5826	4269,415	62021,208	0,01229	OK

Dari Tabel 4.44 dan 4.45 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 3 dapat diabaikan.

4.2.3.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Struktur gedung Model 3 harus diperiksa terhadap ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*). Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 3 tertera pada Tabel 4.46 dan 4.47.

Tabel 4.46: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	% Σk_{ix+1}	% Σk_{ix+3}	% Σk_{iy+1}	% Σk_{iy+3}
Lt. 15	206836,165	190084,557	-	-	-	-
Lt. 14	386006,219	353143,769	186,62%	186,62%	185,78%	185,78%
Lt. 13	536859,469	471883,013	139,08%	181,11%	133,62%	173,73%
Lt. 12	934342,504	862616,961	174,04%	248,12%	182,80%	254,93%
Lt. 11	997775,753	921278,919	106,79%	161,17%	106,80%	163,77%
Lt. 10	707612,118	630546,367	70,92%	85,98%	68,44%	83,86%
Lt. 9	692348,23	630532,722	97,84%	78,68%	100,00%	78,35%
Lt. 8	772698,092	682785,567	111,61%	96,68%	108,29%	93,86%
Lt. 7	1219373,195	1125997,779	157,81%	168,37%	164,91%	173,78%
Lt. 6	1320186,753	1220318,348	108,27%	147,54%	108,38%	150,08%
Lt. 5	890768,623	794347,227	67,47%	80,68%	65,09%	78,67%
Lt. 4	870896,031	806274,425	97,77%	76,16%	101,50%	77,02%
Lt. 3	963572,094	895734,603	110,64%	93,80%	111,10%	95,26%
Lt. 2	1059656,869	980487,563	109,97%	116,65%	109,46%	117,83%
Lt. 1	1551900,848	1259725,235	146,45%	160,87%	128,48%	140,88%

Tabel 4.47: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	% Σk_{ix+1}	% Σk_{ix+3}	% Σk_{iy+1}	% Σk_{iy+3}
Lt. 15	206802,512	190129,286	-	-	-	-
Lt. 14	385954,419	353265,002	186,63%	186,63%	185,80%	185,80%
Lt. 13	536733,4	472038,301	139,07%	181,10%	133,62%	173,74%
Lt. 12	933937,762	862442,789	174,00%	248,06%	182,71%	254,80%
Lt. 11	997370,587	921416,697	106,79%	161,16%	106,84%	163,78%
Lt. 10	707567,102	630636,152	70,94%	86,01%	68,44%	83,86%

Tabel 4.47: *Lanjutan.*

Lantai	Σk_{ix}	Σk_{iy}	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 9	692289,133	630559,39	97,84%	78,70%	99,99%	78,35%
Lt. 8	772608,863	683370,635	111,60%	96,69%	108,38%	93,93%
Lt. 7	1219163,135	1127266,351	157,80%	168,36%	164,96%	173,91%
Lt. 6	1319934,883	1220412,817	108,27%	147,53%	108,26%	149,98%
Lt. 5	890747,495	794765,974	67,48%	80,69%	65,12%	78,66%
Lt. 4	870806,502	807305,552	97,76%	76,17%	101,58%	77,07%
Lt. 3	963463,129	897172,939	110,64%	93,80%	111,13%	95,36%
Lt. 2	1059584,747	982206,732	109,98%	116,65%	109,48%	117,90%
Lt. 1	1551779,534	1261649,893	146,45%	160,87%	128,45%	140,88%

Pada Tabel 4.47 terdapat persentase kekakuan lateral yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya, yaitu pada lantai 5. Hal ini dikarenakan lantai di atasnya memiliki kekakuan yang sangat besar karena terdapat *outrigger* dan *belt-truss*. Diketahui bahwa *outrigger* dan *belt-truss* dapat mengkekakuan lantai dimana dia dipasang. Sehingga perbedaan kekakuan antara lantai 5 dengan lantai di atasnya sangat jauh berbeda. Maka sesuai dengan Tabel 2.3 Tipe 1a, model ini memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*).

Dapat dilihat juga untuk lantai yang sama pada kedua tabel juga hampir terdapat ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*), baik untuk satu tingkat di atasnya maupun tiga tingkat rata-rata di atasnya. Jadi dalam menggunakan *outrigger* dan *belt-truss* harus mempertimbangkan kekakuan lantainya juga.

4.2.3.8. Ketidakberaturan Torsi

Dari sub subbab 4.2.5.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 3 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 3 tertera pada Tabel 4.48 dan 4.49.

Tabel 4.48: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 3.

Lantai	Elevasi	dx_{min}	dx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 15	53	21,113	21,186	0,889	0,889	1,0000
Lantai 14	49,5	20,224	20,297	1,047	1,047	1,0000
Lantai 13	46	19,177	19,250	1,161	1,162	1,0004
Lantai 12	42,5	18,016	18,088	1,090	1,091	1,0005
Lantai 11	39	16,926	16,997	0,583	0,584	1,0009
Lantai 10	35,5	16,343	16,413	1,416	1,420	1,0014
Lantai 9	32	14,927	14,993	1,771	1,778	1,0020
Lantai 8	28,5	13,156	13,215	1,873	1,879	1,0016
Lantai 7	25	11,283	11,336	1,649	1,654	1,0015
Lantai 6	21,5	9,634	9,682	0,750	0,752	1,0013
Lantai 5	18	8,884	8,930	1,766	1,773	1,0020
Lantai 4	14,5	7,118	7,157	2,074	2,084	1,0024
Lantai 3	11	5,044	5,073	2,020	2,030	1,0025
Lantai 2	7,5	3,024	3,043	1,789	1,800	1,0031
Lantai 1	4	1,235	1,243	1,235	1,243	1,0032

Tabel 4.49: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 3.

Lantai	Elevasi	dx_{min}	dx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 15	53	6,336	6,361	0,266	0,267	1,0019
Lantai 14	49,5	6,070	6,094	0,315	0,315	1,0000
Lantai 13	46	5,755	5,779	0,348	0,349	1,0014
Lantai 12	42,5	5,407	5,430	0,327	0,327	1,0000
Lantai 11	39	5,080	5,103	0,175	0,176	1,0028
Lantai 10	35,5	4,905	4,927	0,425	0,426	1,0012
Lantai 9	32	4,480	4,501	0,532	0,533	1,0009
Lantai 8	28,5	3,948	3,968	0,562	0,565	1,0027
Lantai 7	25	3,386	3,403	0,495	0,496	1,0010
Lantai 6	21,5	2,891	2,907	0,225	0,226	1,0022
Lantai 5	18	2,666	2,681	0,530	0,532	1,0019
Lantai 4	14,5	2,136	2,149	0,622	0,626	1,0032
Lantai 3	11	1,514	1,523	0,606	0,609	1,0025
Lantai 2	7,5	0,908	0,914	0,537	0,541	1,0037
Lantai 1	4	0,371	0,373	0,371	0,373	1,0027

Dari Tabel 4.48 dan 4.49 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap simpangan antar lantai tingkat rata-rata yang lebih dari 1,2 sehingga struktur gedung pada Model 3 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun gempa arah y.

4.2.3.9. Ketidakberaturan Massa

Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 3 dapat dilihat pada Tabel 4.50.

Tabel 4.50: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 3.

Lantai	<i>Mass X</i> (kg)	<i>Mass Y</i> (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	426942	426942	103,41%	103,41%	Tidak	Tidak
Lt. 2	412846	412846	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 3	412846	412846	100,20%	100,20%	Tidak	Tidak
Lt. 4	412013	412013	99,80%	99,80%	Tidak	Tidak
Lt. 5	423012	423012	102,67%	102,67%	Tidak	Tidak
Lt. 6	423012	423012	102,67%	102,67%	Tidak	Tidak
Lt. 7	412013	412013	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 8	412013	412013	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 9	412013	412013	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 10	432965	432965	105,09%	105,09%	Tidak	Tidak
Lt. 11	432965	432965	102,61%	102,61%	Tidak	Tidak
Lt. 12	421966	421966	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 13	421966	421966	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 14	421966	421966	130,40%	130,40%	Tidak	Tidak
Lt. 15	323587	323587	75,79%	75,79%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.50 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase massa efektif yang melebihi 150% dari tingkat di dekatnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 3 tidak memiliki ketidakberaturan massa.

4.2.3.10. Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Pada Model 3 perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*).

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

dimana:

$\sum M_{pc}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah *joint*

$\sum M_{pb}$ = Jumlah kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis

Dengan data properti kolom-balok yang sama dengan Model 1, nilai dari $\sum M_{pc}$ dan $\sum M_{pb}$ didapat dari perhitungan yang sama seperti pada Model 1 menggunakan Pers. 2.8 dan 2.10 dengan data dari Tabel 4.51.

Tabel 4.51: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 3.

Pu	atas	bawah
	4519,5882	4911,8421
Vu	kanan	kiri
	90,6649	212,1817

Nilai dari $\sum M_{pc}$ dan $\sum M_{pb}$ serta rasio momen dirangkum dalam Tabel 4.50 dengan menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom terlemah pada struktur Model 3.

Tabel 4.52: Rasio momen pada Model 3.

$\sum M_{pc}$	$\sum M_{pb}$	Rasio Momen
3834,824	1934,164	1,98

Nilai rasio momen yang didapat lebih besar dari 1,0 sehingga struktur gedung Model 3 sesuai dengan desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

4.2.3.11. Kontrol SRPMK dengan 25 Persen Gaya Lateral

Pada model ini dilakukan analisis kontrol SRPMK dengan paling sedikit menahan 25 persen gaya lateral dengan cara menghitung gaya geser yang dipikul pada setiap *joint reaction* untuk setiap *frame*. *Frame* tersebut dibagi menjadi SRPMK dan sistem ganda, kemudian dihitung persentase yang dipikul oleh SRPMK dan sistem ganda tersebut.

Berdasarkan data dari hasil *output* Model 3 yang dianalisis dengan program analisis struktur dan dirangkum pada Lampiran C1.d) didapatkan hasil persentase penahan gaya gempa untuk SRPMK dan sistem ganda.

Tabel 4.53: Persentase penahan gaya gempa Model 3.

Arah	Gaya Yang Diterima (KN)		Persentase Penahan Gaya Gempa (%)	
	SRPMK	Sistem Ganda	SRPMK	Sistem Ganda
Gempa X	668,197	1302,240	33,91	66,09
Gempa Y	562,038	1420,575	28,35	71,65

Dapat dilihat pada Tabel 4.54 bahwa persentase dari SRPMK sebesar 33,91 persen untuk gempa x dan 28,35 persen untuk gempa y, sehingga model ini masuk dalam kategori yang direncanakan yaitu sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan. Akan tetapi persentase dari sistem ganda lebih besar dari SRPMK.

Dari jumlah gaya yang diterima oleh sistem terhadap gaya gempa terdapat selisih nilai. Tabel 4.54 merupakan koreksi dari selisih nilai antara gaya gempa dengan gaya yang diterima oleh sistem.

Tabel 4.54: Koreksi gaya gempa dengan gaya yang diterima sistem Model 3.

Arah	Gaya Gempa Yang Diterima (KN)	Gaya Geser Dasar (KN)	Koreksi (%)
Gempa X	1970,438	1923,2138	2,4555
Gempa Y	1982,613	1841,5826	7,6581

4.3. Hasil Analisis Struktur Terhadap Beban Angin

4.3.1. Hasil Analisis Pengaruh Beban Angin Pada Model 1

Berdasarkan perhitungan beban angin seperti pada Lampiran, baik simpangan maupun gaya geser lantai memiliki nilai pengaruh terhadap beban angin terhadap struktur Model 1 dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

4.3.1.1. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.55.

Tabel 4.55: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai terhadap beban angin untuk Model 1.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
<i>Story15</i>	53	<i>Top</i>	-33,26	-33,34
		<i>Bottom</i>	-33,26	-33,34
<i>Story14</i>	49,5	<i>Top</i>	-66,4	-66,4
		<i>Bottom</i>	-66,4	-66,4
<i>Story13</i>	46	<i>Top</i>	-99,26	-99,26
		<i>Bottom</i>	-99,26	-99,26
<i>Story12</i>	42,5	<i>Top</i>	-188,93	-132,02
		<i>Bottom</i>	-188,93	-132,02
<i>Story11</i>	39	<i>Top</i>	-221,37	-164,46
		<i>Bottom</i>	-221,37	-164,46

Tabel 4.55: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
<i>Story10</i>	35,5	<i>Top</i>	-253,63	-196,76
		<i>Bottom</i>	-253,63	-196,76
<i>Story09</i>	32	<i>Top</i>	-285,63	-228,76
		<i>Bottom</i>	-285,63	-228,76
<i>Story08</i>	28,5	<i>Top</i>	-317,39	-260,52
		<i>Bottom</i>	-317,39	-260,52
<i>Story07</i>	25	<i>Top</i>	-348,83	-291,96
		<i>Bottom</i>	-348,83	-291,96
<i>Story06</i>	21,5	<i>Top</i>	-378,32	-323
		<i>Bottom</i>	-378,32	-323
<i>Story05</i>	18	<i>Top</i>	-422,62	-353,64
		<i>Bottom</i>	-422,62	-353,64
<i>Story04</i>	14,5	<i>Top</i>	-452,78	-383,8
		<i>Bottom</i>	-452,78	-383,8
<i>Story03</i>	11	<i>Top</i>	-482,32	-413,36
		<i>Bottom</i>	-482,32	-413,36
<i>Story02</i>	7,5	<i>Top</i>	-510,92	-441,96
		<i>Bottom</i>	-510,92	-441,96
<i>Story01</i>	4	<i>Top</i>	-538,12	-481,39
		<i>Bottom</i>	-538,12	-481,39
<i>Base</i>	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

4.3.1.2. Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15. Tabel 4.56 adalah hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 1.

Tabel 4.56: Nilai simpangan antar lantainya pada kinerja batas ultimit terhadap beban angin untuk Model 1.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
15	3500	10,04	9,595	55,23	52,77	0,79	0,70	70,00	OKE	OKE
14	3500	9,90	9,468	54,43	52,07	1,17	1,11	70,00	OKE	OKE
13	3500	9,68	9,266	53,26	50,96	1,69	1,55	70,00	OKE	OKE
12	3500	9,38	8,984	51,57	49,41	2,38	1,99	70,00	OKE	OKE
11	3500	8,95	8,622	49,20	47,42	2,92	2,43	70,00	OKE	OKE
10	3500	8,42	8,181	46,28	45,00	3,36	2,86	70,00	OKE	OKE
9	3500	7,80	7,661	42,92	42,14	3,78	3,29	70,00	OKE	OKE
8	3500	7,12	7,063	39,14	38,85	4,18	3,71	70,00	OKE	OKE
7	3500	6,36	6,389	34,96	35,14	4,57	4,12	70,00	OKE	OKE
6	3500	5,53	5,64	30,39	31,02	4,96	4,53	70,00	OKE	OKE
5	3500	4,62	4,816	25,43	26,49	5,36	4,92	70,00	OKE	OKE
4	3500	3,65	3,921	20,07	21,57	5,65	5,30	70,00	OKE	OKE
3	3500	2,62	2,957	14,42	16,26	5,73	5,64	70,00	OKE	OKE
2	3500	1,58	1,931	8,70	10,62	5,26	5,79	70,00	OKE	OKE
1	4000	0,62	0,879	3,43	4,83	3,43	4,83	80,00	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

4.3.2. Hasil Analisis Pengaruh Beban Angin Pada Model 2

Berdasarkan perhitungan beban angin seperti pada Lampiran, baik simpangan maupun gaya geser lantai memiliki nilai pengaruh terhadap beban angin terhadap struktur Model 2 dengan *dual system* (*outrigger* dan *belt-truss*)

4.3.2.1. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.57.

Tabel 4.57: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai terhadap beban angin untuk Model 2.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
<i>Story15</i>	53	<i>Top</i>	-33,3	-33,28
		<i>Bottom</i>	-33,3	-33,28
<i>Story14</i>	49,5	<i>Top</i>	-66,4	-66,38
		<i>Bottom</i>	-66,4	-66,38
<i>Story13</i>	46	<i>Top</i>	-99,28	-99,28
		<i>Bottom</i>	-99,28	-99,28
<i>Story12</i>	42,5	<i>Top</i>	-132,02	-132,02
		<i>Bottom</i>	-132,02	-132,02
<i>Story11</i>	39	<i>Top</i>	-164,46	-193,47
		<i>Bottom</i>	-164,46	-193,47
<i>Story10</i>	35,5	<i>Top</i>	-196,72	-225,73
		<i>Bottom</i>	-196,72	-225,73
<i>Story09</i>	32	<i>Top</i>	-228,72	-257,73
		<i>Bottom</i>	-228,72	-257,73
<i>Story08</i>	28,5	<i>Top</i>	-260,48	-289,49
		<i>Bottom</i>	-260,48	-289,49
<i>Story07</i>	25	<i>Top</i>	-291,92	-320,93
		<i>Bottom</i>	-291,92	-320,93
<i>Story06</i>	21,5	<i>Top</i>	-322,96	-351,97
		<i>Bottom</i>	-322,96	-351,97
<i>Story05</i>	18	<i>Top</i>	-353,6	-382,61
		<i>Bottom</i>	-353,6	-382,61
<i>Story04</i>	14,5	<i>Top</i>	-397,24	-412,81
		<i>Bottom</i>	-397,24	-412,81
<i>Story03</i>	11	<i>Top</i>	-426,8	-442,35
		<i>Bottom</i>	-426,8	-442,35
<i>Story02</i>	7,5	<i>Top</i>	-455,4	-496,51
		<i>Bottom</i>	-455,4	-496,51
<i>Story01</i>	4	<i>Top</i>	-482,64	-523,75
		<i>Bottom</i>	-482,64	-523,75
<i>Base</i>	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

4.3.2.2. Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15. Tabel 4.58 adalah hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 2.

Tabel 4.58: Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit terhadap beban angin untuk Model 2.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
15	3500	6,24	8,382	34,33	46,10	0,68	0,69	70,00	OKE	OKE
14	3500	6,12	8,257	33,65	45,41	0,95	1,08	70,00	OKE	OKE
13	3500	5,95	8,061	32,70	44,34	1,14	1,44	70,00	OKE	OKE
12	3500	5,74	7,8	31,56	42,90	1,03	1,36	70,00	OKE	OKE
11	3500	5,55	7,552	30,53	41,54	0,57	0,53	70,00	OKE	OKE
10	3500	5,45	7,456	29,96	41,01	1,77	2,50	70,00	OKE	OKE
9	3500	5,13	7,001	28,19	38,51	2,55	3,51	70,00	OKE	OKE
8	3500	4,66	6,362	25,64	34,99	2,77	3,86	70,00	OKE	OKE
7	3500	4,16	5,661	22,87	31,14	2,19	3,17	70,00	OKE	OKE
6	3500	3,76	5,084	20,69	27,96	0,88	0,76	70,00	OKE	OKE
5	3500	3,60	4,945	19,81	27,20	2,97	3,98	70,00	OKE	OKE
4	3500	3,06	4,221	16,84	23,22	4,35	5,48	70,00	OKE	OKE
3	3500	2,27	3,224	12,49	17,73	4,84	6,06	70,00	OKE	OKE
2	3500	1,39	2,122	7,65	11,67	4,60	6,38	70,00	OKE	OKE
1	4000	0,55	0,962	3,04	5,29	3,04	5,29	80,00	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

4.3.3. Hasil Analisis Pengaruh Beban Angin Pada Model 3

Berdasarkan perhitungan beban angin seperti pada Lampiran, baik simpangan maupun gaya geser lantai memiliki nilai pengaruh terhadap beban angin terhadap struktur Model 3 dengan *dual system (outrigger dan belt-truss)* dan *core dinding geser pelat khusus (DGPK)*.

4.3.3.1. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.59.

Tabel 4.59: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai terhadap beban angin untuk Model 3.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
<i>Story15</i>	53	<i>Top</i>	-26,313	-26,313
		<i>Bottom</i>	-26,313	-26,313
<i>Story14</i>	49,5	<i>Top</i>	-78,515	-78,515
		<i>Bottom</i>	-78,515	-78,515
<i>Story13</i>	46	<i>Top</i>	-130,056	-130,056
		<i>Bottom</i>	-130,056	-130,056
<i>Story12</i>	42,5	<i>Top</i>	-180,898	-180,898
		<i>Bottom</i>	-180,898	-180,898
<i>Story11</i>	39	<i>Top</i>	-230,999	-231,000
		<i>Bottom</i>	-230,999	-231,000
<i>Story10</i>	35,5	<i>Top</i>	-280,310	-280,311
		<i>Bottom</i>	-280,310	-280,311
<i>Story09</i>	32	<i>Top</i>	-328,772	-328,773
		<i>Bottom</i>	-328,772	-328,773
<i>Story08</i>	28,5	<i>Top</i>	-376,318	-376,319
		<i>Bottom</i>	-376,318	-376,319
<i>Story07</i>	25	<i>Top</i>	-422,860	-422,862
		<i>Bottom</i>	-422,860	-422,862
<i>Story06</i>	21,5	<i>Top</i>	-468,294	-468,296
		<i>Bottom</i>	-468,294	-468,296
<i>Story05</i>	18	<i>Top</i>	-512,480	-512,482
		<i>Bottom</i>	-512,480	-512,482
<i>Story04</i>	14,5	<i>Top</i>	-555,229	-555,230
		<i>Bottom</i>	-555,229	-555,230
<i>Story03</i>	11	<i>Top</i>	-596,260	-596,261
		<i>Bottom</i>	-596,260	-596,261
<i>Story02</i>	7,5	<i>Top</i>	-635,108	-635,109
		<i>Bottom</i>	-635,108	-635,109
<i>Story01</i>	4	<i>Top</i>	-674,489	-674,491

Tabel 4.59: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V _x	V _y
	(m)		(kN)	(kN)
		<i>Bottom</i>	-674,489	-674,491
<i>Base</i>	0	<i>Top</i>	0	0
		<i>Bottom</i>	0	0

4.3.3.2.Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15. Tabel 4.60 adalah hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 3.

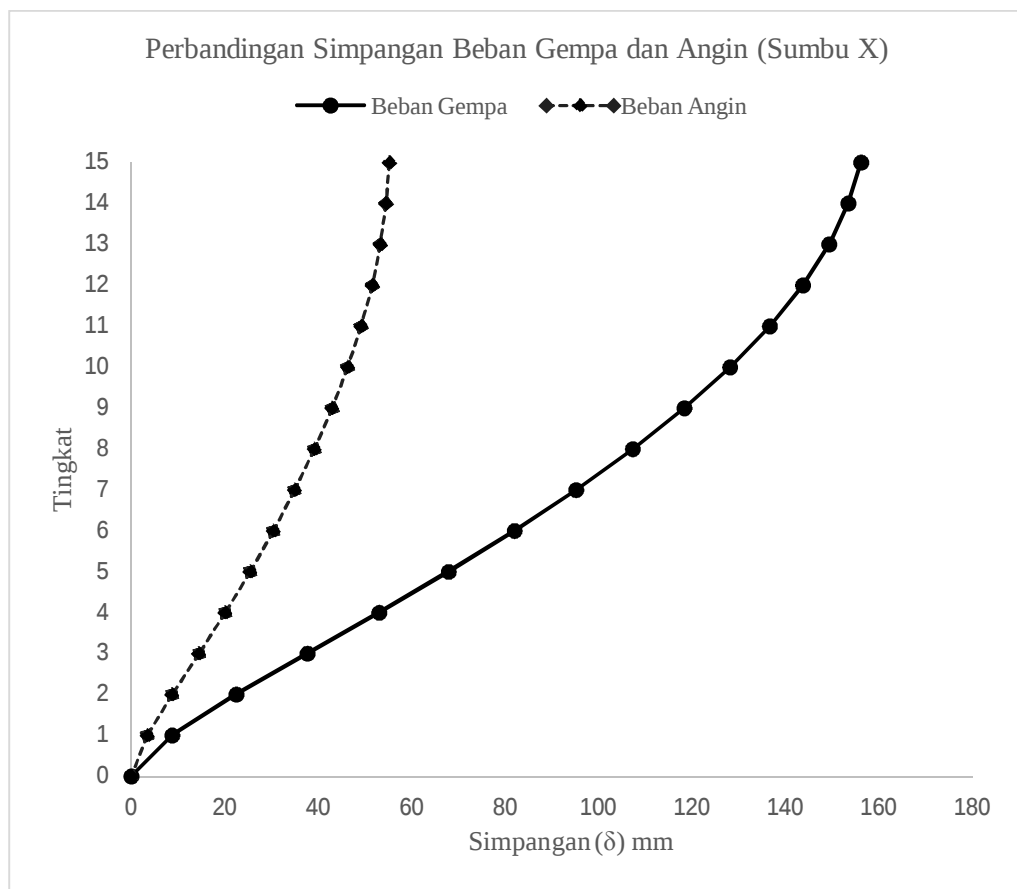
Tabel 4.60: Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit terhadap angin untuk Model 3.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis (δ_e)		Perpindahan Total ($\delta_e \cdot C_d$)/ I_e		Simpangan Antar Lantai (Δ)		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
15	3500	4,27	4,752	27,77	30,89	1,06	1,18	70,00	OKE	OKE
14	3500	4,11	4,571	26,72	29,71	1,24	1,37	70,00	OKE	OKE
13	3500	3,92	4,361	25,48	28,35	1,37	1,53	70,00	OKE	OKE
12	3500	3,71	4,125	24,12	26,81	1,29	1,53	70,00	OKE	OKE
11	3500	3,51	3,89	22,82	25,29	0,70	0,64	70,00	OKE	OKE
10	3500	3,40	3,791	22,12	24,64	1,72	1,99	70,00	OKE	OKE
9	3500	3,14	3,485	20,40	22,65	2,18	2,41	70,00	OKE	OKE
8	3500	2,80	3,115	18,21	20,25	2,36	2,61	70,00	OKE	OKE
7	3500	2,44	2,714	15,85	17,64	2,12	2,49	70,00	OKE	OKE
6	3500	2,11	2,331	13,73	15,15	0,99	0,89	70,00	OKE	OKE
5	3500	1,96	2,194	12,74	14,26	2,40	2,78	70,00	OKE	OKE
4	3500	1,59	1,767	10,34	11,49	2,89	3,15	70,00	OKE	OKE
3	3500	1,15	1,283	7,45	8,34	2,89	3,10	70,00	OKE	OKE
2	3500	0,70	0,806	4,56	5,24	2,65	2,87	70,00	OKE	OKE
1	4000	0,29	0,364	1,90	2,37	1,90	2,37	80,00	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

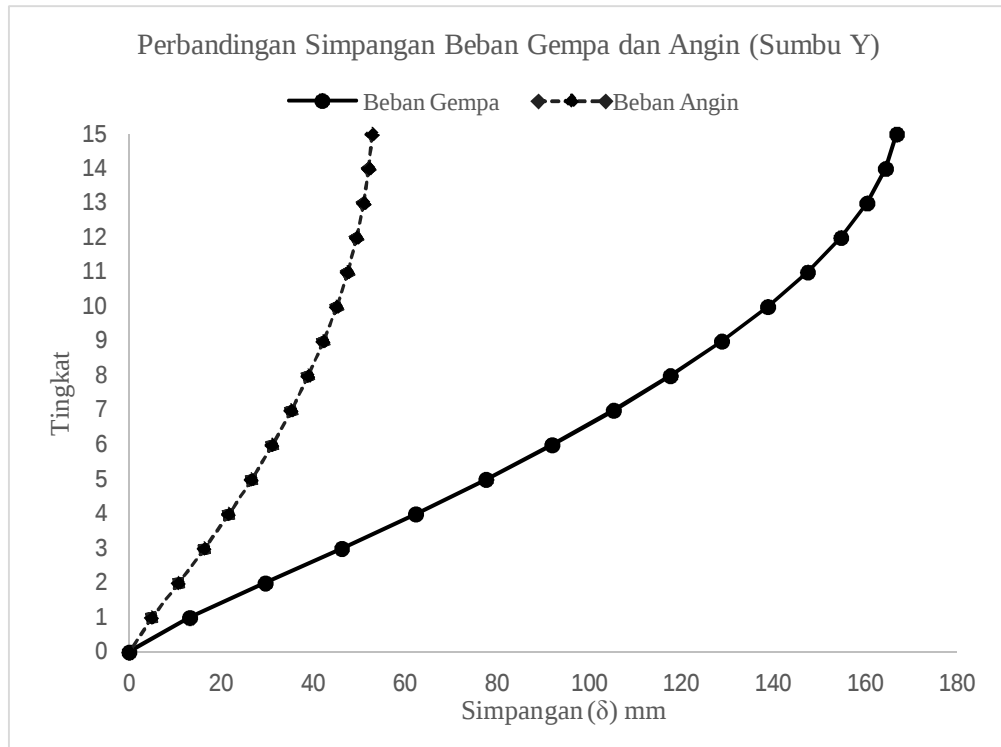
4.4. Rangkuman Grafik Perbandingan

4.4.1. Perbandingan Grafik Simpangan Antar Lantai

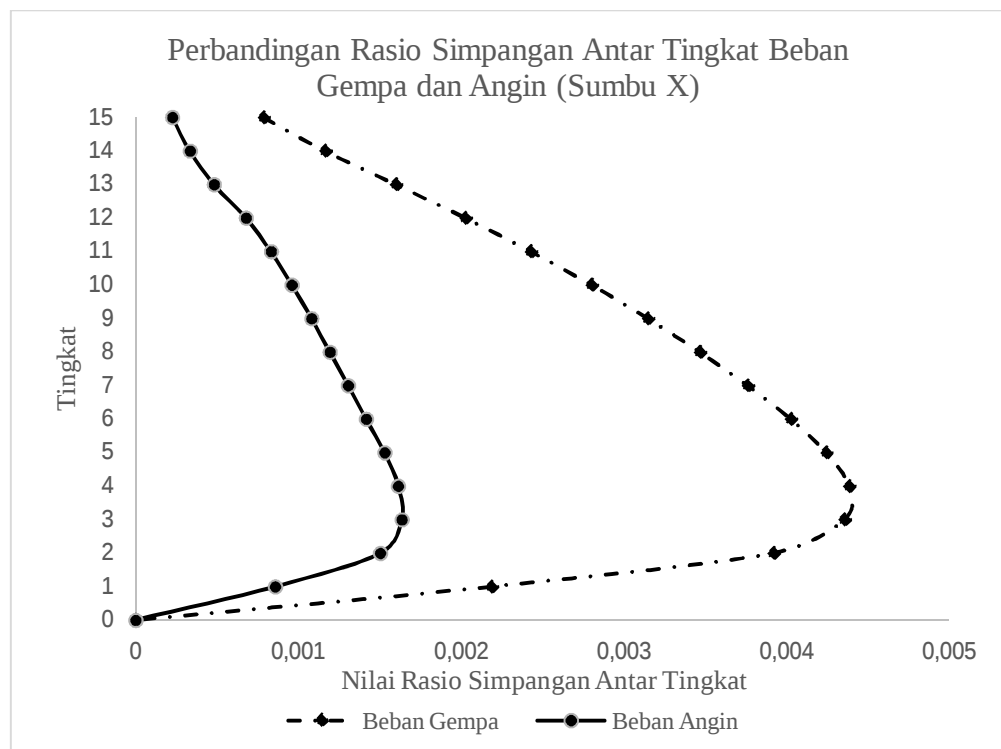
Perbandingan simpangan dan simpangan antar lantai baik terhadap gempa maupun terhadap beban angin dijelaskan dengan menggunakan grafik agar mudah untuk memahaminya. Dari Gambar 4.1 – 4.8 menyajikan perbandingan grafik simpangan terhadap ketinggian lantai gedung antara Model 1 – 3.



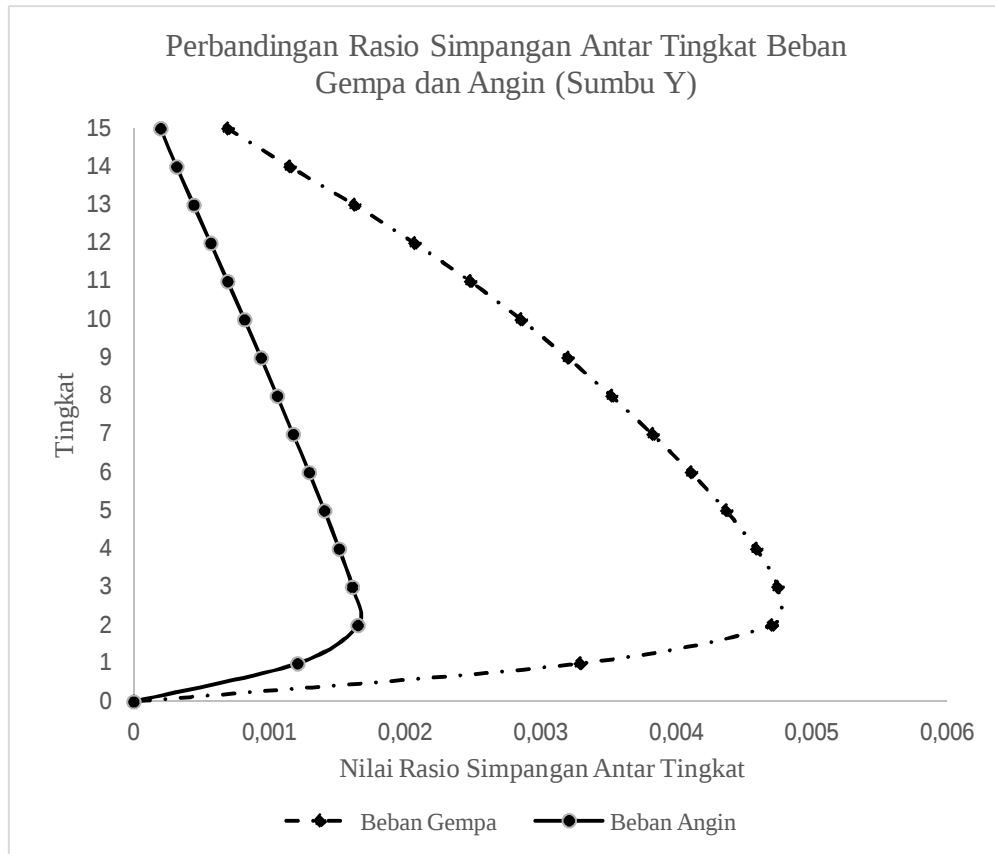
Gambar 4.1: Perbandingan simpangan beban gempa dan angin Model 1 terhadap sumbu x.



Gambar 4.2: Perbandingan simpangan beban gempa dan angin Model 1 terhadap sumbu y.

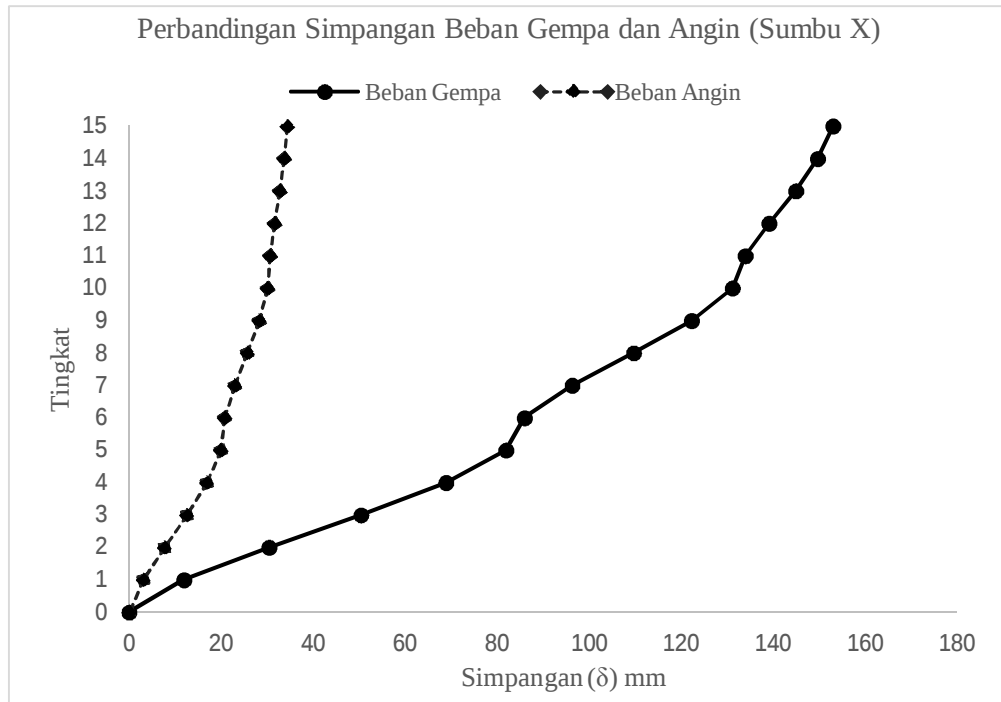


Gambar 4.3: Perbandingan rasio simpangan antar tingkat beban gempa dan angin terhadap sumbu x pada Model 1.

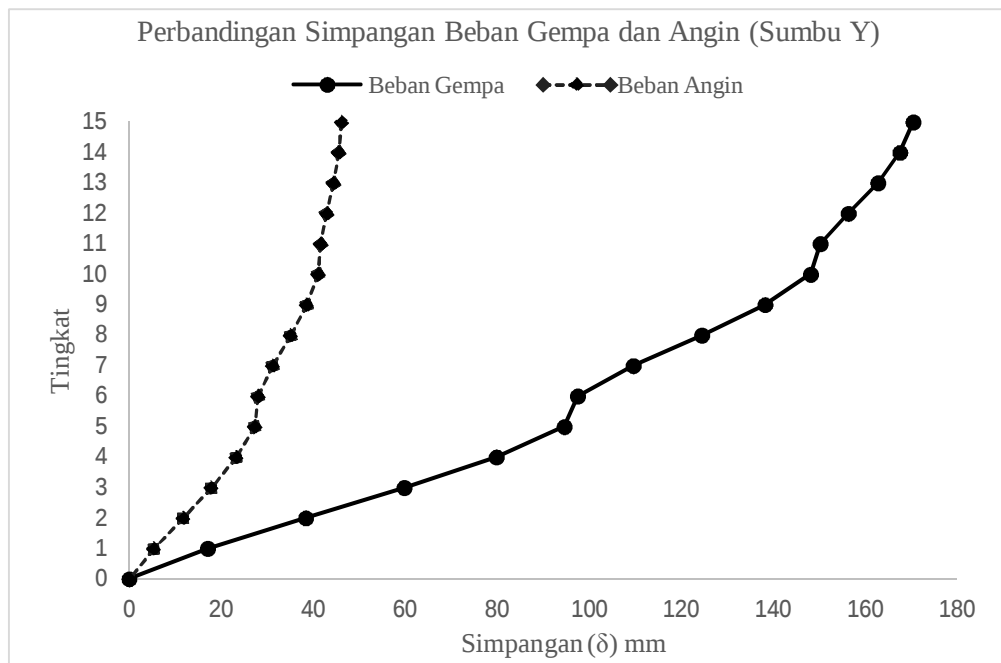


Gambar 4.4: Perbandingan rasio simpangan antar tingkat beban gempa dan angin terhadap sumbu y pada Model 1.

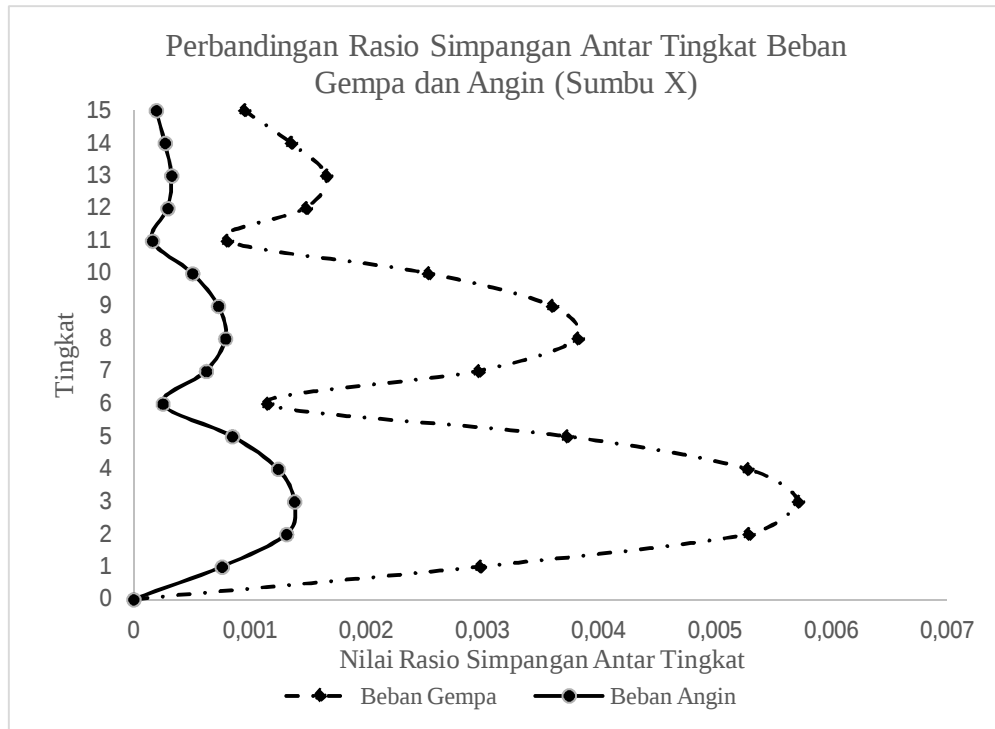
Berdasarkan Gambar 4.1 – 4.4 dapat dilihat pada Model 1 perbandingan simpangan dan rasio simpangan antar tingkat memiliki perbandingan yang jauh antara beban angin dan beban gempa. Simpangan terbesar terjadi pada beban gempa dengan selisih 100 mm terhadap beban angin.



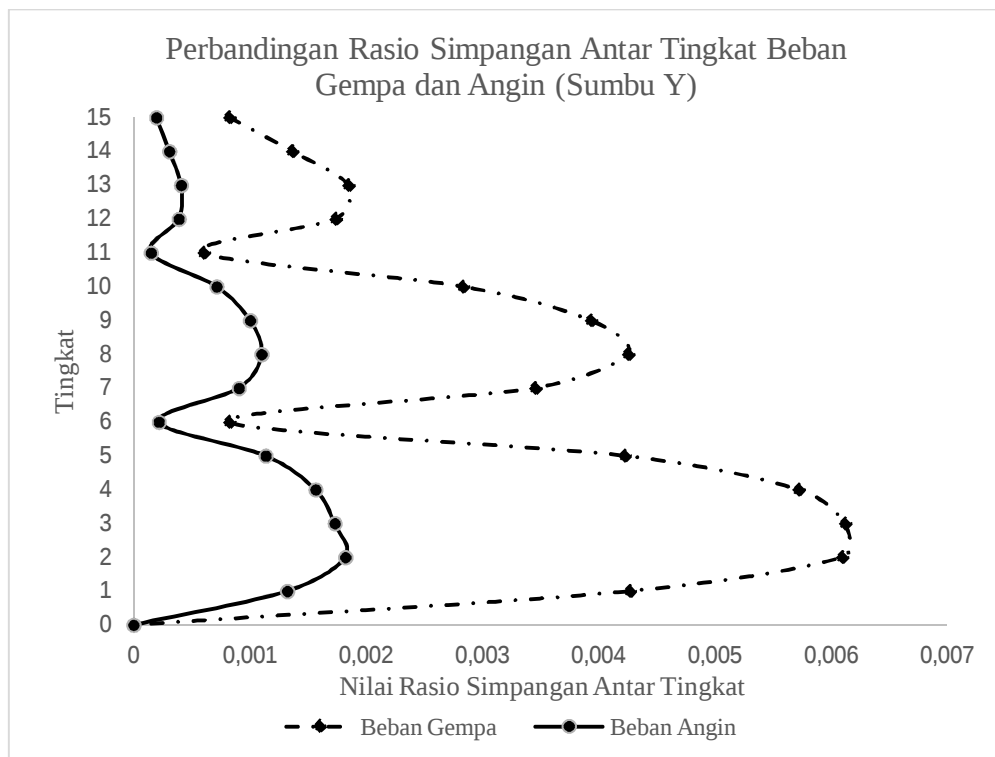
Gambar 4.5: Perbandingan simpangan beban gempa dan angin Model 2 terhadap sumbu x.



Gambar 4.6: Perbandingan simpangan beban gempa dan angin Model 2 terhadap sumbu y.

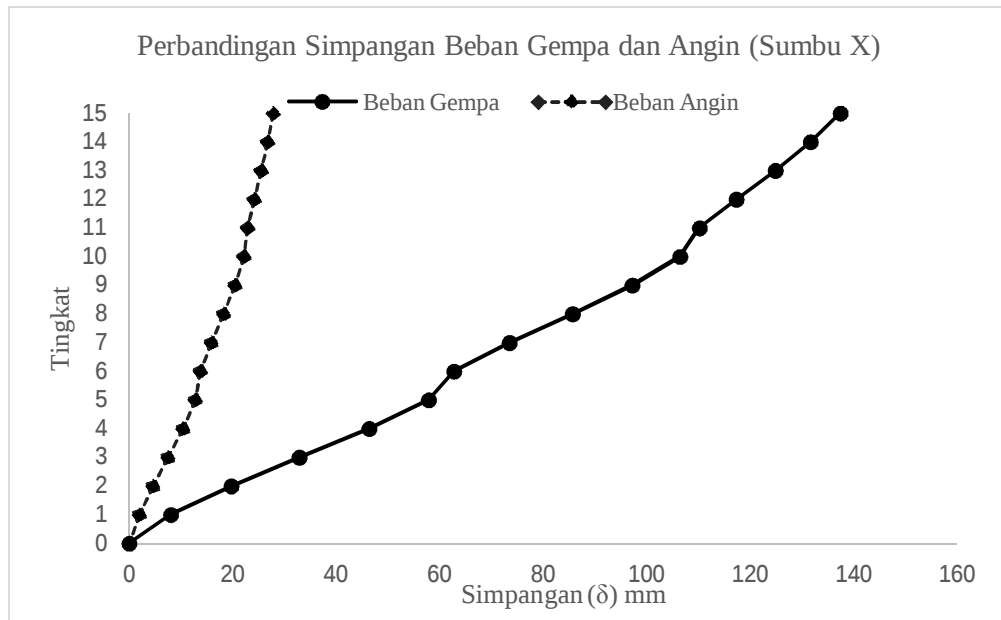


Gambar 4.7: Perbandingan rasio simpangan antar tingkat beban gempa dan angin terhadap sumbu x pada Model 2.

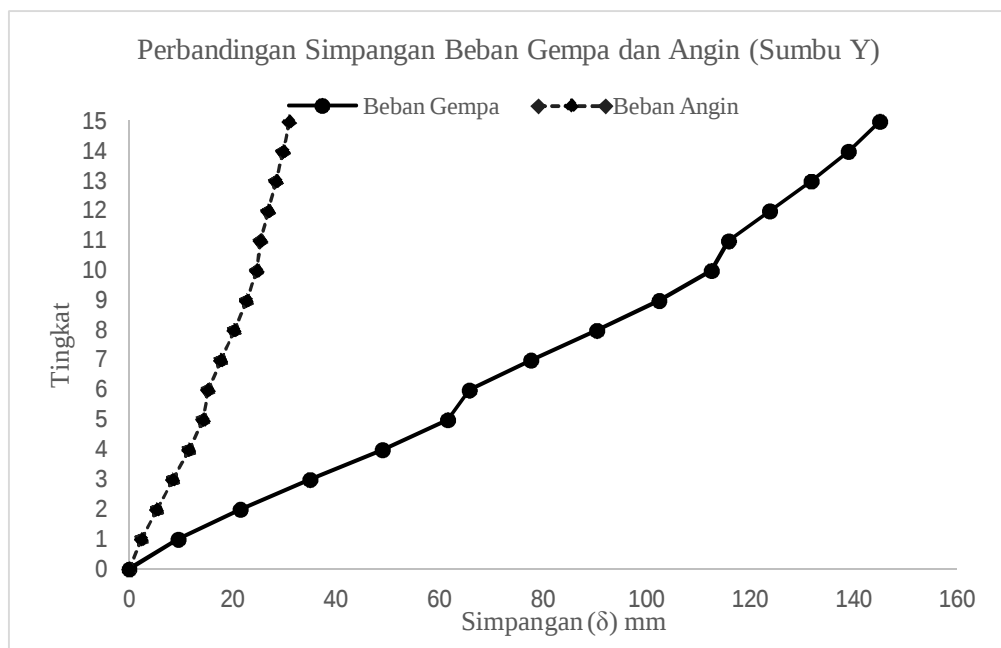


Gambar 4.8: Perbandingan rasio simpangan antar tingkat beban gempa dan angin terhadap sumbu y pada Model 2.

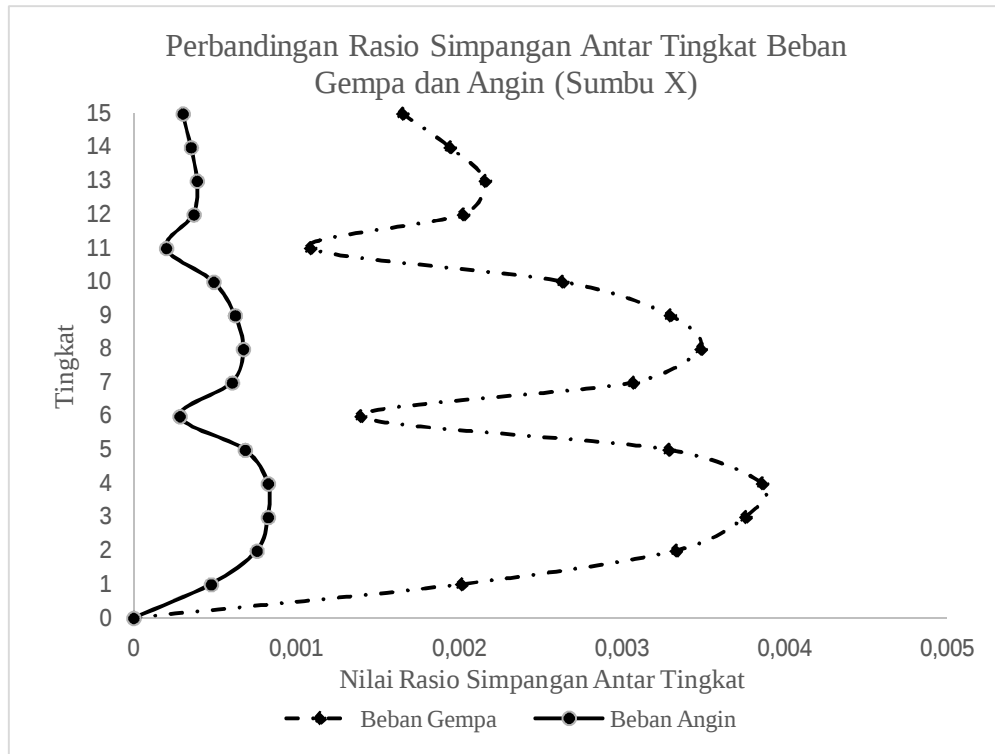
Berdasarkan grafik pada Gambar 4.5 – 4.8 menunjukkan perbedaan yang sama dengan Model 1 dimana simpangan dan rasio simpangan antar tingkat lebih besar pengaruh terhadap beban gempa daripada beban angin.



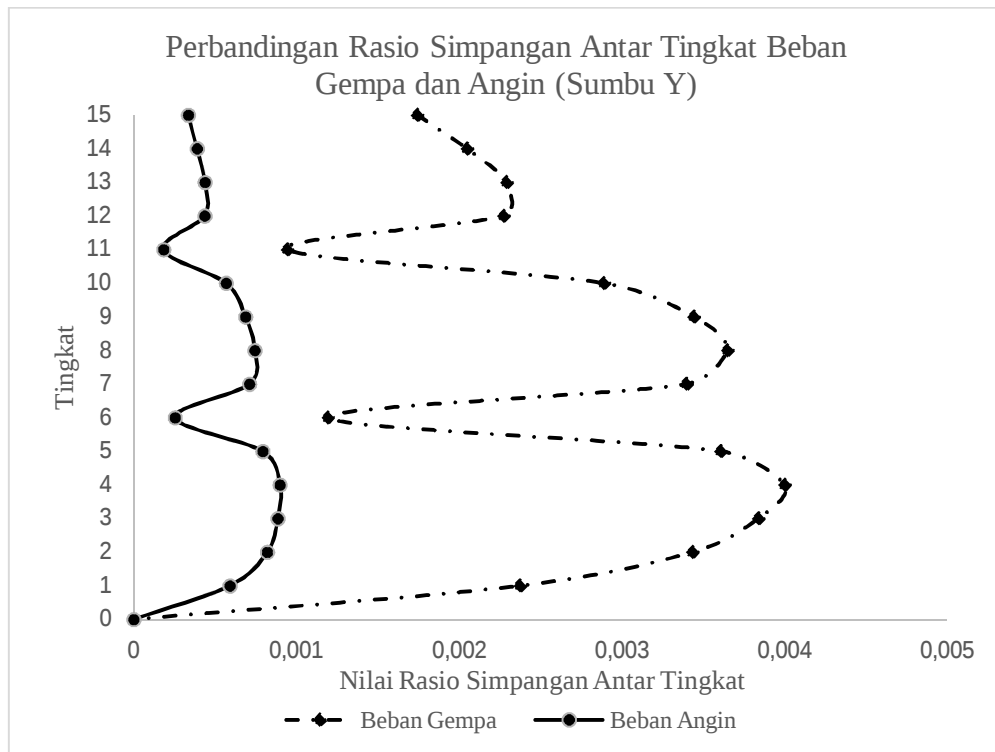
Gambar 4.9: Perbandingan simpangan beban gempa dan angin Model 3 terhadap sumbu x.



Gambar 4.10: Perbandingan simpangan beban gempa dan angin Model 3 terhadap sumbu y.



Gambar 4.11: Perbandingan rasio simpangan antar tingkat beban gempa dan angin terhadap sumbu x pada Model 3.

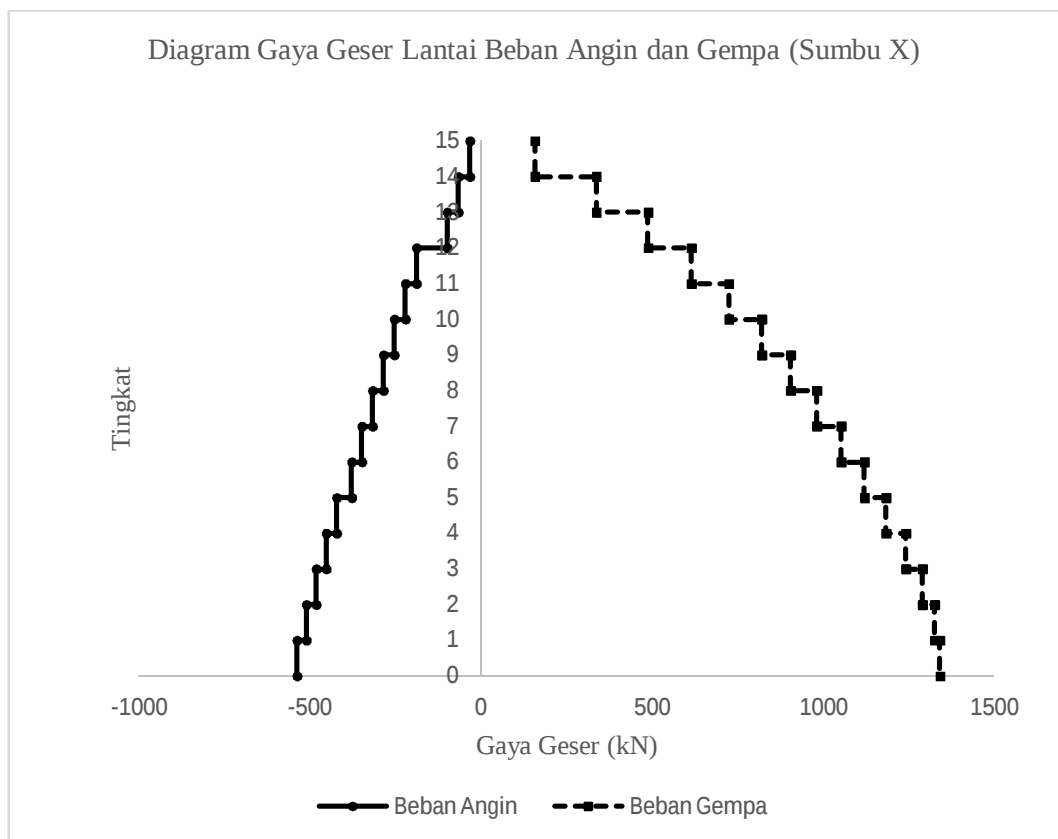


Gambar 4.12: Perbandingan rasio simpangan antar tingkat beban gempa dan angin terhadap sumbu y pada Model 3.

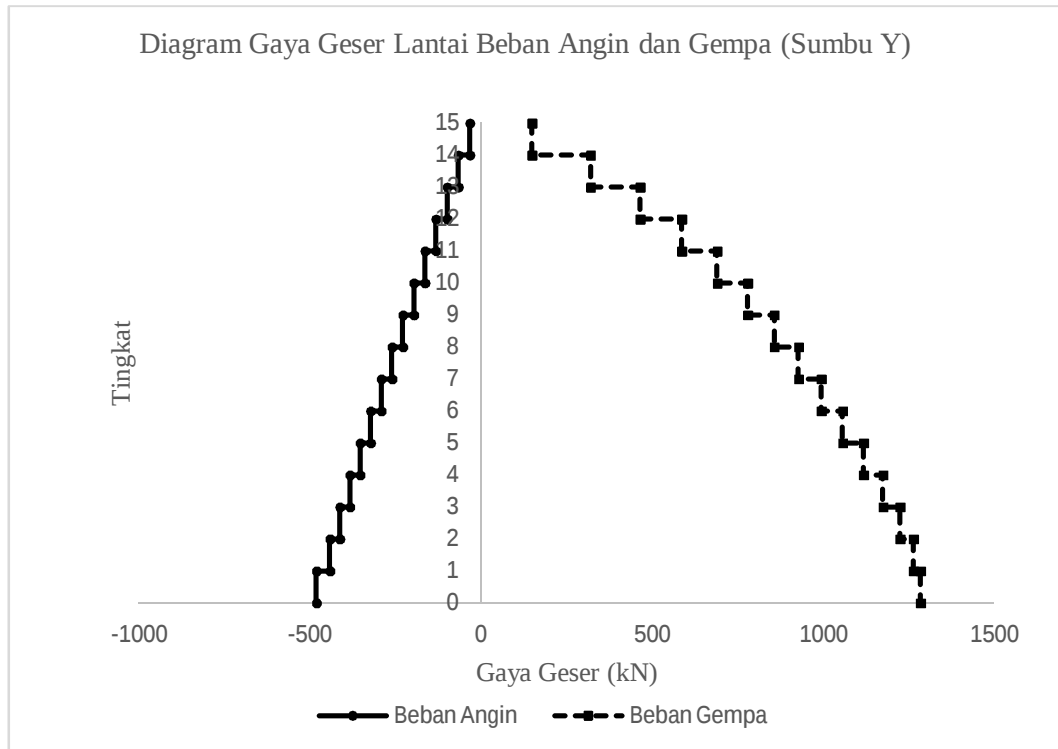
Berdasarkan grafik pada Gambar 4.9 – 4.12 menunjukkan perbedaan yang sama dengan Model 1 dan 2 yaitu simpangan antar lantai lebih besar pengaruhnya terhadap beban gempa. Hal ini dikarenakan struktur gedung yang hanya memiliki ketinggian 53 m (15 lantai) yang mana dengan ketinggian tersebut tekanan beban angin terhadap struktur tidak memiliki pengaruh yang besar terhadap struktur.

4.4.2. Perbandingan Grafik Gaya Geser Lantai

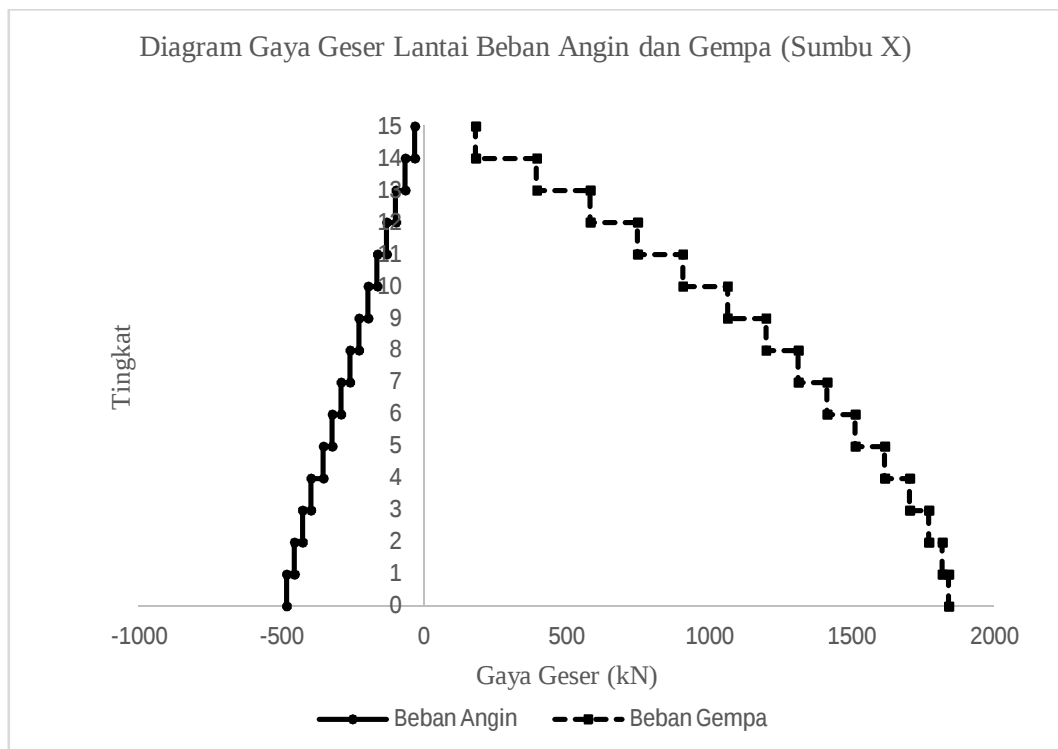
Berikut ini disajikan perbandingan grafik gaya geser lantai terhadap ketinggian lantai gedung antara Model 1 Model 2 dan Model 3 dapat dilihat pada Gambar 4.13 – 4.18.



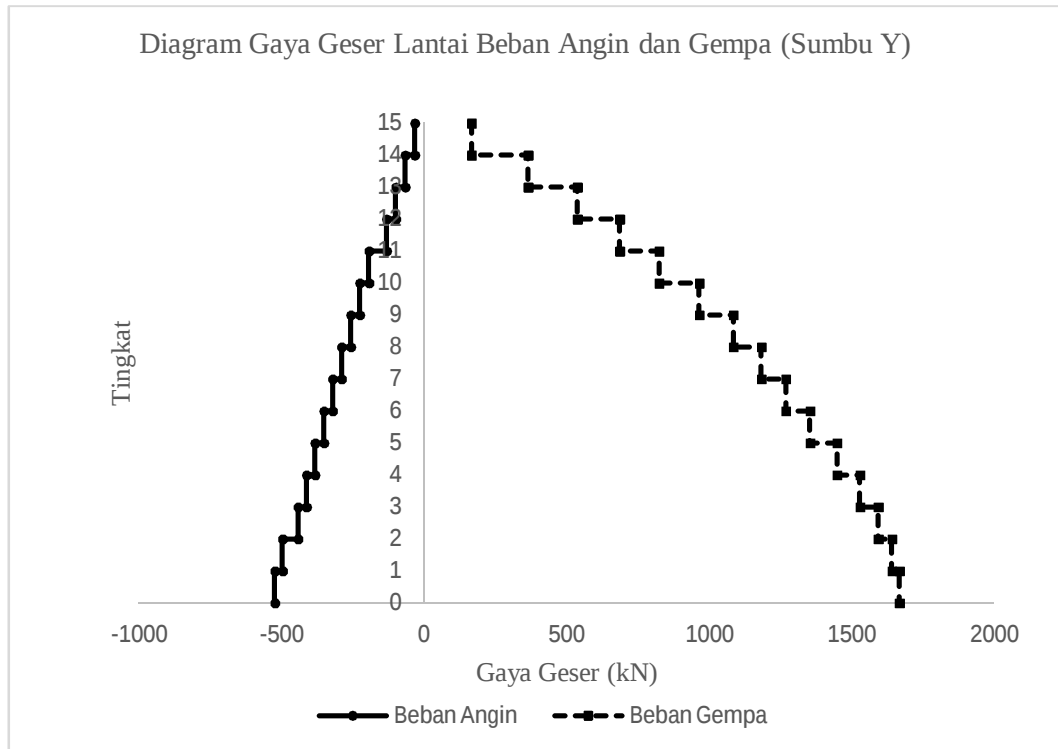
Gambar 4.13: Perbandingan gaya geser lantai terhadap beban gempa dan angin sumbu x pada Model 1.



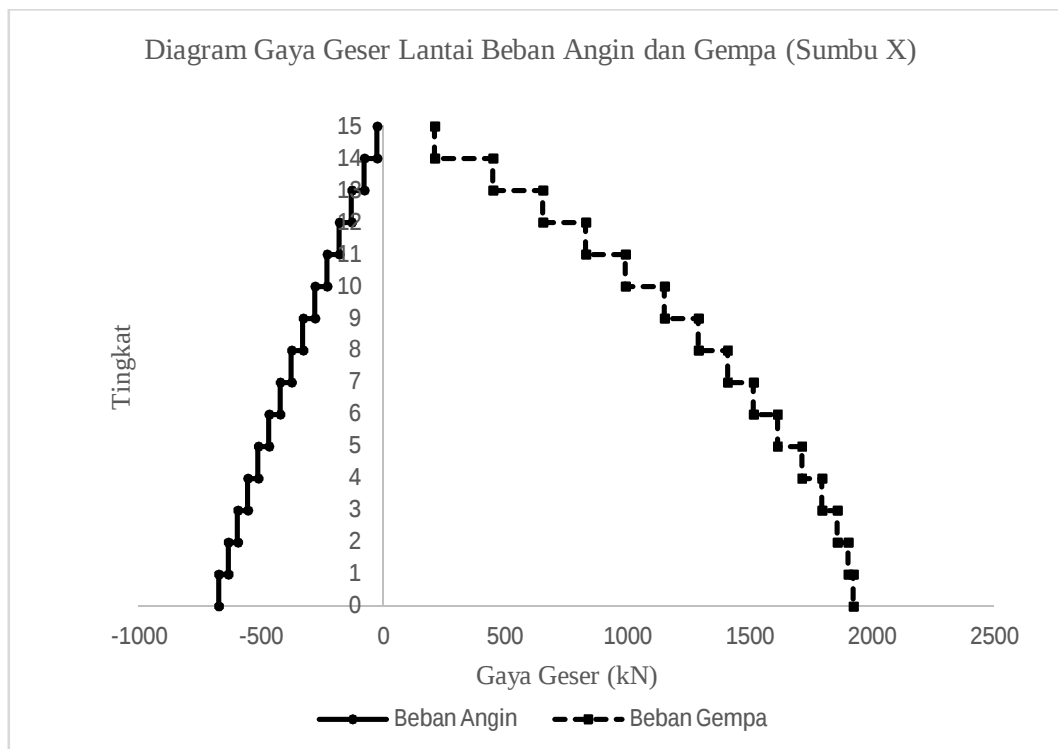
Gambar 4.14: Perbandingan gaya geser lantai terhadap beban gempa dan angin sumbu y pada Model 1.



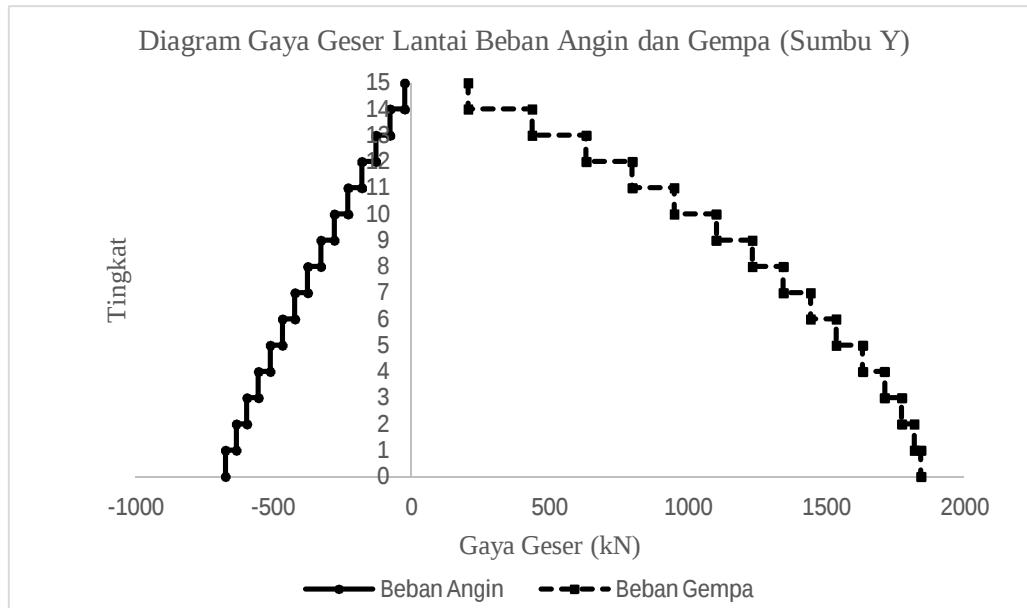
Gambar 4.15: Perbandingan gaya geser lantai terhadap beban gempa dan angin sumbu x pada Model 2.



Gambar 4.16: Perbandingan gaya geser lantai terhadap beban gempa dan angin sumbu y pada Model 2.



Gambar 4.17: Perbandingan gaya geser lantai terhadap beban gempa dan angin sumbu x pada Model 3.

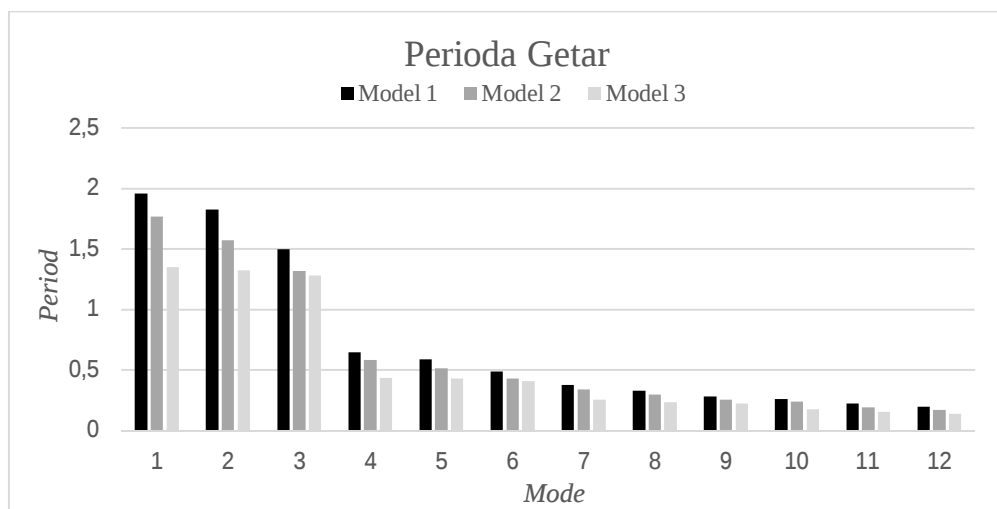


Gambar 4.18: Perbandingan gaya geser lantai terhadap beban gempa dan angin sumbu y pada Model 3.

Berdasarkan grafik pada Gambar 4.13 – 4.18 pada gaya geser lantai juga dapat dilihat bahwa gaya geser dasar terhadap beban gempa lebih besar pengaruhnya terhadap struktur daripada beban angin pada setiap Model.

4.4.3. Perbandingan Grafik Perioda Getar Struktur

Berikut ini disajikan perbandingan perioda getar struktur antara Model 1 – 3 dapat dilihat pada Gambar 4.19. Berdasarkan gempa Medan.



Gambar 4.19: Perbandingan perioda getar struktur antara Model 1 – 3.

Berdasarkan grafik pada Gambar 4.19 dapat dilihat bahwa Model 1 memiliki perioda getar lebih besar dibandingkan dengan Model 2 dan Model 3. Hal ini disebabkan oleh kekakuan pada sistem struktur yang digunakan.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan mengenai perilaku struktur dari model-model yang dibahas pada bab 4, dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Berdasarkan hasil analisis, didapatkan nilai-nilai dari perilaku struktur gedung, yaitu:
 - a) Periode getar struktur:
 - a1. Periode getar struktur untuk Model 1 yaitu Sistem Rangka Pemikul momen Khusus (SRPMK) adalah 1,957 detik (arah y) dan 1,825 detik (arah x).
 - a2. Periode getar struktur untuk Model 2 yaitu Struktur dengan sistem outrigger dan *belt-truss* adalah 1,766 detik (arah y) dan 1,574 detik (arah x).
 - a3. Periode getar struktur untuk Model 3 yaitu struktur dengan sistem *outrigger* dan *belt-truss* dengan *core* DGPK adalah 1,350 detik (arah y) dan 1,282 detik (arah x).
 - b) Simpangan gedung terhadap gempa untuk Model 1-3:
 - b1. Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 1 sebesar 156,19 mm (arah x) dan 166,90 mm (arah y) terhadap gempa.
 - b2. Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 2 sebesar 153,02 mm (arah x) dan 170,48 mm (arah y) terhadap gempa.
 - b3. Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 3 sebesar 137,46 mm (arah x) dan 145,09 mm (arah y) terhadap gempa.
 - c) Simpangan gedung terhadap beban angin untuk Model 1-3:
 - c1. Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 1 sebesar 55,23 mm (arah x) dan 52,77 mm (arah y) terhadap beban angin.
 - c2. Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 2 sebesar 34,33 mm (arah x) dan 46,10 mm (arah y) terhadap beban angin.

- c3. Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 3 sebesar 27,77 mm (arah x) dan 30,89 mm (arah y) terhadap beban angin.
- d) Gaya geser dasar terhadap gempa untuk Model 1, Model 2 dan Model 3:
- d1. Gaya geser dasar Model 1 adalah 1341,269 KN (gempa x) dan 1284,298 KN (gempa y).
- d2. Gaya geser dasar Model 2 adalah 1840,647 KN (gempa x) dan 1667,491 KN (gempa y).
- d3. Gaya geser dasar Model 3 adalah 1923,214 KN (gempa x) dan 1841,583 KN (gempa y).
- e) Gaya geser dasar terhadap beban angin untuk Model 1, Model 2 dan Model 3:
- e1. Gaya geser dasar Model 1 adalah -538,12 KN (angin x) dan -481,39 KN (angin y).
- e2. Gaya geser dasar Model 2 adalah -482,64 KN (angin x) dan -523,75 KN (angin y).
- e3. Gaya geser dasar Model 3 adalah -674,689 KN (angin x) dan -674,491 KN (angin y).
2. Dari perbandingan antara model 1-3 yang dianalisis menggunakan sistem SRPMK dan *dual system (outrigger dan belt-truss)* serta *core* dinding geser pelat khusus (DGPK) dapat diketahui bahwa baik simpangan, gaya geser, beban gempa lebih dominan daripada beban angin terhadap struktur bangunan baja. Hal ini dikarenakan beban angin tidak memberikan efek yang kuat pada bangunan struktur saja dengan ketinggian 53 m sehingga struktur dikategorikan aman terhadap beban angin. Akan tetapi struktur harus dilakukan analisis beban gempa karena beban gempa memberikan pengaruh besar terhadap struktur bangunan. Berdasarkan hasil analisis struktur gedung bangunan baja yang didesain aman terhadap beban gempa.
3. Dari hasil perbandingan, sistem *outrigger* dan *beltruss* dapat memperkecil simpangan dan gaya geser. Akan tetapi, penggunaan sistem *outrigger* dan *beltruss* tidak efektif untuk digunakan pada bangunan gedung bertingkat 15. Hal ini dapat ditinjau dari efektifitas biaya.

5.2. Saran

Adapun saran-saran yang dapat disampaikan oleh peneliti adalah sebagai berikut:

1. Peneliti menyarankan agar dapat membandingkan metode analisis dengan metode-metode yang lain, seperti analisis *time history*.
2. Pada Tugas Akhir ini, struktur gedung menggunakan sistem SRPMK dan dual sistem *outrigger* dan *beltruss* dengan *core* Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK), sehingga disarankan untuk analisis selanjutnya menggunakan sistem yang lain agar dapat dibandingkan dengan sistem yang digunakan pada Tugas Akhir ini.
3. Peneliti 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.

DAFTAR PUSTAKA

- 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.
- Dewobroto, W. (2012) *Menyongsong Era Bangunan Tinggi dan Bentang Panjang*. Tangerang: Universitas Pelita Harapan.
- Dewobroto, W. (2016) *Struktur Baja – Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010 Edisi Ke-2*. Tangerang: Universitas Pelita Harapan.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- Faisal, A. (2013) *Catatan Kuliah M.K Vibrasi dan Teori Gempa*. Medan: UMSU.
- Berman, Jeffrey, Bruneau, M. (2003) Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls. *ASCE Journal of Structural Engineering*, pp. 1448-1456.
- Amirsyah, T.P. (2007) Kajian Parameter Daktilitas dan Energi Disipasi pada Struktur Dinding Geser Pelat Baja. *Tesis Magister*. Bandung: Program Studi Rekayasa Struktur, Institut Teknologi Bandung.
- Budiono, B., Wicaksono, E. B. (2016) Perilaku Struktur Bangunan dengan Ketidakberaturan Vertikal Tingkat Lunak Berlebihan dan Massa Terhadap Beban Gempa. *Jurnal Teknik Sipil*, Vol.23 (2).

LAMPIRAN

A. Perencanaan Struktur

A1. Perhitungan Tebal Pelat Lantai

Perencanaan pelat lantai untuk seluruh model adalah sama, dan pelat lantai menggunakan sistem pelat dua arah dimana perbandingan antara $l_y/l_x \leq 2,3$. Berikut ini merupakan perhitungan tebal pelat dua arah.

Data-data:

- $l_y = 5000 \text{ mm}$
- $l_x = 5000 \text{ mm}$
- $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- $l_n = 5000 \text{ mm}$
- $\beta = l_y/l_x = 1$
- $$\begin{aligned} h_{\text{maks}} &= \frac{\ln (0,8 + f_y/1500)}{36} \\ &= \frac{5000 (0,8 + 400/1500)}{36} \\ &= 148,148 \text{ mm} \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} h_{\text{min}} &= \frac{\ln (0,8 + f_y/1500)}{36 + 9\beta} \\ &= \frac{5000 (0,8 + 400/1500)}{36 + 9(1)} \\ &= 118,518 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tebal pelat lantai diambil:

- Lantai 1-14 = 140 mm
- Lantai 15 = 120 mm

A2. Perhitungan Tebal Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK)

Tebal dinding geser ini dihitung dengan menggunakan transformasi dari rumus yang ada pada SNI 7860:2015. Tebal dinding di seluruh lantai dibuat sama dengan kemampuan untuk memikul gaya geser rencana adalah gaya geser dasar. Tebal dinding geser yang digunakan adalah sama untuk seluruh model yang menggunakannya. Berikut Berikut ini merupakan perhitungan tebal Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK).

Data-data:

- $V_s = 2376,288 \text{ KN}$
- $L = 5000 \text{ mm}$
- $f_y = 250 \text{ Mpa}$
- $\alpha = 40 \text{ (rencana)}$

$$\begin{aligned} t_w &= \frac{V_n}{0,42 f_y L \sin 2\alpha} \\ &= \frac{2376288}{0,42 \cdot 250 \cdot 5000 \sin 2 \cdot 40} \\ &= 4,596 \text{ mm} \quad , \text{ diambil } t_w = 6 \text{ mm} \end{aligned}$$

A3. Perhitungan Berat Tambahan Beban Mati

Rencana beban tambahan untuk beban mati pada semua model adalah sama, baik beban tambahan pelat lantai, beban dinding serta rencana beban tangga.

A3.1. Beban Tambahan Pelat Lantai

Berikut ini merupakan perhitungan beban tambahan pada pelat lantai yang dibedakan menjadi pelat lantai untuk lantai 1 – 14 dan pelat atap untuk lantai 15 (atap).

a. Beban Mati Tambahan pada Lantai 1-14

- Spesi Lantai Keramik ($t = 2 \text{ cm}$)	=	42 kg/m^2	=	0,42 kN/m^2
- Penutup lantai keramik	=	24 kg/m^2	=	0,24 kN/m^2
- Plafon + penggantung	=	18 kg/m^2	=	0,18 kN/m^2
- ME	=	40 kg/m^2	=	0,4 kN/m^2
Total beban mati	=	124 kg/m^2	=	1,24 kN/m^2

b. Beban Mati Tambahan pada Lantai 15

- Plafon + penggantung	=	18 kg/m^2	=	0,18 kN/m^2
- Waterproof	=	4 kg/m^2	=	0,04 kN/m^2
- plester	=	42 kg/m^2	=	0,42 kN/m^2
- ME	=	40 kg/m^2	=	0,4 kN/m^2
Total beban mati	=	104 kg/m^2	=	1,04 kN/m^2

A3.2. Beban Dinding

Berikut ini merupakan perhitungan beban dinding yang dibedakan menjadi beban dinding untuk lantai 1, lantai 2 – 14 dan lantai 15 (atap).

a. Dinding Lt 1

$$\begin{aligned}
 - \text{Dinding Batako 15 cm} &= 300 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Beban garis} &= 300 \cdot 1/2(4+3,5) \\
 &= 1125 \text{ kg/m} = 11,25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Dinding Lt 2-14

$$\begin{aligned}
 - \text{Dinding Batako 15cm} &= 300 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Beban garis} &= 300 \cdot 1/2(3,5+3,5) \\
 &= 1050 \text{ kg/m} = 10,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c. Dinding Lt 15

$$\begin{aligned}
 - \text{Dinding Batako 15 cm} &= 300 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Beban garis} &= 300 \cdot 1/2(3,5) \\
 &= 525 \text{ kg/m} = 5,25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

A3.3. Beban Tangga

Berikut ini merupakan perhitungan beban tangga yang dibedakan menjadi beban tangga dari *base* ke lantai 1 dan beban tangga dari lantai 1 ke lantai 15 (atap).

Tabel A1: Data perencanaan tangga dari *base* ke lantai 1:

Data Perencanaan	Panjang (cm)	
Tinggi antar lantai ke bodres	2	M
Lebar tangga	1,5	M
Panjang tangga	3,5	M
Kemiringan (α)	29,745	
Panjang bordes	1,5	m
<i>Optrade</i>	0,16	m
<i>Antrade</i>	0,3	m

Tabel A2: Data perencanaan tangga dari lantai 1 ke lantai 15:

Data Perencanaan	Panjang (cm)	
Tinggi antar lantai ke bodres	1,75	m
Lebar tangga	1,5	m

Panjang tangga	3,5	m
----------------	-----	---

Tabel A2: *Lanjutan.*

Data Perencanaan	Panjang (cm)	
Kemiringan (α)	26,565	
Panjang bordes	1,5	m
<i>Optrade</i>	0,16	m
<i>Antrade</i>	0,3	m

a) Perhitungan Struktur Tangga

- Tebal pelat tangga *base* ke lantai 1:

$$\begin{aligned}
 H_{\min} &= \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27} \\
 &= \frac{2 / \sin 29,745}{27} \\
 &= 0,149 \text{ m} \quad , \text{ diambil } h = 0,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

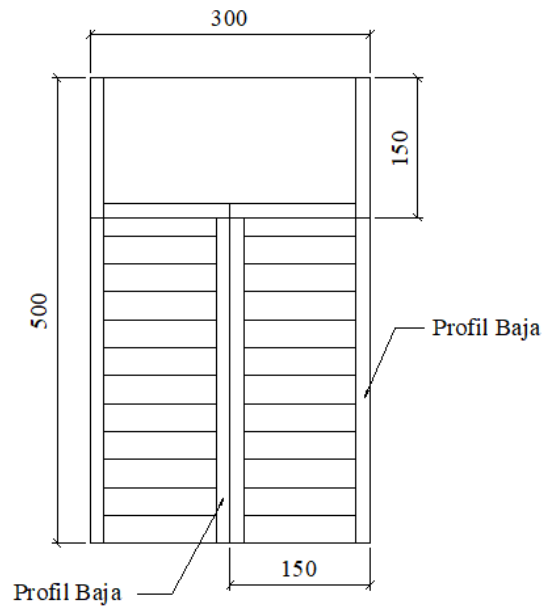
- Tebal pelat tangga lantai 1 ke lantai 15:

$$\begin{aligned}
 H_{\min} &= \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27} \\
 &= \frac{1,75 / \sin 26,565}{27} \\
 &= 0,145 \text{ m} \quad , \text{ diambil } h = 0,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

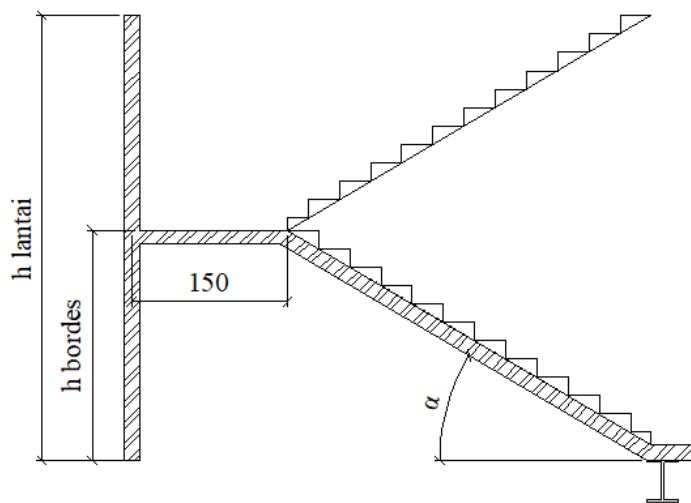
- Tebal pelat bordes diambil $h = 0,13 \text{ m}$ (diambil berdasarkan range pelat lantai).

Tabel A3: Profil struktur tangga:

LT 1 s/d LT 15					
	Tebal pelat	Profil digunakan	Berat (kg/m)	Panjang	Jumlah
Pelat tangga	150	150x150x7x10	31,5	3,91	2
Pelat bordes	130	125x125x6,5x9	23,8	1,5	2
Base s/d LT 1					
	Tebal pelat	Profil digunakan	Berat	Panjang	Jumlah
Pelat tangga	0	150x150x7x10	31,5	4,03	2
Pelat bordes	0	125x125x6,5x9	23,8	1,5	2



Gambar A1: Denah perencanaan pembebanan pada tangga.



Gambar A2: Tampak samping tangga.

b) Perhitungan Berat Struktur Tangga

- Beban tangga *base* ke lantai 1:

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 0,15 \times 2400 = 540 \text{ kg/m} = 5,400 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Profil tangga} &= 2 \times 31,5 &= \underline{63 \text{ kg/m}} &= \underline{0,630 \text{ KN/m}} \\ & &603 \text{ kg/m} &= 6,030 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

- Beban tangga lantai 1 ke lantai 15:

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 0,15 \times 2400 = 540 \text{ kg/m} = 5,400 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Profil tangga} &= 2 \times 31,5 &= \frac{63}{603} \text{ kg/m} &= \frac{0,630}{6,030} \text{ KN/m} \end{aligned}$$

- Beban pelat bordes:

$$\text{Pelat bordes} = 1,5 \times 0,13 \times 2400 = 468 \text{ kg/m} = 4,680 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Profil bordes} &= 2 \times 23,8 &= \frac{47,6}{515,6} \text{ kg/m} &= \frac{0,476}{5,156} \text{ KN/m} \end{aligned}$$

c) Perhitungan Beban Tambahan Tangga

Data Perencanaan:

1. Berat jenis beton bertulang	2400	Kg/m ³
2. Berat jenis tulangan	7850	Kg/m ³
3. Adukan semen	21	Kg/m ²
4. penutup lantai keramik	24	kg/m ²

- Beban tangga *base* ke lantai 1:

$$\text{Berat anak tangga} = 0,069 \times 2400 = 166,703 \text{ kg/m}^2 = 1,667 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Adukan semen (t = 2cm)} = 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Penutup lantai} &= &= \frac{24}{191,123} &= 0,240 \text{ KN/m}^2 \\ &= 191,123 \text{ kg/m}^2 = 1,911 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban tangga lantai 1 ke lantai 15:

$$\text{Berat anak tangga} = 0,072 \times 2400 = 171,730 \text{ kg/m}^2 = 1,717 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Adukan semen (t = 2cm)} = 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Penutup lantai} &= &= \frac{24}{196,150} &= 0,240 \text{ KN/m}^2 \\ &= 196,150 \text{ kg/m}^2 = 1,961 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban pelat bordes:

$$\text{Adukan semen (t = 2cm)} = 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Penutup lantai} &= &= \frac{24}{24,42} &= 0,244 \text{ KN/m}^2 \\ &= 24,42 \text{ kg/m}^2 = 0,244 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan beban di atas di ubah ke satuan berat per satuan panjang.

- Beban tangga *base* ke lantai 1:
Pelat tangga = $1,5 \times 191,123 = 286,684 \text{ kg/m} = 2,867 \text{ KN/m}$
- Beban tangga lantai 1 ke lantai 15:
Pelat tangga = $1,5 \times 196,150 = 294,225 \text{ kg/m} = 2,942 \text{ KN/m}$
- Beban pelat bordes:
Pelat bordes = $1,5 \times 24,42 = 36,63 \text{ kg/m} = 0,366 \text{ KN/m}$

Tabel A4: Rekapitulasi Beban Mati Pada Tangga.

REKAPITULASI BEBAN MATI PADA TANGGA			
BEBAN MATI PELAT TANGGA LT 1 KE LT 15			
Berat Sendiri	=	603 Kg/m	6,03 kN/m
Beban Tambahan	=	294,225 Kg/m	2,942 kN/m
	TOTAL	897,225 Kg/m	8,972 kN/m
BEBAN MATI PELAT TANGGA LT BASE KE LT 1			
Berat Sendiri	=	603 Kg/m	6,03 kN/m
Beban Tambahan	=	286,684 Kg/m	2,867 kN/m
	TOTAL	889,684 Kg/m	8,897 kN/m
BEBAN MATI PELAT BORDES			
Berat Sendiri	=	515,6 Kg/m	5,156 kN/m
Beban Tambahan	=	36,63 Kg/m	0,3663 kN/m
	TOTAL	552,23 Kg/m	5,5223 kN/m

A3.4. Perhitungan Beban Lift

Beban lift diperhitungkan dengan membuat seluruh beban yang bekerja menjadi beban mati terpusat dan diletakkan yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal. Terdapat 2 point yang harus dipenuhi:

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu:
Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta + perlengkapan (R1) dan berat bandul pemberat + perlengkapan (R2).
2. Koefisien kejutan oleh keran:

Koefisien kejut ditentukan oleh pasal 3.3.(3) PPIUG 1983.

$$\psi = (1+k_1 \cdot k_2 \cdot v) \geq 1,15$$

dimana:

ψ = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

v = Kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, tidak perlu diambil lebih dari 1,00m/det.

k_1 = Koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, keran induk dengan struktur rangka nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = Koefisien yang bergantung pada ifat mesin angkat dari keran angkatnya, diambil sebesar 1,3.

Tabel A5: Spesifikasi lift dari CV. Pribumi Jaya Abadi.

KAPASITAS		OPENING		CAR SIZE	
PERSON	LOAD (Kg)	widht	Height	widht	length
17	1150	1000	2100	1800	1500
TYPE	HOISTWAY		REACTION		SPEED (m/s)
	Widht	length	R1	R2	
2 Cars	4800	2200	6600	5100	1

Jadi, beban yang bekerja pada balok penumpang adalah:

$$\begin{aligned}
 P &= \sum R \cdot \Psi \\
 &= (6600 + 5100) \times (1+0,6 \times 1,3 \times 1) \\
 &= 20826 \text{ kg} \\
 &= 208,26 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Beban P diletakkan di tengah bentang balok penumpang yang merupakan tempat yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal.

A4. Perhitungan Beban Hidup

Beban hidup dibagi menjadi dua, yaitu beban hidup seragam dan beban hidup tidak seragam. Untuk nilai beban hidup sudah ditabelkan pada Tabel 2.16. Hanya saja perlu dihitung faktor reduksi beban hidup.

A4.1. Faktor Reduksi Beban Hidup

Komponen struktur yang memiliki nilai $K_{LL}A_T$ adalah 400 ft^2 ($37,16 \text{ m}^2$) atau lebih diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi. Reduksi beban hidup untuk setiap jenis beban di setiap lantai menggunakan faktor reduksi terbesar (beban dengan reduksi terkecil). Maka A_{TT} diambil yang terkecil sebagai perwakilan untuk setiap jenis beban.

Tabel A6: Beban hidup area berdasarkan SNI 1727:2013.

BEBAN HIDUP (L_o)				
1. PLAT LANTAI :	240	Kg/m^2	2,40	KN/m^2
2. PLAT ATAP =	96	Kg/m^2	0,96	KN/m^2
3. PLAT TANGGA & BORDES =	479	Kg/m^2	4,79	KN/m^2

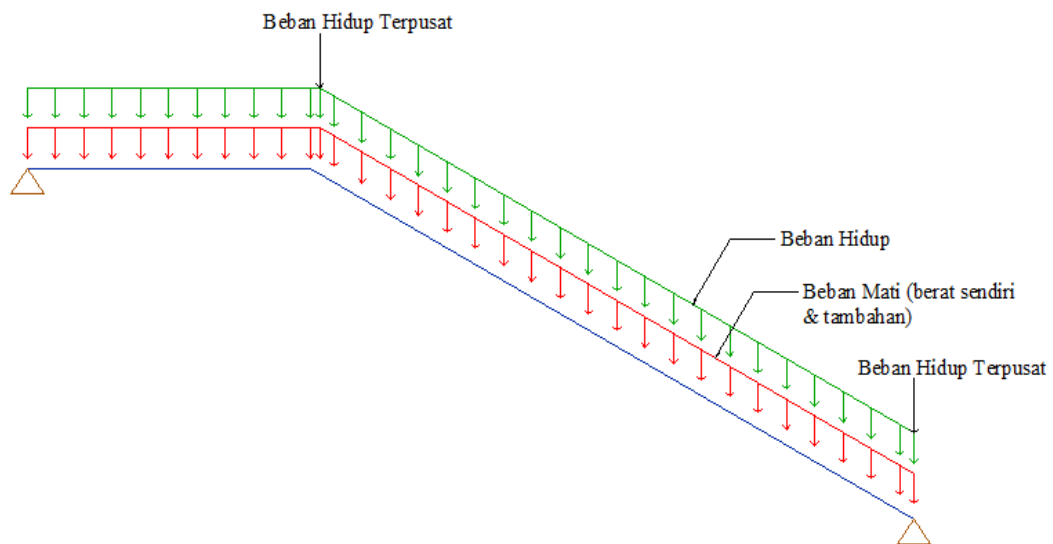
A4.2. Beban Hidup Tangga

Tidak seperti beban mati tangga, perhitungan untuk beban hidup tangga digabung menjadi satu bagian, karena beban hidup untuk tangga nilainya sama yaitu 479 kg/m^2 yang akan di ubah menjadi beban per satuan panjang. Berikut ini merupakan perhitungan beban hidup tangga.

Data:

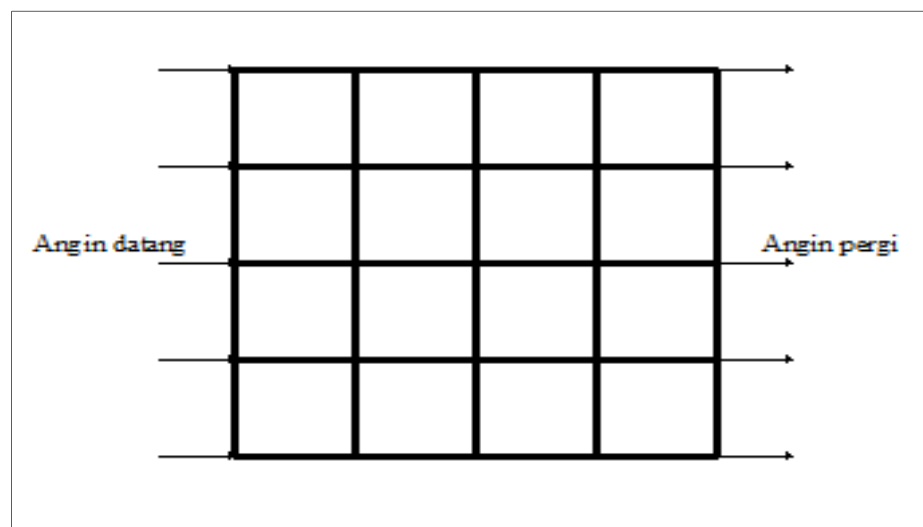
- Beban hidup tangga = 479 kg/m^2
- Beban hidup tangga per satuan panjang (keseluruhan):
 - Pelat tangga = $1,5 \times 479 = 718,5 \text{ kg/m} = 7,185 \text{ KN/m}$
 - Pelat bordes = $1,5 \times 479 = 718,5 \text{ kg/m} = 7,185 \text{ KN/m}$
- Beban pada susunan tangga dan sistem pagar pengaman:
 - $P = 0,89 \text{ KN}$
 - (Beban ini diletakkan pada setiap titik pegangan tangga atau di titik atas tangga)

Beban mati tangga dan beban hidup tangga didistribusikan ke sepanjang pelat tangga dan bordes sebagai beban yang akan diinput ke program SAP2000 v.14 untuk mendapatkan reaksi yang akan di input ke program ETABS v.15. Skema pembebanan untuk input ke program SAP2000 dapat dilihat pada Gambar B3.

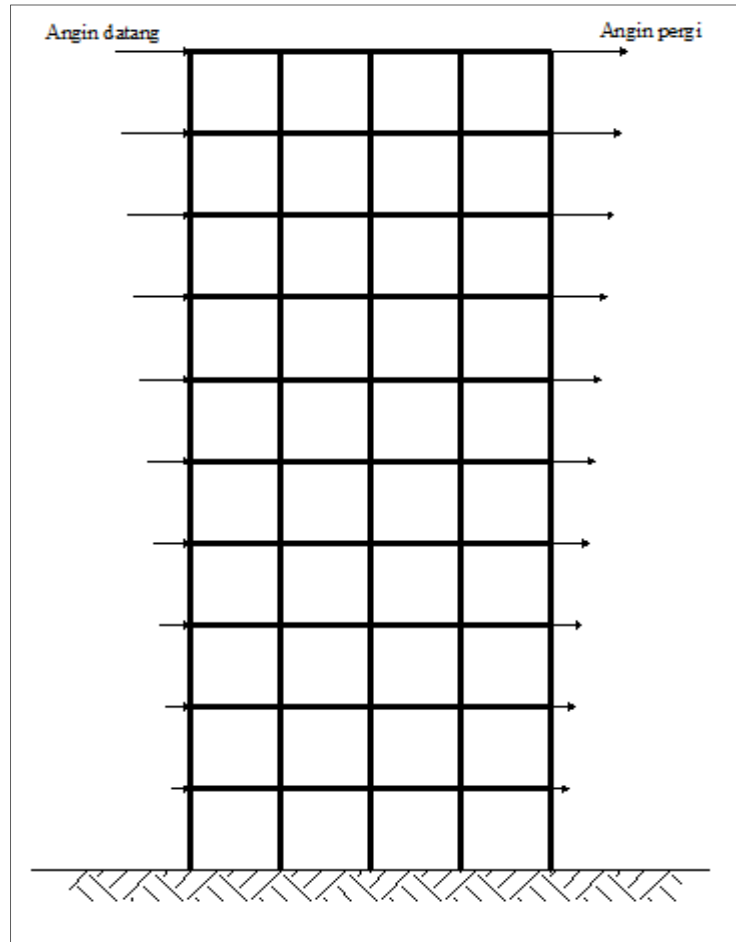


Gambar A3: Skema pembebanan tangga.

A4.3. Denah Pembebanan Beban Angin



Gambar A4. Beban angin tampak atas



Gambar A5. Beban angin tampak samping

Data-data :

$V = 60 \text{ Km/jam (} 16,17 \text{ m/s)}$

Tinggi antar lantai $= 3,5 \text{ m}$

Luas permukaan dinding $= 87,5 \text{ m}^2$

$X = 100 \text{ m}$

$H = 38 \text{ m}$

$L_h = 1500 \text{ m}$

$L = 3000 \text{ m}$

$Z = 53 \text{ m}$

$Z_g = 365,76 \text{ m}$

$\alpha = 7$

$GC_{pi} \text{ (datang)} = 0,18$

GC_{pi} (pergi)	= -0,18
$GC_p +$	= 1,6
$GC_p -$	= -1,6
K_z atau K_h	= 1,16 (diinterpolasikan)
Faktor arah angin(K_d)	= 0,85
Eksposur	= B

A4.4. Faktor Topografi

$$K_1 = K_1(H/L_h)$$

$$= 0,75 \cdot (38/1500) = 0,019$$

$$K_2 \text{ datang} = (1 - x / \mu L_h)$$

$$= (1 - 100 / 1,5 \cdot 1500)$$

$$= 0,96$$

$$K_2 \text{ pergi} = (1 - x / \mu L_h)$$

$$= (1 - 100 / 4 \cdot 1500)$$

$$= 0,98$$

$$K_3 = e^{-\gamma z / L_h}$$

$$= e^{-25 \cdot 53 / 1500}$$

$$= 0,92$$

A.4.5. Tekanan Velositas

$$q_h = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2$$

$$= 0,613 \cdot 1,16 \cdot 1,03 \cdot 0,85 \cdot 16,67$$

$$= 173,15 \text{ Mpa}$$

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2$$

$$= 0,613 \cdot 1,16 \cdot 1,03 \cdot 0,85 \cdot 16,67$$

$$= 173,15 \text{ Mpa}$$

A.4.6. Tekanan Angin Desain

$$p \text{ datang} = q (GC_p) - q_i (GC_{pi})$$

$$= (173,15 \cdot 1,6) - (173,15 \cdot 0,18)$$

$$= 245,88 \text{ N/m}^2 \text{ (} 0,025 \text{ Ton/m}^2 \text{)}$$

$$\begin{aligned}
 p_{\text{pergi}} &= q (G C_p) - q_i (G_{cpi}) \\
 &= (173,15 * (-1,6)) - (173,15 * (-0,18)) \\
 &= 245,88 \text{ N/m}^2 \text{ (0,025 Ton/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

A.4.7. Tekanan Angin Desain Final

Fr = 0,918 Faktor reduksi (Gambar 2.19)

FPE = Faktor penyesuaian eksposur dari (Gambar 2.18)

K_{zt} = Faktor topografi (1,03)

$$\begin{aligned}
 \text{Besaran terpaan angin} &= L * p_{\text{datang}} \\
 &= 87,5 * 245,8 \\
 &= 21514,31337 \text{ KN (21,51431337 N)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Besaran terpaan angin} &= L * p_{\text{pergi}} \\
 &= 87,5 * 246,9 \\
 &= 21533,18896 \text{ KN (21,53318896 N)}
 \end{aligned}$$

A.4.8. Input beban angin datang ke ETABS v.15

$$p = p_{\text{final}} * (FPE) * (FR) * K_{zt}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lantai 15} &= 21,51431337 * 0,815 * 0,918 * 1,03 \\
 &= 16,63587 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lantai 14} &= 21,51431337 * 0,81 * 0,918 * 1,03 \\
 &= 16,53381 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lantai 13} &= 21,51431337 * 0,805 * 0,918 * 1,03 \\
 &= 16,43175 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lantai 12} &= 21,51431337 * 0,801 * 0,918 * 1,03 \\
 &= 16,3501 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lantai 11} &= 21,51431337 * 0,794 * 0,918 * 1,03 \\
 &= 16,20722 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lantai 10} &= 21,51431337 * 0,79 * 0,918 * 1,03 \\
 &= 16,12557 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lantai 9} &= 21,51431337 * 0,783 * 0,918 * 1,03 \\
 &= 15,98268 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 8} &= 21,51431337 * 0,777 * 0,918 * 1,03 \\ &= 15,86021 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 7} &= 21,51431337 * 0,77 * 0,918 * 1,03 \\ &= 15,71733 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 6} &= 21,51431337 * 0,76 * 0,918 * 1,03 \\ &= 15,51321 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 5} &= 21,51431337 * 0,75 * 0,918 * 1,03 \\ &= 15,30909 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 4} &= 21,51431337 * 0,738 * 0,918 * 1,03 \\ &= 15,06414 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 3} &= 21,51431337 * 0,723 * 0,918 * 1,03 \\ &= 14,75796 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 2} &= 21,51431337 * 0,7 * 0,918 * 1,03 \\ &= 14,28848 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 1} &= 21,51431337 * 0,667 * 0,918 * 1,03 \\ &= 13,61488 \text{ N}\end{aligned}$$

A.4.9. Input beban angin pergi ke ETABS

$$p = p_{\text{final}} * (FPE) * (FR) * K_{zt}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 15} &= 21,53318896 * 0,815 * 0,918 * 1,03 \\ &= 16,6663 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 14} &= 21,53318896 * 0,81 * 0,918 * 1,03 \\ &= 16,56405 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 13} &= 21,53318896 * 0,805 * 0,918 * 1,03 \\ &= 16,4618 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 12} &= 21,53318896 * 0,801 * 0,918 * 1,03 \\ &= 16,38001 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 11} &= 21,53318896 * 0,794 * 0,918 * 1,03 \\ &= 16,23686 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lantai 10} &= 21,53318896 * 0,79 * 0,918 * 1,03 \\ &= 16,15506 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Lantai 9} &= 21,53318896 * 0,783 * 0,918 * 1,03 \\
&= 16,01192 \text{ N} \\
\text{Lantai 8} &= 21,53318896 * 0,777 * 0,918 * 1,03 \\
&= 15,88922 \text{ N} \\
\text{Lantai 7} &= 21,53318896 * 0,77 * 0,918 * 1,03 \\
&= 15,74607 \text{ N} \\
\text{Lantai 6} &= 21,53318896 * 0,76 * 0,918 * 1,03 \\
&= 15,54158 \text{ N} \\
\text{Lantai 5} &= 21,53318896 * 0,75 * 0,918 * 1,03 \\
&= 15,33708 \text{ N} \\
\text{Lantai 4} &= 21,53318896 * 0,738 * 0,918 * 1,03 \\
&= 15,09169 \text{ N} \\
\text{Lantai 3} &= 21,53318896 * 0,723 * 0,918 * 1,03 \\
&= 14,78495 \text{ N} \\
\text{Lantai 2} &= 21,53318896 * 0,7 * 0,918 * 1,03 \\
&= 14,31461 \text{ N} \\
\text{Lantai 1} &= 21,53318896 * 0,667 * 0,918 * 1,03 \\
&= 13,63978 \text{ N}
\end{aligned}$$

B. Perhitungan Analisa

B1. Gaya Lateral Statik Ekvivalen

Berikut ini merupakan perhitungan gaya lateral statik ekvivalen.

B1.1. Statik Ekvivalen Model

Geser dasar seismik, V_1 , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.24. Akan tetapi diperlukan data-data agar dapat menghitung V_1 , berikut perhitungannya.

Data-data:

$$\begin{aligned}
- S_{DS} &= 0,483 & - I_e &= 1 \\
- S_{D1} &= 0,385 & - T_x &= 1,825 \text{ det} \\
- R &= 8 & - T_y &= 1,957 \text{ det}
\end{aligned}$$

Dengan menggunakan Pers. 2.25 sampai dengan Pers. 2.27 didapatkan hasil yang dirangkum dalam Tabel B1.

Tabel B1: Perhitungan nilai C_s .

PERHITUNGAN NILAI C_s					
Arah	$C_s = \text{SDS} / (R/I)$	$C_s = \text{SD1} / (T^*(R/I))$	$C_s \text{ Min} = 0.044 * \text{SDs} * I$	$C_s \text{ Min} = (0.5 * S1) / (R/I)$	$C_s \text{ Yg digunakan}$
T1(Arah Y)	0,060	0,025	0,021	0,021	0,025
T2 (Arah X)	0,060	0,026	0,021	0,021	0,026

Dengan didapatnya C_s yang digunakan di atas, dapat dihitung V_1 dengan beban total yang didapat dari Tabel 4.3.

$$\begin{aligned}
 - V_x &= C_s \cdot W \\
 &= 0,026 \cdot 6127357 \\
 &= 1615775 \text{ kg} \\
 &= 1615,775 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - V_y &= C_s \cdot W \\
 &= 0,025 \cdot 6127357 \\
 &= 1506791 \text{ kg} \\
 &= 1506,791 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Distribusi gaya gempa lateral (F) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.31 dan Pers. 2.32 dengan data-data sebagai berikut.

Data-data:

- $V_x = 1615,775 \text{ KN}$ - $T_x = 1,825 \text{ det}$
- $V_y = 1506,791 \text{ KN}$ - $T_y = 1,957 \text{ det}$
- $w = \text{Berat per lantai (Tabel 4.3)}$
- k_x dan k_y : (interpolasi)

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (1,825 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (1,957 - 0,5) \\
 &= 1,6625 & &= 1,7285
 \end{aligned}$$

Tabel B2: Distribusi gaya gempa arah x.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi ^k	Cvx	Fi = Cvx . V	story shear Vx
15	3225,850	53	2372754,334	0,130	209,541	209,541
14	4198,603	49,5	2756677,393	0,151	243,446	452,988
13	4198,603	46	2440280,202	0,133	215,505	668,493
12	4198,603	42,5	2139446,337	0,117	188,938	857,430
11	4198,603	39	1854597,673	0,101	163,782	1021,213
10	4198,603	35,5	1586205,452	0,087	140,080	1161,293
9	4099,076	32	1303160,206	0,071	115,084	1276,377
8	4099,076	28,5	1074893,781	0,059	94,925	1371,302
7	4099,076	25	864492,510	0,047	76,345	1447,647
6	4099,076	21,5	672767,355	0,037	59,413	1507,060
5	4099,076	18	500698,754	0,027	44,217	1551,277
4	4099,076	14,5	349510,538	0,019	30,866	1582,143
3	4107,404	11	221249,709	0,012	19,539	1601,682
2	4107,404	7,5	117046,038	0,006	10,337	1612,019
1	4245,452	4	42545,010	0,002	3,757	1615,776
TOTAL	41253,318		18296325,293	1,000	1615,776	

Tabel B3: Distribusi gaya gempa arah y.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi ^k	Cvx	Fi = Cvx . V	story shear Vy
15	3225,850	53	3083578,314	0,133	199,964	199,964
14	4198,603	49,5	3566398,658	0,153	231,274	431,239
13	4198,603	46	3141822,991	0,135	203,741	634,980
12	4198,603	42,5	2740154,603	0,118	177,694	812,674
11	4198,603	39	2361891,671	0,102	153,164	965,838
10	4198,603	35,5	2007587,624	0,086	130,188	1096,027
9	4099,076	32	1638089,808	0,070	106,227	1202,254
8	4099,076	28,5	1340865,791	0,058	86,953	1289,207
7	4099,076	25	1069117,099	0,046	69,330	1358,537
6	4099,076	21,5	823769,766	0,035	53,420	1411,957
5	4099,076	18	605932,847	0,026	39,294	1451,250
4	4099,076	14,5	416975,523	0,018	27,040	1478,291
3	4107,404	11	259187,842	0,011	16,808	1495,098
2	4107,404	7,5	133693,645	0,006	8,670	1503,768
1	4245,452	4	46621,323	0,002	3,023	1506,792
TOTAL	41253,318		23235687,505	1,00	1506,792	

Pada perhitungan statik ekivalen ini menggunakan data-data dari Model 1. Perhitungan ini mewakili model-model yang lain dengan cara perhitungan yang sama.

C. Rangkuman Tabel

C1. SRPMK Dengan 25 Persen Gaya Lateral

Berikut ini merupakan rangkuman untuk *Joint reaction* yang diambil dari program ETABS v.15 untuk masing-masing model yang menggunakan sistem ganda.

a) Model 2

Tabel C: *Joint reaction* untuk *frame*.

	<i>Frame 1 (SRPMK)</i>			<i>Frame A (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	1	55,803	Gempa Y	1	13,791
<i>Base</i>	Gempa X	3	69,061	Gempa Y	23	17,624
<i>Base</i>	Gempa X	5	68,917	Gempa Y	45	17,553
<i>Base</i>	Gempa X	7	68,917	Gempa Y	79	26,011
<i>Base</i>	Gempa X	9	69,060	Gempa Y	105	26,215
<i>Base</i>	Gempa X	11	55,803	Gempa Y	127	13,930
	<i>Frame 2 (SRPMK)</i>			<i>Frame B (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	23	49,960	Gempa Y	3	11,956
<i>Base</i>	Gempa X	25	42,348	Gempa Y	25	11,059
<i>Base</i>	Gempa X	27	42,170	Gempa Y	47	10,878
<i>Base</i>	Gempa X	29	42,170	Gempa Y	81	10,874
<i>Base</i>	Gempa X	31	42,348	Gempa Y	107	11,054
<i>Base</i>	Gempa X	33	49,960	Gempa Y	129	11,956
<i>Base</i>	Gempa X	45	49,842	Gempa Y	5	11,954
<i>Base</i>	Gempa X	47	42,196	Gempa Y	27	11,046
<i>Base</i>	Gempa X	49	42,128	Gempa Y	49	10,883
<i>Base</i>	Gempa X	51	42,128	Gempa Y	83	10,882
<i>Base</i>	Gempa X	53	42,197	Gempa Y	109	11,045
<i>Base</i>	Gempa X	55	49,842	Gempa Y	131	11,954

Tabel C: *Lanjutan.*

	<i>Frame 4 (Outrigger)</i>			<i>Frame D (Outrigger)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	79	49,740	Gempa Y	7	11,954
<i>Base</i>	Gempa X	81	42,114	Gempa Y	29	11,045
<i>Base</i>	Gempa X	83	42,045	Gempa Y	51	10,882
<i>Base</i>	Gempa X	87	42,045	Gempa Y	87	10,882
<i>Base</i>	Gempa X	89	42,113	Gempa Y	111	11,046
<i>Base</i>	Gempa X	91	49,739	Gempa Y	133	11,954
	<i>Frame 5 (SRPMK)</i>			<i>Frame E (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	105	49,651	Gempa Y	9	11,955
<i>Base</i>	Gempa X	107	42,097	Gempa Y	31	11,054
<i>Base</i>	Gempa X	109	41,920	Gempa Y	53	10,873
<i>Base</i>	Gempa X	111	41,920	Gempa Y	89	10,878
<i>Base</i>	Gempa X	113	42,097	Gempa Y	113	11,058
<i>Base</i>	Gempa X	115	49,652	Gempa Y	135	11,955
	<i>Frame 6 (SRPMK)</i>			<i>Frame F (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	127	55,237	Gempa Y	11	13,930
<i>Base</i>	Gempa X	129	68,380	Gempa Y	33	26,213
<i>Base</i>	Gempa X	131	68,239	Gempa Y	55	26,007
<i>Base</i>	Gempa X	133	68,239	Gempa Y	91	17,551
<i>Base</i>	Gempa X	135	68,380	Gempa Y	115	17,620
<i>Base</i>	Gempa X	137	55,237	Gempa Y	137	13,788

Tabel C2: *Joint reaction* untuk DGPK.

	<i>Frame 3 (DGPK)</i>			<i>Frame C (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	139	37,521	Gempa Y	338	47,420
<i>Base</i>	Gempa X	141	35,345	Gempa Y	340	44,818
<i>Base</i>	Gempa X	143	33,008	Gempa Y	342	42,419
<i>Base</i>	Gempa X	145	30,334	Gempa Y	344	40,210
<i>Base</i>	Gempa X	147	29,167	Gempa Y	346	40,530
<i>Base</i>	Gempa X	149	28,211	Gempa Y	348	40,842
<i>Base</i>	Gempa X	151	26,779	Gempa Y	349	40,282
<i>Base</i>	Gempa X	153	24,670	Gempa Y	350	38,483

Tabel C2: *Lanjutan.*

	<i>Frame 3 (DGPK)</i>			<i>Frame C (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	155	21,632	Gempa Y	351	34,832
<i>Base</i>	Gempa X	157	17,364	Gempa Y	352	28,414
<i>Base</i>	Gempa X	159	11,562	Gempa Y	353	17,988
<i>Base</i>	Gempa X	161	4,711	Gempa Y	354	3,866
<i>Base</i>	Gempa X	221	37,521	Gempa Y	363	47,372
<i>Base</i>	Gempa X	223	35,346	Gempa Y	365	44,767
<i>Base</i>	Gempa X	225	33,009	Gempa Y	367	42,365
<i>Base</i>	Gempa X	227	30,335	Gempa Y	369	40,152
<i>Base</i>	Gempa X	229	29,168	Gempa Y	371	40,472
<i>Base</i>	Gempa X	231	28,212	Gempa Y	373	40,793
<i>Base</i>	Gempa X	233	26,781	Gempa Y	374	40,244
<i>Base</i>	Gempa X	235	24,670	Gempa Y	375	38,453
<i>Base</i>	Gempa X	237	21,632	Gempa Y	376	34,809
<i>Base</i>	Gempa X	239	17,364	Gempa Y	377	28,393
<i>Base</i>	Gempa X	241	11,562	Gempa Y	378	17,959
<i>Base</i>	Gempa X	243	4,711	Gempa Y	379	3,774
	<i>Frame 4 (DGPK)</i>			<i>Frame D (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	260	38,600	Gempa Y	388	47,420
<i>Base</i>	Gempa X	262	36,424	Gempa Y	390	44,818
<i>Base</i>	Gempa X	264	34,076	Gempa Y	392	42,419
<i>Base</i>	Gempa X	266	31,373	Gempa Y	394	40,210
<i>Base</i>	Gempa X	268	30,189	Gempa Y	396	40,530
<i>Base</i>	Gempa X	270	29,210	Gempa Y	398	40,842
<i>Base</i>	Gempa X	272	27,741	Gempa Y	399	40,282
<i>Base</i>	Gempa X	274	25,578	Gempa Y	400	38,483
<i>Base</i>	Gempa X	276	22,463	Gempa Y	401	34,832
<i>Base</i>	Gempa X	278	18,089	Gempa Y	402	28,414
<i>Base</i>	Gempa X	280	12,136	Gempa Y	403	17,988
<i>Base</i>	Gempa X	282	4,966	Gempa Y	404	3,866
<i>Base</i>	Gempa X	299	38,601	Gempa Y	413	47,372
<i>Base</i>	Gempa X	301	36,425	Gempa Y	415	44,767
<i>Base</i>	Gempa X	303	34,076	Gempa Y	417	42,365
<i>Base</i>	Gempa X	305	31,374	Gempa Y	419	40,152
<i>Base</i>	Gempa X	307	30,190	Gempa Y	421	40,472
<i>Base</i>	Gempa X	309	29,212	Gempa Y	423	40,793

Tabel C2: *Lanjutan.*

	<i>Frame 4 (DGPK)</i>			<i>Frame D (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	280	12,136	Gempa Y	403	17,988
<i>Base</i>	Gempa X	282	4,966	Gempa Y	404	3,866
<i>Base</i>	Gempa X	299	38,601	Gempa Y	413	47,372
<i>Base</i>	Gempa X	301	36,425	Gempa Y	415	44,767
<i>Base</i>	Gempa X	311	27,744	Gempa Y	424	40,244
<i>Base</i>	Gempa X	313	25,578	Gempa Y	425	38,453
<i>Base</i>	Gempa X	315	22,463	Gempa Y	426	34,809
<i>Base</i>	Gempa X	317	18,089	Gempa Y	427	28,393
<i>Base</i>	Gempa X	319	12,136	Gempa Y	428	17,959
<i>Base</i>	Gempa X	321	4,966	Gempa Y	429	3,774

b) Model 3

Tabel C3: *Joint reaction untuk frame.*

	<i>Frame 1 (SRPMK)</i>			<i>Frame A (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	1	28,633	Gempa Y	1	17,441
<i>Base</i>	Gempa X	3	34,648	Gempa Y	23	22,279
<i>Base</i>	Gempa X	5	34,598	Gempa Y	45	22,226
<i>Base</i>	Gempa X	7	34,598	Gempa Y	79	33,064
<i>Base</i>	Gempa X	9	34,647	Gempa Y	105	33,309
<i>Base</i>	Gempa X	11	28,632	Gempa Y	127	17,643
	<i>Frame 2 (SRPMK)</i>			<i>Frame B (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	23	26,089	Gempa Y	3	15,172
<i>Base</i>	Gempa X	25	21,407	Gempa Y	25	14,537
<i>Base</i>	Gempa X	27	21,207	Gempa Y	47	111,787
<i>Base</i>	Gempa X	29	21,206	Gempa Y	81	13,692
<i>Base</i>	Gempa X	31	21,405	Gempa Y	107	14,020
<i>Base</i>	Gempa X	33	26,087	Gempa Y	129	15,161

Tabel C3: *Lanjutan.*

	<i>Frame 3 (SRPMK)</i>			<i>Frame C (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	45	26,150	Gempa Y	5	15,172
<i>Base</i>	Gempa X	47	22,009	Gempa Y	27	14,537
<i>Base</i>	Gempa X	49	119,249	Gempa Y	49	111,787
<i>Base</i>	Gempa X	51	119,697	Gempa Y	83	111,460
<i>Base</i>	Gempa X	53	22,014	Gempa Y	109	14,534
<i>Base</i>	Gempa X	55	26,151	Gempa Y	131	15,172
	<i>Frame 4 (SRPMK)</i>			<i>Frame D (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	79	26,186	Gempa Y	7	15,171
<i>Base</i>	Gempa X	81	22,042	Gempa Y	29	14,533
<i>Base</i>	Gempa X	83	119,820	Gempa Y	51	111,434
<i>Base</i>	Gempa X	87	119,350	Gempa Y	87	111,809
<i>Base</i>	Gempa X	89	22,037	Gempa Y	111	14,537
<i>Base</i>	Gempa X	91	26,185	Gempa Y	133	15,172
	<i>Frame 5 (SRPMK)</i>			<i>Frame E (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	105	26,195	Gempa Y	9	15,163
<i>Base</i>	Gempa X	107	21,492	Gempa Y	31	14,018
<i>Base</i>	Gempa X	109	21,292	Gempa Y	53	13,689
<i>Base</i>	Gempa X	111	21,292	Gempa Y	89	13,702
<i>Base</i>	Gempa X	113	21,493	Gempa Y	113	14,029
<i>Base</i>	Gempa X	115	26,196	Gempa Y	135	15,160
	<i>Frame 6 (SRPMK)</i>			<i>Frame F (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	127	28,828	Gempa Y	11	17,643
<i>Base</i>	Gempa X	129	34,880	Gempa Y	33	33,303
<i>Base</i>	Gempa X	131	34,831	Gempa Y	55	33,058
<i>Base</i>	Gempa X	133	34,831	Gempa Y	91	22,226
<i>Base</i>	Gempa X	135	34,881	Gempa Y	115	22,278
<i>Base</i>	Gempa X	137	28,829	Gempa Y	137	17,440

Tabel C4: *Joint reaction* untuk DGPK.

	<i>Frame 3 (DGPK)</i>			<i>Frame C (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	139	21,888	Gempa Y	338	25,924
<i>Base</i>	Gempa X	141	19,969	Gempa Y	340	23,814
<i>Base</i>	Gempa X	143	18,048	Gempa Y	342	21,886
<i>Base</i>	Gempa X	145	16,026	Gempa Y	344	20,157
<i>Base</i>	Gempa X	147	15,048	Gempa Y	346	19,998
<i>Base</i>	Gempa X	149	14,388	Gempa Y	348	20,185
<i>Base</i>	Gempa X	151	13,540	Gempa Y	349	20,069
<i>Base</i>	Gempa X	153	12,326	Gempa Y	350	19,311
<i>Base</i>	Gempa X	155	10,547	Gempa Y	351	17,445
<i>Base</i>	Gempa X	157	7,995	Gempa Y	352	13,849
<i>Base</i>	Gempa X	159	4,581	Gempa Y	353	7,776
<i>Base</i>	Gempa X	161	2,984	Gempa Y	354	3,636
<i>Base</i>	Gempa X	221	21,963	Gempa Y	363	25,862
<i>Base</i>	Gempa X	223	20,045	Gempa Y	365	23,751
<i>Base</i>	Gempa X	225	18,125	Gempa Y	367	21,823
<i>Base</i>	Gempa X	227	16,103	Gempa Y	369	20,094
<i>Base</i>	Gempa X	229	15,121	Gempa Y	371	19,938
<i>Base</i>	Gempa X	231	14,456	Gempa Y	373	20,133
<i>Base</i>	Gempa X	233	13,601	Gempa Y	374	20,030
<i>Base</i>	Gempa X	235	12,379	Gempa Y	375	19,281
<i>Base</i>	Gempa X	237	10,594	Gempa Y	376	17,424
<i>Base</i>	Gempa X	239	8,038	Gempa Y	377	13,831
<i>Base</i>	Gempa X	241	4,619	Gempa Y	378	7,753
<i>Base</i>	Gempa X	243	2,960	Gempa Y	379	3,662
	<i>Frame 4 (DGPK)</i>			<i>Frame D (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	260	22,000	Gempa Y	388	25,854
<i>Base</i>	Gempa X	262	20,083	Gempa Y	390	23,744
<i>Base</i>	Gempa X	264	18,162	Gempa Y	392	21,817
<i>Base</i>	Gempa X	266	16,139	Gempa Y	394	20,089
<i>Base</i>	Gempa X	268	15,158	Gempa Y	396	19,935
<i>Base</i>	Gempa X	270	14,491	Gempa Y	398	20,130
<i>Base</i>	Gempa X	272	13,634	Gempa Y	399	20,026
<i>Base</i>	Gempa X	274	12,411	Gempa Y	400	19,280
<i>Base</i>	Gempa X	276	10,623	Gempa Y	401	17,422
<i>Base</i>	Gempa X	278	8,062	Gempa Y	402	13,830

Tabel C4: *Lanjutan.*

	<i>Frame 4 (DGPK)</i>			<i>Frame D (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	280	4,638	Gempa Y	403	7,752
<i>Base</i>	Gempa X	282	2,957	Gempa Y	404	3,667
<i>Base</i>	Gempa X	299	21,920	Gempa Y	413	25,931
<i>Base</i>	Gempa X	301	20,002	Gempa Y	415	23,820
<i>Base</i>	Gempa X	303	18,082	Gempa Y	417	21,892
<i>Base</i>	Gempa X	305	16,059	Gempa Y	419	20,161
<i>Base</i>	Gempa X	307	15,081	Gempa Y	421	20,001
<i>Base</i>	Gempa X	309	14,420	Gempa Y	423	20,188
<i>Base</i>	Gempa X	311	13,571	Gempa Y	424	20,072
<i>Base</i>	Gempa X	313	12,354	Gempa Y	425	19,312
<i>Base</i>	Gempa X	315	10,573	Gempa Y	426	17,446
<i>Base</i>	Gempa X	317	8,016	Gempa Y	427	13,850
<i>Base</i>	Gempa X	319	4,596	Gempa Y	428	7,776
<i>Base</i>	Gempa X	321	2,977	Gempa Y	429	3,632



TUGAS AKHIR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
Jl. Kapt. Mukhtar Basri BA, No. 3 Medan

LEMBAR ASISTENSI

NAMA : M. HARI SETIAWAN
NPM : 1307210098
JUDUL TUGAS AKHIR : ANALISA RESPON BEBAN ANGIN DAN BEBA GEMPA PADA BANGUNAN BERATURAN STRUKTUR BAJA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM OUTRIGGER DAN BELT TRUSS

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
①	3/3-2017	- Buat model Analisis ① Desain pelat ② Second Beam ③ Mesh Area ④ Outriggers (Rigid) - Buat teori tentang struktur tahan gempa	
②	23/3-2017	- Analisa Beban - mati : Hidup : Angin - Buat Area Mesh Ditentukan ujung : terkunci dibeban	
③	20/4-2017	- Input beban Liggar gempa	

PEMBIMBING I

(TONDI AMIRSYAH PUTERA, S.T.,M.T)



TUGAS AKHIR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
Jl. Kapt. Mukhtar Basri BA, No. 3 Medan

LEMBAR ASISTENSI

NAMA : M. HARI SETIAWAN
NPM : 1307210098
JUDUL TUGAS AKHIR : ANALISA RESPON BEBAN ANGIN DAN
BEBAN GEMPA PADA BANGUNAN
BERATURAN STRUKTUR BAJA DENGAN
MENGUNAKAN SISTEM OUTRIGGER DAN
BELT TRUSS

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
④	20/7-2017	Input Beban Angin teori bab II	
⑤	22/7-2017	Perbaiki bab II Langsung	
⑥	10/11-2017	- Pelajari Distribusi Beban Angin pada gedung	

PEMBIMBING I

(TONDI AMIRSYAH PUTERA, S.T.,M.T)



TUGAS AKHIR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
Jl. Kapt. Mukhtar Basri BA, No. 3 Medan

LEMBAR ASISTENSI

NAMA : M.HARI SETIAWAN
NPM : 1307210098
JUDUL TUGAS AKHIR : ANALISIS RESPON BEBAN ANGIN DAN
BEBAN GEMPA PADA BANGUNAN
STRUKTUR BAJA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM OUTRIGGER DAN BELT TRUSS

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
⑦	13/1-2018	- Perhatikan Displacement antara Lantai Angin dan Gempa → gempa	
⑧	8/2-2018	- Lanjutkan Capom analisis Struktur	
⑨	20/2-2018	- Buat Bat IV ? - Redundant ? - Bat V → Dukung 1st	

PEMBIMBING I

(TONDI AMIRSYAH PUTERA, S.T.,M.T)



TUGAS AKHIR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
Jl. Kapt. Mukhtar Basri BA, No. 3 Medan

LEMBAR ASISTENSI

NAMA : M.HARI SETIAWAN
NPM : 1307210098
JUDUL TUGAS AKHIR : ANALISIS RESPON BEBAN ANGIN DAN
BEBAN GEMPA PADA BANGUNAN
STRUKTUR BAJA DENGAN MENGGUNAKAN
SISTEM OUTRIGGER DAN BELT TRUSS

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
(i)	9/3-2018	- Buat perbandingan antara angin dan gempa - Buat Daftar isi, tabel dll	
(ii)	8/3-2018	- Bab IV → Review analisa telay diperbaiki begitu is kesimpulan	
(iii)	12/3-2018	All work selesai	

PEMBIMBING I

(TONDI AMIRSYAH PUTERA, S.T.,M.T)



TUGAS AKHIR
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
Jl. Kapt. Mukhtar Basri BA, No. 3 Medan

LEMBAR ASISTENSI

NAMA : M. HARI SETIAWAN
NPM : 1307210098
JUDUL TUGAS AKHIR : ANALISA RESPON BEBAN ANGIN DAN BEBAN GEMPA PADA BANGUNAN BERATURAN STRUKTUR BAJA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM OUTRIGGER DAN BELT TRUSS

NO	TANGGAL	KETERANGAN	PARAF
1.	1 Maret 2017	~ Perbaiki ejaan ~ Perbaiki bagian yg ditondan ~ lanjutkan ke BAB II	}
2.	28 Feb 2018	~ Perbaiki penulisan - lanjutkan ke BAB IV	}
3	7 Mar 2018	~ Perbaiki lokan model pedang → Medan - Tambahkan abstrak, Riwayat hidup.	}
4.	8 Mar 2018	- Perbaiki Abstrak - BAB 4 grafik = dijelaskan ~ Acc utk <u>diseminarkan</u>	}

PEMBIMBING II

(MIZANUDDIN SITOMPUL, S.T.,M.T)

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : M. Hari Setiawan
Panggilan : Hari
Tempat, Tanggal Lahir : Medan, 15 Juni 1995
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Jl. Titi Pahlawan Gg.pinang Lingk. 03 Kec. Medan
Marelan Kel. Paya Pasir, Medan, Sumatera Utara
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Yusri
Ibu : Syuriawati
No.HP : 082166651205
E-Mail : mharisetiawan@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Pokok Mahasiswa : 1307210098
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri BA. No. 3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1	SD	SD Wahidin Sudirohusodo	2007
2	SMP	SMP Wahidin Sudirohusodo	2010
3	SMA	SMAN 16 Medan	2013
4	Melanjutkan kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2013 sampai selesai.		

