

**TUGAS AKHIR**

**DEFORMASI STRUKTUR BANGUNAN BAJA MEMAKAI  
KOLOM KOMPOSIT TIPE *CONCRETE FILLED STEEL  
TUBE* DAN SISTEM RANGKA BRESING KONSENTRIK  
KHUSUS TIPE-X**

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

**Disusun Oleh:**

**KASIDI  
1307210065**



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

## HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Kasidi

NPM : 1307210065

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Deformasi Struktur Bangunan Baja Memakai Kolom Komposit Tipe *Concrete Filled Steel Tube* dan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus Tipe-X

Bidang ilmu : Struktur

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

Medan, September 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Penguji

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Ir. Elliza Chairina, MSi

Dosen Pembanding I / Penguji

Dosen Pembanding II / Penguji

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Bambang Hadibroto, ST, MT

Program Studi Teknik Sipil  
Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

## SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Kasidi

Tempat /Tanggal Lahir: Sukatani/ 13 September 1994

NPM : 1307210065

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

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

“Deformasi Struktur Bangunan Baja Memakai Kolom Komposit Tipe *Concrete Filled Steel Tube* dan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus Tipe-X”,

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, Oktober 2017

Saya yang menyatakan,



Kasidi

## ABSTRAK

### DEFORMASI STRUKTUR BANGUNAN BAJA MEMAKAI KOLOM KOMPOSIT TIPE *CONCRETE FILLED STEEL TUBE* DAN SISTEM RANGKA BRESING KONSENTRIK KHUSUS TIPE-X (STUDI LITERATUR)

Kasidi

1307210065

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Ir. Elliza Chairina, MSi

Indonesia merupakan negara dengan tingkat resiko gempa bumi yang cukup tinggi, diantaranya adalah Kota Medan yang wilayahnya berada dekat lempeng tektonik aktif. Apabila gempa bumi terjadi dapat menyebabkan kerusakan pada bangunan dan menelan korban jiwa dalam jumlah yang cukup banyak. Oleh karena itu, struktur bangunan harus direncanakan mampu memberikan kinerja keselamatan jiwa bagi penghuni didalamnya. Penggunaan sistem-sistem penahan gaya lateral pada struktur gedung dianggap sebagai solusi. Untuk itu perlu bangunan struktur baja yang stabil dan kuat serta mampu menahan gaya gempa dengan menerapkan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus dan pemakaian kolom komposit tipe *concrete filled steel tube* yaitu kolom profil baja berongga yang dalamnya diisi dengan beton, dimana perilaku yang terjadi akibat gaya gempa yaitu tekuk pada bresing. Penggunaan kolom komposit didasari oleh kekangan dari kolom akibat penggunaan rangka bresing konsentrik khusus sangat tinggi, sehingga diperlukan dimensi kolom baja yang besar agar dapat mereduksi gaya aksial dari bresing. Oleh karena itu kolom komposit dapat meminimalisasi kebutuhan dimensi profil baja yang diperlukan. Tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui perbandingan perilaku deformasi antara struktur rangka baja menggunakan kolom komposit dan kolom profil baja WF. Analisis yang digunakan pada tugas akhir ini adalah analisis respon spektrum Kota Medan berdasarkan peraturan gempa SNI 1726:2012. Dalam tugas akhir ini terdapat 2 model dengan sistem struktur yang sama, hanya dibedakan berdasarkan kolom. Gedung direncanakan 10 lantai dengan tinggi total 37,3 m. Gedung dimodelkan menggunakan bantuan program ETABS versi 15. Hasil analisis pada model 1 menggunakan kolom profil baja WF dengan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus Tipe-X simpangan arah x maksimum 25,3 mm. Sedangkan untuk model 2 memakai kolom komposit berisi beton (*concrete filled steel tube*) dengan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus Tipe-X simpangan yang terjadi untuk arah x maksimum 32,0 mm.

Kata kunci : Gempa, bresing konsentrik, kolom komposit, simpangan.

## **ABSTRACT**

### **DEFORMATION OF STEEL BUILDING STRUCTURES USING COMPOSITE COLUMN CONCRETE FILLED STEEL TUBE AND SPECIAL CONCENTRICALLY BRACED FRAMES TYPE-X (LITERATURE STUDY)**

Kasidi

1307210065

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Ir. Elliza Chairina, MSi

*Indonesia is a country with a high enough level of earthquake risk, including the city of Medan whose territory is located near the active plate tectonic plates. The earthquake that occurred caused damage to the building and claimed casualties in considerable numbers. Therefore, the structure of the building must be planned to provide safety performance of the soul for the inhabitants there in. The use of lateral style retaining systems in the building structure is considered a solution. Therefore, it is necessary to build a stable and strong steel structure and able to withstand earthquake forces by applying a special concentric frame system and the use of composite steel tube composite columns, hollow steel profiles column in which is filled with concrete, where the behavior caused by seismic forces is bend on bracing. The use of composite columns is based on the confinement of the columns due to the use of special concentric bresing frames so high that a large dimension of steel columns is required in order to reduce the axial forces of bresing. Therefore, composite columns can minimize the required dimensions of steel profiles. This final project aims to find out the comparison of deformation behavior between steel frame structure using composite column and ordinary steel. Analysis used in this final project is analysis of spectrum response of Medan City and based on earthquake regulation of SNI 1726:2012. In this final project there are 2 models with the same structure system, only differentiated by column. The building is planned 10 floors with a total height of 37.3 m. Buildings are modeled using ETABS Version 15 programs. The results of analysis on model 1 using WF steel profile column with a Special Concentrically Braced Frames X-Type, deviation that occurs in the direction is x maximum 25,30 mm, while for model 2 using concrete filled steel tube with Special Concentrically Braced Frames X-Type, deviation that occurs in the direction is x maximum 32,00 mm.*

*Keywords: Earthquake, concentric bracing, composite column, deviation.*

## KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Deformasi Struktur Bangunan Baja Memakai Kolom Komposit Tipe *Concrete Filled Steel Tube* dan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus Tipe-X” 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. Ibu Ir. Ellyza Chairina, MSi selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Bapak Bambang Hadibroto, ST, MT selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Rahmatullah ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.

7. Orang tua penulis: Ahmad Safi'i, dan Wartini, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
8. Adik-adik penulis: Juwanda, Armansyah, atas dukungannya kepada penulis.
9. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
10. Sahabat-sahabat penulis: Agung Pranata, Dila Syafira Zay, Indra Bayu Sukma, Dennis Satya Wirawan, M. Luthfy Hidayat, Syarbaini Lubis, M. Eka Kurniawan, Suryadi, M. Fattah Arizky, Fara Diba Zay, Ratih Delima Sari, Agung Imam Fadilah, Ispandi Permana, M. Dicky Pratama Putra, M. Hari Setiawan, Ricki Prianda Damanik, Anggi Putra Aryandi, M. Ihsan Putra Lubis, M. Sulaiman Saputra, Erick Yulian Ujung, Sarman, Teguh Jaya, Afif Prasetyo, Arifin Nst, Dian Ramadhan, Oka Silvia Lestary, Mayaldi Caesar dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

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

Medan, Oktober 2017

Kasidi

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
ABSTRACT	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR NOTASI	xvii
<b>BAB 1 PENDAHULUAN</b>	
1.1. Latar Belakang Masalah	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Batasan Masalah	2
1.4. Tujuan Tugas Akhir	4
1.5. Manfaat Tugas Akhir	4
1.6. Sistematika Penulisan	4
<b>BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA</b>	
2.1. Struktur Bangunan	6
2.2. Struktur Komposit	6
2.2.1. Kolom Komposit	7
2.2.2. <i>Concrete Filled Steel Tube Columns</i>	8
2.3. Struktur Bangunan Baja Penahan Lateral	10
2.3.1. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus ( <i>Momen Resisting Frames</i> )	10
2.3.2. Sistem Rangka Bresing Eksentrik ( <i>Ekccentrically Braced Frames</i> )	11
2.3.3. Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus ( <i>Concentrically Braced Frames</i> )	11
2.4. Material Struktur Bangunan	12

2.4.1. Material Baja	12
2.4.2. Material Beton	14
2.5. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	16
2.5.1. Gempa Rencana	17
2.5.2. Arah Pembebanan Gempa	17
2.5.3. Wilayah Gempa	19
2.6. Kriteria Desain Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa	21
2.6.1. Kategori Desain Seismik	21
2.6.2. Kriteria Struktur Gedung	23
2.6.3. Faktor Keutamaan ( $I_e$ ) dan Kategori Resiko Struktur Bangunan	27
2.6.4. Faktor Reduksi Gempa (R)	28
2.6.5. Klasifikasi Situs	30
2.6.6. Penentuan Percepatan Tanah Puncak	31
2.6.7. Penentuan Respon Spektrum	32
2.7. Analisa Gaya Lateral Ekuivalen	35
2.7.1. Geser Dasar Seismik	35
2.7.2. Perhitungan Koefisien Dasar Seismik	35
2.8. Periode Alami Fundamental	36
2.9. Analisis Respon Dinamik	38
2.10. Simpangan Antar Lantai	39
2.10.1. Pengaruh P-Delta	41
2.11. Torsi dan Eksentrisitas	42
2.12. Pembebanan Untuk Perencanaan Bangunan Gedung	44
2.12.1. Beban Mati	44
2.12.2. Beban Hidup	45
2.12.3. Beban Gempa	50
2.13. Redudansi	52
2.14. Distribusi Kekakuan Secara Vertikal	55
2.14.1. <i>Soft Storey</i>	55
2.14.2. Kekakuan Struktur	56
2.15. Rasio Momen	56

2.15.1. Rangka Momen Khusus	56
2.15.2. Rangka Momen Khusus Komposit	58
<b>BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN</b>	
3.1. Gambaran Umum	60
3.2. Metodologi Penelitian	60
3.3. Analisa Faktor Respon Gempa	62
3.4. Pemodelan dan Analisis Struktur	65
3.4.1. Pemodelan Gedung	66
3.4.2. Properties Penampang	67
3.4.3. Pembebanan Struktur	68
3.4.4. Model 1	74
3.4.5. Model 2	80
<b>BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN</b>	
4.1. Tinjauan Umum	86
4.2. Hasil Analisis Gedung	86
4.2.1. Hasil Analisis Struktur Model 1	86
4.2.2. Hasil Analisis Struktur Model 2	106
4.3. Rangkuman Grafik Perbandingan	125
4.3.1. Perbandingan Grafik Gaya Geser Lantai	125
4.3.2. Perbandingan Kekakuan	127
4.3.3. Perbandingan Simpangan Antar Lantai	128
<b>BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN</b>	
5.1. Kesimpulan	130
5.2. Saran	130
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	132
<b>LAMPIRAN</b>	
<b>DAFTAR RIWAYAT HIDUP</b>	

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Sifat-sifat mekanis baja struktural	14
Tabel 2.2	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek	22
Tabel 2.3	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda 1 detik	22
Tabel 2.4	Ketidakteraturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	24
Tabel 2.5	Ketidakteraturan vertikal pada struktur bangunan berdasarkan SNI 1726:2012	25
Tabel 2.6	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	27
Tabel 2.7	Faktor keutamaan ( $I_e$ ) berdasarkan SNI 1726:2012	28
Tabel 2.8	Faktor koefisien modifikasi respon, faktor kuat lebih sistem, faktor pembesaran defleksi dan batasan tinggi sistem struktur berdasarkan SNI 1726:2012	29
Tabel 2.9	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	30
Tabel 2.10	Koefisien situs untuk PGA ( $F_{PGA}$ ) berdasarkan SNI 1726:2012	31
Tabel 2.11	Koefisien perioda pendek ( $F_a$ ) berdasarkan SNI 1726:2012	33
Tabel 2.12	Koefisien perioda 1,0 detik ( $F_v$ ) berdasarkan SNI 1726:2012	33
Tabel 2.13	Nilai parameter periode pendekatan $C_t$ dan $x$ berdasarkan SNI 1726:2012	37
Tabel 2.14	Koefisien untuk batas atas periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	38
Tabel 2.15	Simpangan antar lantai izin ( $\Delta_a$ ) berdasarkan SNI 1726:2012	41
Tabel 2.16	Beban hidup terdistribusi merata minimum, $L_o$ dan beban hidup terpusat minimum	46
Tabel 2.17	Faktor elemen beban hidup, $K_{LL}$	50

Tabel 2.18	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	54
Tabel 3.1	Spektrum respon untuk wilayah gempa medan berdasarkan SNI 1726:2012	63
Tabel 3.2	Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012	67
Tabel 3.3	Berat material konstruksi berdasarkan PPIUG 1983	69
Tabel 3.4	Berat tambahan komponen gedung berdasarkan PPIUG 1983	69
Tabel 3.5	Rekapitulasi beban dinding yang di input dalam pemodelan	70
Tabel 3.6	Rekapitulasi pembebanan tangga yang di input ke pemodelan ETABS	71
Tabel 3.7	Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan SNI 1726:2012	71
Tabel 3.8	Rekapitulasi beban national arah x dan y	72
Tabel 3.9	Hasil rekapitulasi pembebanan	73
Tabel 3.10	Kombinasi pembebanan SNI 1727:2013 metode DFBK	73
Tabel 3.11	Ukuran penampang model 1	76
Tabel 3.12	Data perioda <i>output</i> program ETABS model 1	77
Tabel 3.13	Hasil selisih presentase nilai perioda model 1	77
Tabel 3.14	Pengecekan perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental model 1 SNI 1726:2012	78
Tabel 3.15	Rangkuman nilai Cs dan nilai Cs yang digunakan model 1	79
Tabel 3.16	Ukuran penampang model 2	82
Tabel 3.17	Data perioda <i>output</i> program ETABS model 2	83
Tabel 3.18	Hasil selisih presentase nilai perioda model 2	83
Tabel 3.19	Pengecekan perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental model 1 SNI 1726:2012	84
Tabel 3.20	Rangkuman nilai Cs dan nilai Cs yang digunakan model 2	85
Tabel 4.1	Data perioda <i>output</i> program ETABS model 1	87
Tabel 4.2	Hasil selisih presentase nilai perioda model 1	87
Tabel 4.3	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen model 1	88

Tabel 4.4	Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum model 1 <i>output</i> program ETABS V.15	90
Tabel 4.5	Rekapitulasi faktor skala hasil respon spectrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah model 1	91
Tabel 4.6	Pengecekan <i>story shears</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redudansi 1,0 pada model 1	92
Tabel 4.7	Nilai gaya geser ragam maksimum setiap lantai model 1	92
Tabel 4.8	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk model 1	95
Tabel 4.9	Kontrol P-delta pada arah x untuk model 1	96
Tabel 4.10	Kontrol P-delta pada arah y untuk model 1	96
Tabel 4.11	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak gempa x	97
Tabel 4.12	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak gempa y	98
Tabel 4.13	Massa struktur, pusat massa, dan pusat kekakuan model 1	99
Tabel 4.14	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x model 1	100
Tabel 4.15	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y model 1	100
Tabel 4.16	Kontrol ketidakberaturan massa untuk model 1	101
Tabel 4.17	Data properties kolom dan balok	103
Tabel 4.18	Gaya aksial dan gaya geser daerah sendi plastis model 1	103
Tabel 4.19	Momen tambahan akibat amplikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk model 1	104
Tabel 4.20	Persentase penahan gaya gempa model 1	105
Tabel 4.21	Data perioda <i>output</i> program ETABS model 2	107
Tabel 4.22	Hasil selisih presentase nilai perioda model 2	107
Tabel 4.23	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen model 2	108
Tabel 4.24	Nilai gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum model 2 <i>output</i> program ETABS V.15	110
Tabel 4.25	Rekapitulasi faktor skala hasil respon spectrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah model 2	111
Tabel 4.26	Pengecekan <i>story shears</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redudansi 1,0 pada model 2	112

Tabel 4.27	Nilai gaya geser ragam maksimum setiap lantai model 2	112
Tabel 4.28	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk model 2	113
Tabel 4.29	Kontrol P-delta pada arah x untuk model 2	114
Tabel 4.30	Kontrol P-delta pada arah y untuk model 2	114
Tabel 4.31	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak gempa x	117
Tabel 4.32	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak gempa y	118
Tabel 4.33	Massa struktur, pusat massa, dan pusat kekakuan model 2	119
Tabel 4.34	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x model 2	120
Tabel 4.45	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y model 2	120
Tabel 4.46	Kontrol ketidakberaturan massa untuk model 2	121
Tabel 4.47	Data properties kolom dan balok	122
Tabel 4.48	Gaya aksial dan gaya geser daerah sendi plastis model 2	122
Tabel 4.49	Momen tambahan akibat amplikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk model 2	123
Tabel 4.50	Persentase penahan gaya gempa model 2	125

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Macam-macam kolom komposit	7
Gambar 2.2	Detail sambungan balok-kolom CFT	8
Gambar 2.3	Gedung abeno harukas	9
Gambar 2.4	Kurva hubungan tegangan dan regangan	14
Gambar 2.5	Kurva hubungan waktu dan regangan	16
Gambar 2.6	Peta percepatan puncak PGA di batuan dasar	20
Gambar 2.7	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (ss) di batuan dasar	20
Gambar 2.8	Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (s1) di batuan dasar	21
Gambar 2.9	Bentuk tipikal spectrum respon desain di permukaan tanah	34
Gambar 2.10	Penentuan simpangan antar lantai SNI 1726:2012	40
Gambar 3.1	Diagram alir pelaksanaan studi	61
Gambar 3.2	Grafik respon spektrum kota medan dengan kondisi tanah lunak SNI 1726:2012	64
Gambar 3.3	Model struktur gedung dengan Program ETABS V.15	65
Gambar 3.4	Ukuran pelat lantai	68
Gambar 3.5	Pemodelan tangga dengan SAP 2000 V.11	70
Gambar 3.6	Pemodelan struktur model 1	74
Gambar 3.7	Pemodelan struktur model 2	81
Gambar 4.1	Reaksi gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum pada model 1	89
Gambar 4.2	Deformasi struktur model 1 ketika mendapat gaya gempa	94
Gambar 4.3	Diagram momen model 1	103
Gambar 4.4	Reaksi gaya geser dasar nominal analisa respon spektrum pada model 2	109
Gambar 4.5	Deformasi struktur model 1 ketika mendapat gaya gempa	114
Gambar 4.6	Diagram gaya geser lantai respon spektrum sumbu x	126

Gambar 4.7	Diagram gaya geser lantai respon spektrum sumbu y	126
Gambar 4.8	Grafik perbandingan kekakuan model 1 dan 2 arah x	127
Gambar 4.9	Grafik perbandingan kekakuan model 1 dan 2 arah y	127
Gambar 4.10	Grafik simpangan respon spektrum arah x model 1 dan 2	128
Gambar 4.11	Grafik simpangan respon spektrum arah y model 1 dan 2	128
Gambar 4.12	Grafik rasio simpangan antar lantai respon spektrum arah x model 1 dan 2	129
Gambar 4.13	Grafik rasio simpangan antar lantai respon spektrum arah y model 1 dan 2	129

## DAFTAR NOTASI

$A_g$	=	Luas penampang bruto kolom, in <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )
$A_T$	=	Luas tributary
$C_d$	=	Faktor kuat lebih sistem
$C_{vx}$	=	Faktor distribusi vertical
$C_s$	=	Koefisien respon seismik yang ditentukan
$DL$	=	Beban mati, termasuk SIDL
$E$	=	Modulus elastisitas
$E_h$		Pengaruh beban seismik horizontal
$E_v$		Pengaruh beban seismik vertikal
$E_x$	=	Beban gempa arah x
$E_y$	=	Beban gempa arah y
$f$	=	Frekuensi Struktur
$F_{yc}$	=	tegangan leleh kolom minimum yang disyaratkan , ksi (Mpa)
$F_{yb}$		tegangan leleh balok minimum yang disyaratkan , ksi (Mpa)
$F_a$	=	Koefisien perioda pendek
$F_v$	=	Koefisien perioda 1,0 detik
$F_{PGA}$	=	Nilai koefisien situs untuk PGA
$h_n$	=	Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)
$I_e$	=	Faktor keutamaan gempa
$\omega$	=	Kecepatan sudut
$k$	=	Kekakuan struktur
$K_{LL}$	=	Faktor elemen beban hidup
$LL$	=	Beban hidup
$L$	=	Beban hidup desain tereduksi
$L_0$		Beban hidup desain tanpa reduksi
$M_{pc}^*$	=	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
$M_{pb}^*$	=	Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur ekspektasi dari balok

		pada lokasi sendi plastis pada sumbu kolom
$M_{av}$	=	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)
$P_{ac}$	=	kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DKI termasuk beban seismik teramplifikasi, kips (N)
$PGA$	=	Nilai PGA di batuan 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)
$Q_E$	=	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
$R$	=	Faktor koefisien modifikasi respon
$S_S$	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa periode pendek 0,2 detik di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
$S_I$	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa periode 1,0 detik di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
$S_{DS}$	=	Respon spektrum percepatan respon desain untuk periode pendek
$S_{DI}$	=	Respon spektrum percepatan desain untuk periode 1,0 detik
$S_{MS}$	=	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
$S_{MI}$	=	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
$T$	=	Periode getar fundamental struktur
$T_{a\ minimum}$	=	Nilai batas bawah periode bangunan
$T_{a\ maksimum}$	=	Nilai batas atas periode bangunan

$V_t$	=	Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
$V_l$	=	Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen
$w_i$	=	Bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat- $i$
$W_t$	=	Berat total gedung
$Z_c$	=	modulus panampang plastis kolom, $\text{mm}^3$
$Z_b$	=	modulus panampang plastis balok, $\text{mm}^3$
$\delta_x$	=	Defleksi pusat massa ditingkat $x$
$\delta_{xe}$	=	Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis
$\Omega_0$	=	Faktor pembesaran defleksi
$\Delta$	=	Simpangan antar lantai tingkat desain
$\Delta_a$	=	Simpangan antar lantai yang diijinkan
$\rho$	=	Faktor reduksi

## DAFTAR SINGKATAN

CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
CFT	= <i>Concrete Filled Steel Tube</i>
EBF	= <i>Eccentrically Braced Frames</i>
DFBK	= Desain Faktor Beban dan Ketahanan
DKI	= Desain Kekuatan Izin
PGA	= <i>Peak Ground Acceleration</i>
PPIUG	= Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung
SNI	= Standar Nasional Indonesia
SRBKB	= Sistem Rangka Breising Konsentrik Biasa
SRBKK	= Sistem Rangka Breising Konsentrik Khusus
SRPMM	= Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah
SRBE	= Sistem Rangka Breising Eksentrik
SRPMB	= Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Squares</i>
SCBF	= <i>Special Concentrically Braced Frame</i>



# **BAB 1**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1. Latar Belakang Masalah**

Indonesia merupakan negara dengan tingkat resiko gempa bumi yang cukup tinggi, diantaranya adalah Kota Medan yang wilayahnya berada dekat lempeng tektonik aktif. Apabila gempa bumi terjadi dapat menyebabkan kerusakan pada bangunan dan menelan korban jiwa dalam jumlah yang cukup banyak. Oleh karena itu, struktur bangunan harus direncanakan mampu memberikan kinerja keselamatan jiwa bagi penghuni didalamnya. Dengan demikian, kemungkinan timbulnya korban jiwa akibat gempa bumi dapat diminimalisasi.

Gempa bumi adalah getaran atau serentetan getaran dari kulit bumi yang bersifat tidak abadi/sementara dan kemudian menyebar ke segala arah (Howel, 1969). Gempa bumi juga merupakan hentakan besar yang terjadi sekaligus akibat penimbunan energi elastik atau strain dalam waktu yang lama secara kontinuitas akibat dari adanya proses pergerakan lempeng benua dan samudera. Pada dasarnya kulit bumi bergetar secara berlanjut walaupun relatif sangat kecil dan getaran ini tidak dikatakan sebagai gempa bumi karena sifat getarannya terus menerus, sedangkan gempa bumi memiliki waktu awal dan akhir terjadinya sangat jelas.

Salah satu tahapan penting dalam perencanaan suatu struktur bangunan adalah pemilihan jenis material yang akan digunakan. Jenis-jenis material yang selama ini dikenal dalam dunia konstruksi adalah baja, beton bertulang, dan kayu. Saat ini material baja merupakan bahan konstruksi yang sering digunakan untuk pembangunan gedung bertingkat ataupun jembatan. Hal ini dikarenakan baja memiliki karakteristik kekerasan, kekakuan, kekuatan tarik yang tinggi dan daktilitas bila dibandingkan dengan beton bertulang ataupun kayu.

Perencanaan bangunan struktur baja haruslah mengacu pada Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 1729:2015) yaitu menghasilkan suatu struktur yang stabil, cukup kuat, mampu layan, awet, dan

memenuhi tujuan-tujuan lainnya seperti ekonomi dan kemudahan pelaksanaan. Untuk memenuhi bangunan struktur baja yang stabil dan kuat serta mampu menahan gaya gempa adalah dengan menerapkan sistem rangka bresing konsentrik khusus dan pemakaian kolom komposit tipe *concrete filled steel tube* yaitu kolom profil baja berongga yang didalamnya diisi dengan beton, dimana perilaku yang terjadi akibat gaya gempa yaitu tekuk pada bresing. Sehingga gaya aksial yang disalurkan dari bresing ke kolom dapat direduksi oleh kolom komposit.

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktural yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui fondasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total seluruhnya (Nawy,1990).

Penggunaan kolom komposit didasari oleh kekangan dari kolom akibat penggunaan rangka bresing konsentrik khusus sangat tinggi, sehingga diperlukan dimensi kolom baja yang besar agar dapat mereduksi gaya aksial dari bresing. Oleh karena itu kolom komposit dapat meminimalisasi kebutuhan dimensi profil baja yang diperlukan. Namun penggunaan kolom komposit harus melalui perencanaan dan perhitungan yang tepat, agar kolom benar-benar dapat mereduksi gaya aksial dari bresing serta dapat mengurangi tingkat keruntuhan bangunan.

## **1.2. Rumusan Masalah**

Berdasarkan uraian dari latar belakang di atas, maka yang menjadi pokok permasalahan dalam penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana perilaku deformasi struktur gedung baja bertingkat memakai kolom komposit tipe *concrete filled steel tube* yang diperkuat rangka bresing tipe-X terhadap beban gempa. Kemudian dari model tersebut akan dibuat perbandingannya menggunakan sistem struktur yang sama namun memiliki kolom yang berbeda yaitu dengan kolom profil baja biasa.

2. Seberapa efektifkah penggunaan kolom komposit tipe *concrete filled steel tube* terhadap struktur gedung dengan sistem struktur yang sama bila dibandingkan dengan memakai kolom profil baja WF biasa,

### 1.3. Batasan Masalah

Pembatasan masalah dilakukan agar penulisan tugas akhir tidak menyimpang dari pokok permasalahan. Adapun batasan masalah dalam penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bangunan yang akan dianalisis adalah struktur bangunan bertingkat 10 lantai dengan tinggi bangunan total 37,3 m (tinggi lantai pertama 4 m dan lantai selanjutnya 3,7 m), ukuran bentang denah 25 m × 25 m (625 m<sup>2</sup>), dan elemen-elemen yang dianalisis adalah kolom, balok, serta bresing. Struktur kolom adalah kolom profil baja WF biasa dan kolom komposit dengan tipe *concrete filled steel tube*, yaitu kolom profil baja berongga yang didalamnya diisi dengan beton. Sedangkan struktur balok adalah baja
2. Profil kolom komposit menggunakan *Square Hollow Section* dari PT. Gunung Raja Paksi
3. Profil baja WF berdasarkan Tabel Profil Konstruksi Baja Ir. Rudy Gunawan
4. Tidak menganalisis perhitungan struktur pondasi
5. Tidak memperhitungkan sambungan
6. Pembebanan struktur bangunan mengacu pada SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983
7. Struktur direncanakan berada di wilayah gempa Sumatera Utara, Kota Medan dengan kondisi tanah lunak (*SE*). Konsep Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung berdasarkan SNI 1726:2012
8. Persyaratan perencanaan struktur bangunan baja berdasarkan SNI 1729:2015 dan untuk ketentuan seismik perencanaan struktur baja berdasarkan SNI 7860:2015
9. Analisis dibatasi pada dua pemodelan struktur bangunan baja dengan ukuran, respon spektrum dan denah lokasi yang sama. Dimana pada pemodelan pertama menggunakan kolom komposit berisi beton (*concrete*

*filled steel tube*) yang diperkuat dengan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus Tipe-X. Sedangkan pada pemodelan kedua hanya menggunakan kolom profil baja WF yang diperkuat dengan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus Tipe-X

10. Dimensi balok utama, balok anak, bresing dan balok lintel adalah sama.
11. Analisis struktur bangunan menggunakan software ETABS Ver 15.

#### **1.4. Tujuan Tugas Akhir**

Penulisan tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui perbandingan tingkat efisiensi struktur dan perilaku deformasi antara struktur rangka baja memakai kolom komposit berisi beton (*concrete filled steel tube*) yang diperkuat dengan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus Tipe-X dan kolom profil baja WF yang diperkuat dengan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus Tipe-X.

#### **1.5. Manfaat Tugas Akhir**

Manfaat penulisan tugas akhir ini ialah untuk memberikan pemahaman dan pembelajaran dalam perhitungan beban gempa pada struktur bangunan baja menggunakan kolom komposit tipe *concrete filled steel tube* dan sistem rangka bresing konsentrik khusus tipe-X dengan bantuan software ETABS (*Extended Three Dimension Analysis of Building System*).

#### **1.6. Sistematika Penulisan**

Sistematika penulisan tugas akhir yang akan disusun direncanakan sebagai berikut:

##### **BAB 1. PENDAHULUAN**

Merupakan rancangan studi yang akan dilakukan meliputi latar belakang, tujuan, manfaat, ruang lingkup pembahasan dan sistematika penulisan.

##### **BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA**

Pada bab ini penulis menguraikan tentang teori yang berkaitan dengan konsep perencanaan struktur bangunan tahan gempa dengan pemodelan struktur

bangunan rangka baja menggunakan kolom komposit tipe *concrete filled steel tube* dan sistem rangka bresing konsentrik khusus tipe-X.

### BAB 3. METODOLOGI PENELITIAN

Pada bab ini penulis menguraikan tentang metode yang akan digunakan dan rencana kerja dari penulisan tugas akhir ini.

### BAB 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada bab ini berisi hasil-hasil pemodelan struktur bangunan menggunakan ETABS yang kemudian dibahas sesuai dengan ruang lingkup batasan yang sudah ditetapkan.

### BAB 5. KESIMPULAN DAN SARAN

Pada bab ini berisi kesimpulan yang diambil dari seluruh kegiatan tugas akhir yang memfokuskan pada hasil dari analisa pemodelan dan perilaku yang terjadi akibat beban gempa pada struktur bangunan baja menggunakan kolom komposit dan sistem rangka bresing konsentrik khusus.

## **BAB 2**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Struktur Bangunan**

Struktur bangunan adalah bagian-bagian yang membentuk bangunan seperti pondasi sloof, kolom, ring balok, pelat, kuda-kuda, dan atap. Pada prinsipnya, elemen struktur berfungsi untuk mendukung keberadaan elemen nonstruktur yang meliputi elemen tampak, interior, dan detail arsitektur sehingga membentuk satu kesatuan. Setiap bagian struktur bangunan tersebut juga mempunyai fungsi dan peranannya masing-masing. Struktur beton bertulang terdiri atas dua bahan bangunan yang saling mendukung yakni baja dan beton. Baja ialah material homogen yang terbentuk dari satu unsur sehingga properti mekaniknya dapat didefinisikan dengan jelas. Sedangkan pembuatan beton dari campuran semen, mortar, dan agregat batuan yang bersifat heterogen dengan properti mekanik bermacam-macam dan tidak bisa didefinisikan secara pasti. Kegunaan lain dari struktur bangunan yaitu meneruskan beban bangunan dari bagian bangunan atas menuju bagian bangunan bawah, lalu menyebarkannya ke tanah. Perancangan struktur harus memastikan bahwa bagian-bagian sistem struktur ini sanggup mengizinkan atau menanggung gaya gravitasi dan beban bangunan, kemudian menyokong dan menyalurkannya ke tanah dengan aman.

Komponen-komponen pada struktur bangunan gedung merupakan komponen yang dapat menahan beban. Beban yang harus ditahan oleh struktur itu sendiri ialah beban mati, beban hidup, beban angin dan beban gempa.

#### **2.2 Struktur Komposit**

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik. Umumnya struktur komposit terdiri dari:

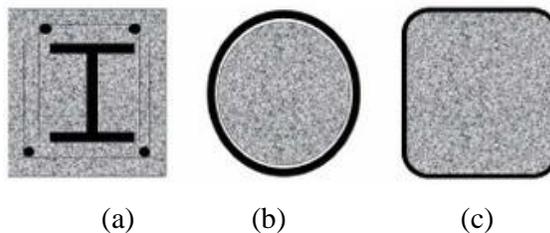
- a. Kolom baja terbungkus beton
- b. Kolom baja berisi beton
- c. Balok baja terbungkus beton
- d. Balok baja berisi beton
- e. Balok baja yang menahan slab beton

Perencanaan komposit mengasumsikan bahwa baja dan beton bekerja sama dalam memikul beban yang bekerja, sehingga akan menghasilkan desain profil/elemen yang lebih ekonomis. Disamping itu struktur komposit juga mempunyai beberapa kelebihan, diantaranya adalah lebih kuat dan lebih kaku dari pada struktur non-komposit.

### 2.2.1 Kolom Komposit

Kolom komposit dibuat dari baja profil yang terbungkus beton seluruhnya, atau dengan mengisi pipa baja dengan beton. Kolom komposit akan menahan beban yang lebih besar dibandingkan dengan kolom beton bertulang biasa dengan ukuran yang sama.

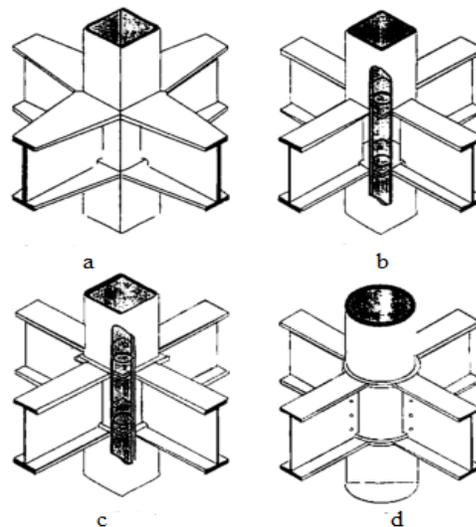
Beberapa contoh kolom komposit dapat dilihat pada Gambar 2.1. Pada bagian (a), penampang IWF ditanam dalam beton. Penampang biasanya berbentuk bujur sangkar atau persegi panjang dengan tulangan longitudinal disetiap sudutnya. Tulangan sengkang ini meningkatkan kekuatan kolom secara efektif karena dapat mencegah perpindahan tulangan memanjang selama konstruksi dan menahan buckling tulangan memanjang kearah luar akibat beban struktur. Gambar 2.1 (b) merupakan kolom komposit terisi beton berbentuk pipa sedangkan Gambar 2.1 (c) kolom komposit persegi berisi beton.



Gambar 2.1: Macam-macam kolom komposit (Sumargo, 2012).

### 2.2.2 Concrete Filled Steel Tube Columns

*Concrete Filled Tube* (CFT) adalah kolom komposit yang terdiri dari profil *hollow* atau pipa baja yang diisi dengan beton, tanpa ada tulangan baja didalamnya. Sejak tahun 60-an, riset tentang CFT telah dilakukan di Jepang. Jadi wajar *Architectural Institute of Japan* pada tahun 1967 sudah menerbitkan manual “*Recommendations for Design and Construction of Concrete Filled Tubular Steel Structures*. Kolom CFT mempunyai beberapa kelebihan dibanding kolom baja atau beton bertulang biasa. Salah satu yang utama adalah adanya interaksi antara pelat profil *hallow* atau pipa baja dan beton yang mengurangi resiko terjadinya tekuk lokal pelat baja tersebut, selain itu adanya efek kekangan dari dinding profil *hallow* atau pipa baja terhadap beton didalamnya menyebabkan terjadinya peningkatan kuat tekan beton. Permasalahan umumnya timbul dari detail hubungan kolom dengan balok. Adapun detail sambungannya yang umum di Jepang seperti terlihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2: Detail sambungan balok-kolom CFT (Marino-Tsuda, 2002).

Detail sambungan balok kolom Gambar (a) diaphragm di luar, (b) diaphragm didalam, (c) diaphragm menembus, (d) ring pengaku. Pada sambungan balok kolom dibuat dengan las yang dilakukan di *workshop* agar presisi dan terjamin pengelasannya. Selanjutnya disambung dengan balok di lapangan pakai

baut mutu tinggi. Pengecoran beton dilakukan dengan system pipa tremi (dari atas ke bawah) atau sistem pompa (dari bawah ke atas). Problem yang timbul biasanya pada saat pemadatan, khususnya jika memakai sambungan dengan tipe diafragma yang tembus kedalam, yaitu terjadinya rongga udara dibawah pelat diafragma tersebut.

Dengan perkembangan material mutu baja dan material beton yang semakin tinggi, maka potensi penggunaan kolom CFT berkembang pesat, khususnya yang perlu kolom kapasitas besar. Sebagai contoh, gedung Abeno Harukas, Osaka, yang saat ini memegang rekor tertinggi di Jepang. Gedung 60 lantai dan 5 lantai basemen, tinggi 300 m, dapat dilihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3: Gedung Abeno Harukas, Osaka, Japan (Project Takenaka).

Kolom CFT yang dipakai pada bangunan ini memakai material mutu ultra tinggi, setara dengan baja  $F_y$  440 MPa,  $F_u$  590 MPa dan beton  $F_c'$  150 MPa (Hirakawa et. al, 2014). Material mutu ultra tinggi dimaksudkan agar ukuran kolom CFT kecil dan sesuai untuk lahan proyek yang sempit.

## **2.3 Struktur Bangunan Baja Penahan Gaya Lateral**

Suatu satruktur gedung harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi yang cukup untuk menahan gerak tanah.

Gerak tanah harus diasumsikan terjadi di sepanjang setiap arah horizontal struktur bangunan gedung. Kecukupan sistem struktur harus ditunjukkan melalui pembentukan model matematik dan pengevaluasian model tersebut untuk pengaruh gerak tanah desain. Gaya gempa desain, dan distribusinya di sepanjang ketinggian struktur bangunan gedung harus mengacu pada SNI 1726:2012.

Hingga saat ini, terdapat beberapa konfigurasi Struktur Bangunan Gempa yang dikenal dalam SNI 1729:2015.

### **2.3.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (*Moment Resisting Frames*)**

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

Berdasarkan daktilitasnya, MRF terbagi dalam dua kategori, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).

#### **a. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)**

SRBPMK adalah suatu rangka batang pemikul momen yang dipasang secara horizontal. Pada SRPMK ada suatu segmen khusus yang terdiri dari beberapa panel dengan batang-batangnya direncanakan secara khusus. SRPMK direncanakan mengalami deformasi inelastik yang cukup besar pada segmen khusus saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana.

#### **b. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)**

SRPMB diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas pada komponen struktur dan sambungan-sambungannya akibat gaya gempa

rencana. Pada SRPMB, kekakuan lebih besar dibandingkan dengan SRBPMK sehingga daktilitasnya lebih kecil.

### **2.3.2 Sistem Rangka Bresing Eksentrik (*Eccentrically Braced Frames*)**

Pada Sistem Rangka Bresing Eksentrik ada satu bagian dari balok yang disebut *link* dan direncanakan secara khusus. SRBE diharapkan dapat mengalami deformasi inelastik yang cukup besar Pada *link* saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana. Elemen *link* tersebut berfungsi sebagai pendisipasi energi ketika struktur menerima beban gempa. Pendisipasian energi ini diwujudkan dalam bentuk plastifikasi pada elemen *link* tersebut. Hal tersebut yang menyebabkan sistem SRBE mempunyai nilai daktilitas yang lebih tinggi mengutamakan dari SRPMK.

### **2.3.3 Sistem Rangka Bresing Konsentrik (*Concentrically Braced Frames*)**

Penggunaan rangka bresing bertujuan untuk mempertahankan stabilitas struktur bangunan akibat beban lateral yang sejajar dengan bidang bresing, minimal 30% tapi tidak lebih dari 70% gaya horizontal total harus dipikul oleh batang bresing tarik, kecuali jika kuat nominal tekan ( $N_n$ ) untuk setiap batang bresing lebih besar daripada beban terfaktor ( $N_u$ ).

Sistem Rangka Bresing Konsentrik merupakan pengembangan dari sistem portal tak berpengaku atau lebih dikenal dengan *Moment Resisting Frames* (MRF). Sistem Rangka Bresing Konsentrik dikembangkan sebagai sistem penahan gaya lateral dan memiliki tingkat kekakuan yang cukup baik. Hal ini bertolak belakang dengan sistem MRF yang hanya biasa digunakan sebagai penahan momen. Kekakuan sistem ini terjadi akibat adanya elemen pengaku yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi pada struktur. Penyerapan energi pada sistem ini dilakukan melalui pelelehan yang dirancang terjadi pada pelat buhul. Sistem ini daktilitasnya kurang baik sehingga kegagalannya ditentukan oleh tekuk bresing.

Kategori struktur pada sistem struktur CBF dibagi menjadi dua, yaitu Sistem Rangka Bresing Konsentrik Biasa (SRBKB) dan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK).

- a. Sistem Rangka Bresing Konsentrik Biasa (SRBKB)  
SRBKB diharapkan dapat mengalami deformasi inelasatis secara terbatas apabila dibebani gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana.
- b. Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK)  
SRBKK diharapkan dapat mengalami deormasi inelastik yang cukup besar akibat gaya gempa rencana SRBKK memiliki tingkat daktilitas yang lebih tinggi daripada gaya gempa rencana SRBKB memiliki tingkat daktilitas yang lebih tinggi daripada tingkat daktilias Sistem Rangka Bresing Konsentrik Biasa (SRBKB) mengingat penurunan kekuatannya yang lebih kecil pada saat terjadinya tekuk pada batang bresing tekan.

## **2.4 Material Struktur Bangunan**

### **2.4.1 Material Baja**

Baja merupakan salah satu bahan bangunan yang unsur utamanya terdiri dari besi. Baja ditemukan ketika dilakukan penempaan dan pemanasan yang menyebabkan tercampurnya besi dengan bahan karbon pada proses pembakaran, sehingga membentuk baja yang mempunyai kekuatan yang lebih besar dari pada besi.

Bila dibandingkan dengan bahan konstruksi lainnya, baja lebih banyak memiliki keunggulan-keunggulan yang tidak terdapat pada bahan-bahan konstruksi lain. Disamping kekuatannya yang besar untuk menahan kekuatan tarik dan kekuatan tekan tanpa membutuhkan banyak volume, baja juga mempunyai sifat-sifat lain yang menguntungkan sehingga menjadikannya sebagai salah satu material yang umum dipakai.

Sifat-sifat baja antara lain:

- a. Kekuatan tinggi  
Kekuatan baja bisa dinyatakan dengan kekuatan tegangan leleh  $f_y$  atau kekuatan tarik  $f_u$ . Mengingat baja mempunyai kekuatan volume lebih tinggi dibanding dengan bahan lain, hal ini memungkinkan perencanaan sebuah konstruksi baja bisa mempunyai beban mati yang lebih kecil

untuk bentang yang lebih panjang, sehingga struktur lebih ringan dan efektif.

b. Kemudahan pemasangan

Komponen-komponen baja biasanya mempunyai bentuk standar serta mudah diperoleh dimana saja, sehingga satu-satunya kegiatan yang dilakukan dilapangan adalah pemasangan bagian-bagian yang telah disiapkan.

c. Keseragaman

Baja dibuat dalam kondisi yang sudah diatur (fabrikasi) sehingga mutunya seragam.

d. Modulus elastisitas besar

Dengan modulus yang besar, struktur akan cukup kaku sehingga dapat memberikan kenyamanan bagi pemakai. Jika dibandingkan dengan bahan yang lain, untuk regangan yang sama baja akan mengalami tegangan yang lebih besar sehingga kekuatannya lebih optimal.

Modulus elastisitas, E : 200.000 MPa

Modulus geser, G : 80.000 MPa

Angka poisson : 0.30

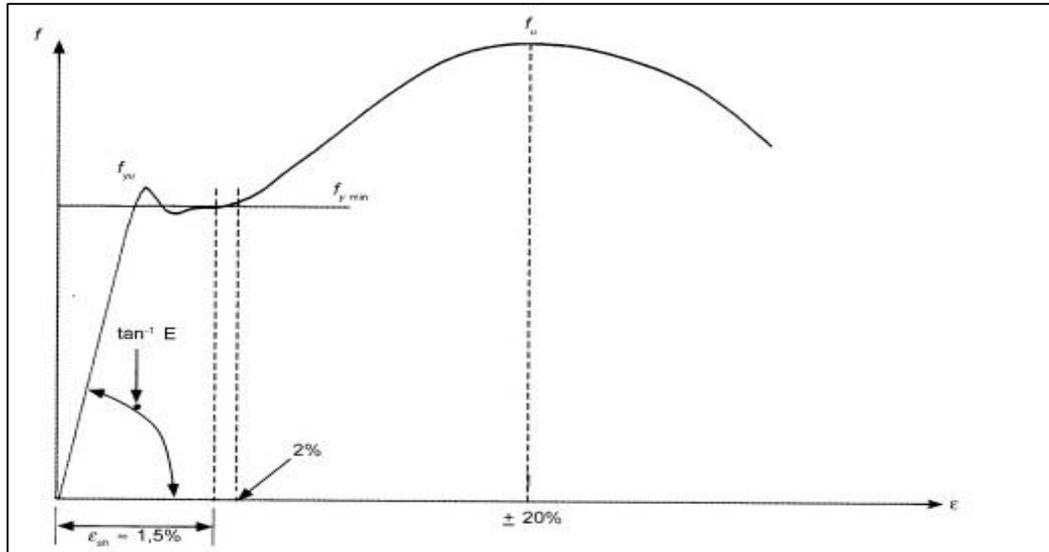
Koefisien muai panjang,  $\alpha$  :  $12 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

e. Daktilitas (keliatan)

Daktilitas adalah sifat dari baja yang dapat mengalami deformasi yang besar dibawah pengaruh tegangan tarik tanpa hancur atau putus.

Daktilitas mampu mencegah robohnya bangunan secara tiba-tiba.

Kurva daktilitas material baja ditunjukkan pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4: Kurva hubungan tegangan dan regangan (Agus Setiawan,2008).

Sedangkan berdasarkan tegangan leleh dan tegangan putusnya, SNI 03-1729-2002 mengklasifikasikan mutu dari material baja menjadi 5 kelas mutu. Adapun mutu dari material baja ditunjukkan pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Sifat-sifat mekanis baja structural.

Jenis Baja	Tegangan Putus minimum $f_u$ (MPa)	Tegangan Leleh minimum $f_y$ (MPa)	Regangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

#### 2.4.2 Material Beton

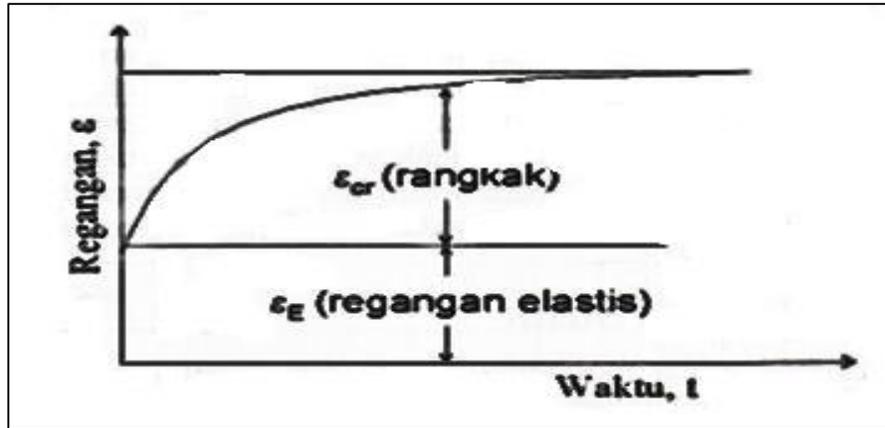
Beton merupakan fungsi dari bahan penyusunnya yang terdiri dari bahan semen hidrolik (*portland cement*), agregat kasar, agregat halus, air dan bahan tambah (*admixture atau additive*). Untuk mengetahui dan mempelajari perilaku

elemen gabungan (bahan–bahan penyusun beton), kita memerlukan pengetahuan mengenai karakteristik masing–masing komponen.

Nawy mendefinisikan beton sebagai sekumpulan interaksi mekanis dan kimiawi dari material pembentuknya. Dengan demikian, masing–masing komponen tersebut perlu dipelajari sebelum mempelajari beton secara keseluruhan. Perencana (*engineer*) dapat mengembangkan pemilihan material yang layak komposisinya sehingga diperoleh beton yang efisien, memenuhi kekuatan batas yang diisyaratkan oleh perencana dan memenuhi persyaratan *serviceability* yang dapat diartikan juga sebagai pelayanan yang handal dengan memenuhi kriteria ekonomi.

Rangkak (*creep*) atau *lateral material flow* didefinisikan sebagai penambahan regangan terhadap waktu akibat adanya beban yang bekerja (Nawy, 1985). Deformasi awal akibat pembebanandisbut sebagai regangan elastis, sedangkan regangan tambahan akibat beban yang sama disebut regangan rangkakan. Anggapan praktis ini cukup dapat diterima karena deformasi awal pada beton hampir tidak dipengaruhi oleh waktu. Rangkakan timbul dengan intensitas yang semakin berkurangsetelah selang waktu tertentu dan kemungkinan berakhir setelah beberapa tahun. Nilai rangkakan untuk beton mutu tinggi lebih kecil dibandingkan dengan beton mutu rendah. Umumnya, rangkakan tidak mengakibatkan dampak langsung terhadap kekuatan struktur tetapi akan mengakibatkan timbulnya redistribusi tegangan pada beban yang bekerja dan kemudian mengakibatkan terjadinya peningkatan lendutan (*deflection*).

Hubungan antara waktu dengan regangan pada beton ditunjukkan pada Gambar 2.5. Rangkakan tidak dapat langsung dilihat. Rangkakan hanya dapat diketahui apabila regangan elastis dan susut serta deformasi totalnya diketahui. Meskipun susut dan rangkakan adalah fenomena yang saling terkait, dalam hal ini superposisi regangan dianggap berlaku sehingga regangan total adalah regangan elastis ditambah rangkakan dan susut.



Gambar 2.5: Kurva waktu dan regangan (Nawy, 1985).

## 2.5 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

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

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, diperlukan standard dan peraturan perencanaan bangunan untuk menjamin keselamatan penghuni terhadap gempa besar yang mungkin terjadi serta menghindari dan meminimalisasi kerusakan struktur bangunan dan korban jiwa terhadap gempa bumi yang sering terjadi. (Budiono dan Supriatna, 2011).

Oleh karena itu, struktur bangunan tahan gempa harus memiliki kekuatan, kekakuan, dan stabilitas yang cukup untuk mencegah terjadinya keruntuhan bangunan. Filosofi dan konsep dasar perencanaan bangunan tahan gempa adalah:

1. Pada saat terjadi gempa ringan, struktur bangunan dan fungsi bangunan harus tetap berjalan (*serviceable*) sehingga struktur harus kuat dan tidak ada kerusakan baik pada elemen struktural dan elemen nonstruktural bangunan.

2. Pada saat terjadi gempa moderat atau *medium*, struktur diperbolehkan mengalami kerusakan baik pada elemen nonstruktural, tetapi tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural.
3. Pada saat terjadi gempa besar, diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural dan nonstruktural, namun tidak boleh menyebabkan bangunan runtuh sehingga ada korban jiwa atau meminimalkan korban jiwa.

### **2.5.1 Gempa Rencana**

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

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

### **2.5.2 Arah Pembebanan Gempa**

Gempa menyebabkan guncangan pada tanah. Tingkat keparahan beban gempa tergantung pada lokasi (sesuai dengan peraturan mengenai standar bangunan). Guncangan tanah dapat menambah beban pada unsur-unsur bangunan, guncangan tanah yang lebih kuat atau unsur-unsur bangunan yang lebih besar dapat menambah beban pada gedung itu sendiri.

Beban gempa cenderung horizontal (walaupun tetap ada komponen vertikal arah beban) dan dapat menyerang dari arah manapun. Beban gempa akan datang bersiklus.

Untuk mensimulasikan pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan

pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tersebut, tetapi dengan efektifitas 30%.

### 1. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Distribusi vertikal gaya gempa berpengaruh terhadap elemen bangunan pendukung gaya normal, seperti kolom-kolom, jenis balok kantilever dan dinding-dinding pendukung. Terutama pada bagian kantilever, gaya gempa vertikal ini sangat berpengaruh karena akan mengakibatkan ayunan pada kantilever tersebut. Akibat ayunan tersebut momen pada bagian ujung yang terikat menjadi sangat besar dan selanjutnya akan mengakibatkan pembalikan arah tegangan pada kantilever tersebut.

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

dimana:

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

Dan

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

dimana:

$C_{vx}$  = Faktor distribusi vertikal

$V$  = Gaya geser atau 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. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Distribusi horizontal gaya gempa bekerja pada bangunan akibat respons bangunan dan sistem pondasinya dan bukan disebabkan oleh percepatan gerakan tanah. Muatan gempa horizontal dianggap bekerja dalam arah sumbu-sumbu utama bangunan yang pada bangunan bertingkat tinggi gaya yang lebih menonjol adalah gaya-gaya dorong yang berasal dari tiap lantai. Gaya horizontal ini bekerja sebagai muatan lateral terpusat pada elemen-elemen pendukung vertikal seperti kolom-kolom dan dinding geser pada “core” atau pengkaku lateral lainnya (ikatan silang).

Penyaluran gaya gempa dengan arah horizontal akan menyebabkan terjadinya perubahan bentuk atau “deformasi” yaitu karena terjadinya tegangan-tegangan pada seluruh bangunan terutama pada elemen-elemen pendukungnya.

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

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

keterangan:

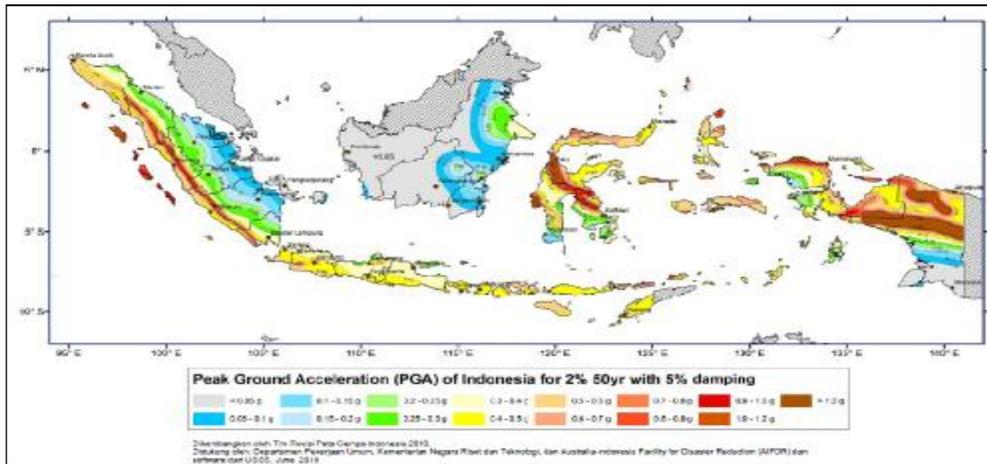
$F_i$  = Bagian dari geser dasar seismik ( $V$ ) (kN) yang timbul di tingkat ke- $i$

### 2.5.3 Wilayah Gempa

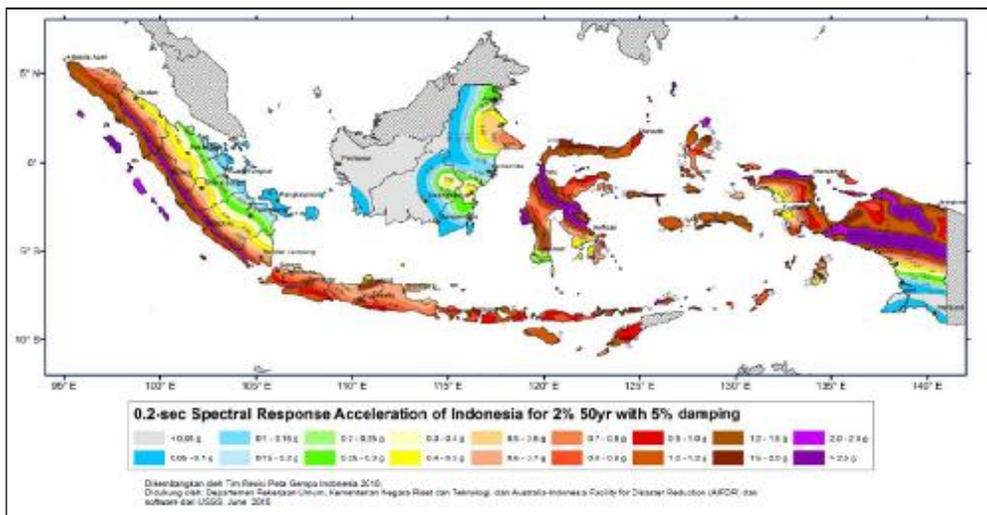
Pada umumnya, desain struktur bangunan tahan gempa merupakan desain yang mengatur hubungan antara respon gaya horizontal yang bekerja pada struktur (faktor kekuatan), kekakuan (*stiffness*), dan deformasi lateral struktur. Kekuatan struktur dirancang agar saat terjadi gempa kekuatannya dapat tercapai (*capacity design*). Karena struktur mempunyai kekakuan, didalam suatu perpindahan yang terjadi pada struktur. Redaman (*damping*) diperlukan oleh struktur sebagai penyerap energi gempa. Elemen yang daktail akan mampu berdeformasi melebihi batas kekuatan elastisnya dan akan terus mampu menahan beban sehingga mampu menyerap energi gempa yang lebih besar.

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 14, wilayah gempa Indonesia ditetapkan berdasarkan parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik)

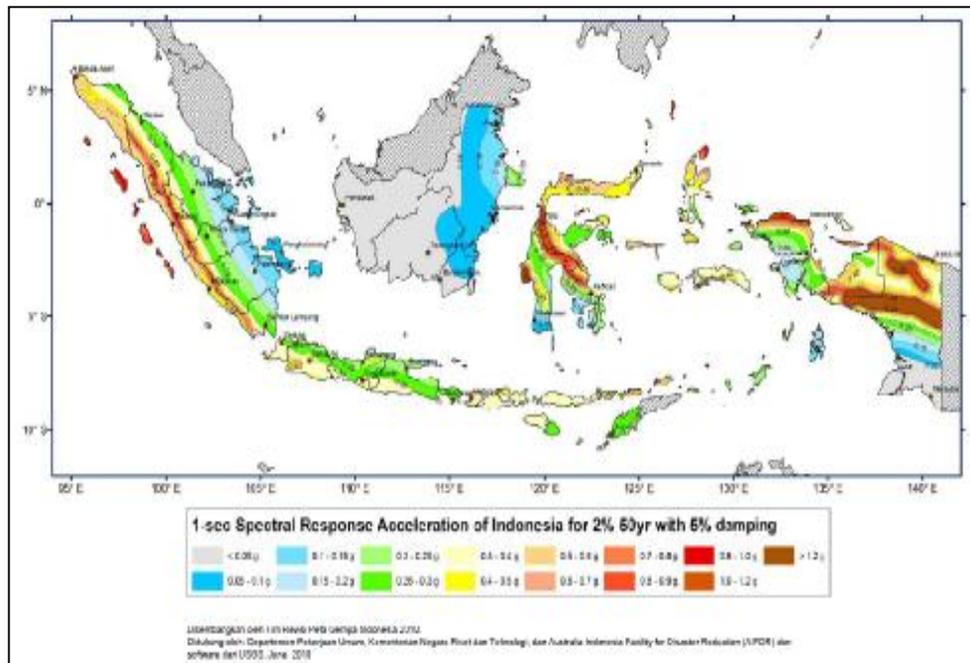
dan  $S_I$  (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik). Adapun peta wilayah gempa dapat dilihat pada Gambar 2.6 untuk peta percepatan puncak (PGA), Gambar 2.7 untuk peta respon spektra percepatan 0,2 detik ( $S_s$ ) dan Gambar 2.8 untuk peta respon spektra 0,1 detik ( $S_I$ ).



Gambar 2.6: Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.7: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik ( $S_s$ ) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.8: Peta respon spektra percepatan 1,0 detik ( $S_1$ ) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).

## 2.6 Kriteria Desain Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa

### 2.6.1 Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik. Struktur resiko I, II, atau III yang berlokasi dimana parameter respons spektral pada perioda detik,  $S_T$ , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berkategori IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik,  $S_1$ , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respon spektral percepatan desainnya,  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ . Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah di tunjukkan pada Tabel 2.2 dan Tabel 2.3.

Tabel 2.2: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek.

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 < S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 < S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.3: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan perioda 1 detik.

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0.167$	A	A
$0.067 < S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 < S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{DS}$	D	D

### 1. Kategori Desain Seismik A

Bangunan gedung dan non gedung dengan kategori desain seismik elemen nonstruktural dalam kategori desain seismik A dibebaskan dari ketentuan-ketentuan seismik.

### 2. Kategori Desain Seismik B

Untuk bangunan yang dirancang dengan kategori desain seismik B, gaya gempa desain diijinkan untuk diterapkan secara terpisah dalam masing-masing arah dari dua arah orthogonal dan pengaruh interaksi orthogonal diijinkan untuk diabaikan.

### 3. Kategori desain seismik C

Pembebanan yang diterapkan pada struktur bangunan yang dirancang untuk kategori desain seismik C harus minimum sesuai dengan arah masing-masing orthogonal. Struktur yang mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal harus menggunakan salah satu prosedur berikut:

#### a. Prosedur kombinasi orthogonal

Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen, prosedur analisis respon spektrum, atau prosedur riwayat respon linear, dengan pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua arah orthogonal.

#### b. Penerapan serentak gerak tanah orthogonal

Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur riwayat respons linear atau prosedur riwayat respons non linear dengan pasangan orthogonal percepatan gerak tanah yang diterapkan secara serentak.

### 4. Kategori Desain Seismik D Sampai F

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, dan F harus minimum sesuai dengan persyaratan kategori desain seismik C. Sebagai tambahan, semua kolom atau dinding yang berbentuk bagian dari dua atau lebih sistem penahan gaya gempa yang bekerja sepanjang baik sumbu denah utama sama atau melebihi 20 persen kuat desain aksial kolom atau dinding harus didesain untuk pengaruh beban paling kritis akibat penerapan gaya gempa kesemua arah.

#### **2.6.2 Kriteria Struktur Gedung**

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.2.1 dan pasal 7.3.2.2, ketidakberaturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidak beraturan horizontal dan vertikal. Penjelasan tentang ketidakberaturan torsi dapat dilihat pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4: Ketidakberaturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

No	Tipe dan penjelasan ketidak beraturan	Penerapan kategori desain seismic
1a	Ketidakberaturan torsi di definisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b	Ketidakberaturan torsi berlebihan di 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 berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku.	E dan F D B, C, dan d C dan D C dan D
2	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan	D, E, dan F D, E, dan F
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma di definisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50%.	D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Tabel 2.4: Lanjutan.

No	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Penerapan kategori desain seismic
4	Ketidakteraturan gesekan melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti geseran melintang terhadap bidang elemen vertical	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5	Ketidakteraturan sistem non paralel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Tabel 2.5: Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

No.	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Penerapan kategori desain seismic
1a	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	D, E, dan F
1b	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak berlebihan di definisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	E dan F D, E, dan F

Tabel 2.5: *Lanjutan.*

No.	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Penerapan kategori desain seismic
2	Ketidakberaturan berat (massa) di definisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu di tinjau	D, E, dan F
3	Ketidakberaturan geometri vertikal di definisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan gaya seismic di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahanan gaya seismic tingkat di dekatnya.	D, E, dan F
4	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidak beraturan elemen gaya lateral vertikal di definisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a	Diskontruksi dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateralnya tingkat di atasnya kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismic yang berbagi geser tingkat untuk arah yang di tinjau.	E dan F D, E, dan F
5b	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemem penahan seismic yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

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

Berdasarkan SNI 1762-2012 Pasal 4.1.2, tentang faktor keutamaan dan kategori resiko struktur bangunan dimana untuk kategori resiko dijelaskan sesuai Tabel 1 SNI 1726:2012, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$  sesuai Tabel 2 SNI 1726:2012. Berikut kategori resiko dan faktor keutamaan dengan jenis pemanfaatan gedung yaitu gedung kantor yang disajikan pada Tabel 2.6 dan 2.7.

Tabel 2.6: Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.6: *Lanjutan.*

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul>	III
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran ) yang disyaratkan beroperasi pada saat keadaan darurat.</li> <li>- Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk kedalam katagori resiko IV.</li> </ul>	IV

Tabel 2.7: Faktor keutamaan (*Ie*), berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, <i>Ie</i>
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

#### 2.6.4 Faktor Reduksi Gempa (R)

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2 Tabel 9, sistem struktur memiliki penahan gaya seismik yang ditentukan oleh parameter-parameter. Adapun parameter parameter tersebut ditunjukkan pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8: Faktor koefisien modifikasi respons, faktor kuat lebih sistem, faktor pembesaran defleksi, dan batasan tinggi sistem struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

No	Sistem penahan gaya seismic	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m) <sup>c</sup>				
					Kategori desain seismic				
					B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
1	Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus mampu menahan 25% gaya gempa yang ditetapkan: - Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2 ½	5 ½	TB	TB	TB	TB	TB
2	- Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2 ½	5	TB	TB	TB	TB	TB

### 2.6.5 Kasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726:2012 menyatakan bahwa dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan dipermukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs yang harus diklasifikasikan setebal 30 m paling atas sesuai dengan Tabel 2.9.

Tabel 2.9: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	$\geq 100$
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 niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah</li> <li>• Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math> m)</li> </ul>		

Tabel 2.9: Lanjutan.

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H)</li> <li>• &gt; 7,5 m dengan Indeks Plastisitas <math>PI &gt; 75</math>)</li> </ul> <p>Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan <math>H &gt; 35</math> m dengan <math>\bar{S}_u &lt; 50</math> kPa</p>

### 2.6.6 Penentuan Percepatan Tanah Puncak

Berdasarkan SNI 1726:2012, untuk menentukan besarnya percepatan tanah puncak diperoleh dengan mengalikan koefisien situs  $F_{PGA}$  dengan nilai PGA yang diperoleh dari peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5%. Besarnya  $F_{PGA}$  tergantung dari klasifikasi situs yang didasarkan pada Tabel 2.9 dan nilainya ditentukan sesuai Tabel 2.10.

Tabel 2.10: Koefisien situs untuk PGA ( $F_{PGA}$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Keterangan:

PGA = Nilai PGA di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada peta SNI 1726:2012 (Gambar 2.6).

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

Percepatan tanah puncak dapat diperoleh dengan menggunakan Pers. 2.4.

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

Dimana:

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

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

### 2.6.7 Penentuan Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012 untuk menentukan respon spektra percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada pendek 0,2 detik ( $F_a$ ) dan periode 1,0 detik ( $F_v$ ). Selanjutnya parameter respon spektra percepatan gempa di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien  $F_a$  dan  $F_v$  dengan spektra percepatan untuk periode pendek 0,2 detik ( $S_S$ ) dan periode 1,0 detik ( $S_I$ ) di batuan dasar yang diperoleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012 sesuai Pers. 2.5 dan 2.6:

$$S_{MS} = F_a \times S_S \quad (2.5)$$

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

Dimana:

$S_S$  = Nilai parameter respon spektra percepatan gempa periode pendek 0,2 detik di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.4)

$S_I$  = Nilai parameter respon spektra percepatan gempa periode 1,0 detik di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.7)

$F_a$  = Koefisien periode pendek

$F_v$  = Koefisien perioda 1,0 detik

Tabel 2.11: Koefisien perioda pendek ( $F_a$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.8)	$S_S$				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 0,4$	$S_S \geq 1,25$
Batuan Keras ( $S_A$ )	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan ( $S_B$ )	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah sangat padat dan batuan lunak ( $S_C$ )	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah sedang ( $S_D$ )	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah lunak ( $S_E$ )	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah khusus ( $S_F$ )	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 2.12: Koefisien perioda 1,0 detik ( $F_v$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.8)	$S_I$				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
Batuan Keras ( $S_A$ )	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan ( $S_B$ )	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Menurut SNI 1726:2012 untuk mendapatkan parameter percepatan spektra desain, spektra percepatan desain untuk perioda pendek ( $S_{DS}$ ) dan perioda 1 detik ( $S_{DI}$ ) dapat diperoleh dari Pers. 2.7 dan 2.8.

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

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (2.8)$$

Dimana:

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

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

Selanjutnya, untuk mendapatkan spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.9 dan mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$  didapatkan dari Pers. 2.9.

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

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$  sama dengan  $S_{DS}$ .
3. Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain  $S_a$  diambil berdasarkan Pers. 2.10.

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

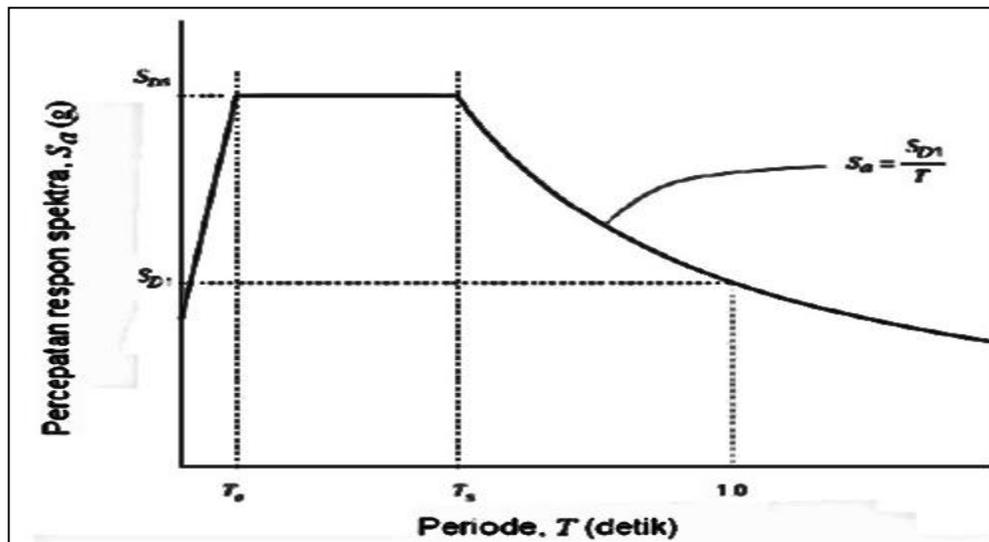
Dimana:

$T$  = Perioda getar fundamental struktur

Untuk nilai  $T_0$  dan  $T_s$  dapat ditentukan dengan Pers. 2.11 dan 2.12.

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

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



Gambar 2.9: Bentuk tipikal spektrum respon desain di permukaan tanah (SNI 1726:2012).

## 2.7 Analisis Gaya Lateral Ekivalen

### 2.7.1 Geser Dasar Seismik

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

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

dimana:

$C_s$  = Koefisien respon seismik yang ditentukan

$W_t$  = Berat total gedung

### 2.7.2 Perhitungan Koefisien Dasar Seismik

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

#### 1. $C_s$ maksimum

Untuk  $C_s$  maksimum ditentukan dengan Pers. 2.14.

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

dimana:

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

$R$  = Faktor modifikasi respon

$I$  = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.7

Nilai  $C_s$  maksimum di atas tidak perlu melebihi  $C_s$  hitungan pada Pers. 2.15.

#### 2. $C_s$ hasil hitungan

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

dimana:

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

$R$  = Faktor modifikasi respon

$I$  = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.7

$T$  = Perioda struktur dasar (detik)

Nilai  $C_s$  hitungan di atas tidak perlu kurang dari nilai  $C_s$  minimum pada Pers. 2.16.

3.  $C_s$  minimum

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

dimana:

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

$I$  = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.7

Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana  $S_1$  jika lebih besar dari 0,6 g maka  $C_s$  harus tidak kurang dari Pers. 2.17.

4.  $C_s$  minimum tambahan

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

dimana:

$S_1$  = Parameter percepatan respon spektrum desain yang dipetakan

$R$  = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.8

$I$  = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.7

## 2.8 Periode Alami Fundamental

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

Terdapat pembatasan waktu getar alami fundamental struktur di dalam standard aturan yang ada. Hal ini bertujuan untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel.

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.2 periode fundamental struktur ( $T$ ) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan property struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji.

1. Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ), dalam detik harus ditentukan dari Pers. 2.18 berikut:

$$T_a \text{ minimum} = C_T \times h_n^x \quad (2.18)$$

dimana :

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

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

$C_r$  = Ditentukan dari Tabel 2.13

$x$  = Ditentukan dari Tabel 2.13

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

Tipe Struktur	$C_r$	X
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	<b>0.0724<sup>a</sup></b>	0.8
Rangka beton pemikul momen	<b>0.0466<sup>a</sup></b>	0.9
Rangka baja dengan bracing eksentris	<b>0.0731<sup>a</sup></b>	0.75
Rangka baja dengan bracing terkekang terhadap tekuk	<b>0.0731<sup>a</sup></b>	0.75
Semua sistem struktur lainnya	<b>0.0488<sup>a</sup></b>	0.75

2. Perioda fundamental pendekatan maksimum ( $T_{a\ maks}$ ) ditentukan dari Pers. 2.19.

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

dimana:

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

$C_u$  = Ditentukan dari Tabel 2.14

Tabel 2.14: Koefesien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter percepatan respons apektral desain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefesien $C_u$
$\geq 0.4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.1$	1.7

## 2.9 Analisis Respon Dinamik

Berdasarkan Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa, parameter respon terkombinasi respons masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respons rencana gempa merupakan respons maksimum. Pada umumnya, respons masing-masing ragam mencapai nilai maksimum pada saat yang berbeda sehingga respons maksimum ragam-ragam tersebut tidak dapat dijumlahkan begitu saja.

Terdapat dua cara metode superposisi, yaitu metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respons menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang telah disebutkan sebelumnya yaitu Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser  $V_i$ , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dalam Pers. 2.20.

$$V_i \geq 0,85 V_I \quad (2.20)$$

dimana:

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

Maka, apabila nilai akhir respon dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.21.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_I}{v_t} \geq 1 \quad (2.21)$$

dimana:

$V_I$  = gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan.

$V_I$  = gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen.

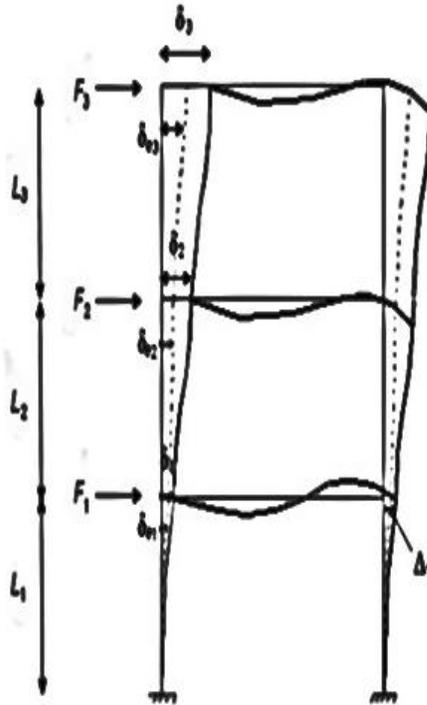
## 2.10 Simpangan Antarlantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 penentuan simpang antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertical, diijinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan ijin

digunakan,  $\Delta$  harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditentukan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.

Defleksi pusat massa di tingkat  $x$  ( $\delta_x$ ) (mm) harus ditentukan sesuai Pers. 2.22.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.22)$$



Gambar 2.9: Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Keterangan gambar:

- Tingkat 3

$F_3$  = gaya gempa desain tingkat kekakuan

$\delta_3$  = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan

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

$\Delta_3$  = simpangan antar lantai

- Tingkat 2

$F_2$  = gaya gempa desain tingkat kekakuan

$\delta_2$  = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan

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

$\Delta_2$  = simpangan antar lantai

- Tingkat 1

$F_1$  = gaya gempa desain tingkat kekakuan

$\delta_1$  = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan

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

$\Delta_1$  = simpangan antar lantai

Simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi simpangan antarlantai tingkat izin ( $\Delta_a$ ) seperti pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Simpangan antar lantai ijin ( $\Delta_a$ ) berdasarkan SNI 1726.2012.

Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari 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	<b>0.025</b> $h_{sx}^c$	<b>0.020</b> $h_{sx}$	<b>0.015</b> $h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever atau bata	<b>0.010</b> $h_{sx}$	<b>0.010</b> $h_{sx}$	<b>0.010</b> $h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	<b>0.007</b> $h_{sx}$	<b>0.007</b> $h_{sx}$	<b>0.007</b> $h_{sx}$
Semua struktur lainnya	<b>0.020</b> $h_{sx}$	<b>0.015</b> $h_{sx}$	<b>0.10</b> $h_{sx}$

### 2.10.1 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 ( $\theta$ ), seperti yang ditentukan oleh Pers 2.23 berikut sama dengan atau kurang dari 0,1:

$$\delta_x = \frac{P_x \Delta I_x}{V_x h_{sx} C_d} \quad (2.23)$$

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

$\Delta$  = Simpangan antar lantai tingkat desain

$I_e$  = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.7

$V_x$  = 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 2.8

Koefisien stabilitas ( $\theta$ ) harus tidak melebihi  $\theta_{max}$  yang ditentukan dengan Pers 2.24 berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (2.24)$$

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

Jika koefisien stabilitas ( $\theta$ ) 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  $\theta$  lebih besar dari  $\theta_{max}$ , struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang. Jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisis, otomatis Pers 2.24 masih harus dipenuhi, tetapi nilai  $\theta$  yang dihitung dari Pers 2.23 menggunakan hasil analisis P-delta diizinkan dengan  $(1+\theta)$  sebelum diperiksa dengan Pers 2.24.

## 2.11 Torsi dan Eksentrisitas

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2 dan pasal 7.8.4.3 terdapat dua jenis torsi yang terjadi, yaitu:

### 1. Torsi bawaan

Untuk diafragma yang fleksibel atau kaku, distribusi gaya lateral di masing-masing tingkat harus memperhitungkan pengaruh momen torsi

bawaan ( $M_t$ ) yang dihasilkan dari eksentrisitas antara lokasi pusat massa dan pusat kekakuan. Untuk diafragma fleksibel, distribusi gaya ke elemen vertikal harus memperhitungkan posisi dan distribusi massa yang mendukungnya.

## 2. Torsi tak terduga

Jika diafragma tidak fleksibel, desain harus menyertakan momen torsi bawaan ( $M_t$ ) yang dihasilkan dari lokasi massa struktur ditambah momen torsi tak terduga ( $M_{ta}$ ) yang diakibatkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya yang diasumsikan pada masing-masing arah dengan jarak sama dengan 5 persen dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

Jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah orthogonal, perpindahan pusat massa 5 persen yang disyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah orthogonal pada saat bersamaan, tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh yang lebih besar.

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismic C, D, E, atau F, dimana tipe 1a atau 1b ketidakberaturan torsi harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan  $M_{ta}$  di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi ( $A_x$ ) ditentukan dari Pers. 2.25 berikut;

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad (2.25)$$

dimana:

$\delta_{max}$  = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$  (mm)

$\delta_{avg}$  = rata-rata perpindahan torsi ( $A_x$ ) tidak diisyaratkan melebihi 3.0. pembebanan yang lebih parah untuk masing-masing elemen harus ditinjau untuk desain.

## 2.12 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.

### 2.12.1 Beban Mati

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

- Berat bahan konstruksi:
  - Berat sesungguhnya bahan.
  - Data berat jenis dan berat bahan pada standar sebelumnya bisa digunakan.
- Berat peralatan layan tetap:
  - Peralatan/ mesin yang menyatu dan selalu ada selama masa layan bangunan seperti: peralatan plambing, M/E, alat pemanas, ventilasi, sistem pengkodisian udara dll.

Adapun berat jenis dari bahan bangunan dan berat per satuan luas yang diambil dari Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) dapat dilihat di bawah ini:

- Bahan Bangunan
  - Baja 7.850 kg/m<sup>3</sup>
  - Beton 2.200 kg/m<sup>3</sup>
  - Beton bertulang 2.400 kg/m<sup>3</sup>
- Komponen Gedung
  - Dinding pasangan batako:
    - Berlubang:
      - § Tebal dinding 20 cm (HB 20) 200 kg/m<sup>2</sup>
      - § Tebal dinding 10 cm (HB 10) 120 kg/m<sup>2</sup>
    - Tanpa lubang:
      - § Tebal dinding 15 cm 300 kg/m<sup>2</sup>

§ Tebal dinding 10 cm	200	kg/m <sup>2</sup>
- Adukan per cm tebal:		
§ Dari semen	21	kg/m <sup>2</sup>
§ Dari kapur, semen merah atau tras	17	kg/m <sup>2</sup>
- Langit-langit, terdiri dari:		
§ Semen asbes, tebal maks 4 mm	11	kg/m <sup>2</sup>
§ Kaca, tebal 3 - 4 mm	10	kg/m <sup>2</sup>
- Penggantung langit-langit (dari kayu)	7	kg/m <sup>2</sup>
- Penutup lantai	24	kg/m <sup>2</sup>

### 2.12.2 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, perlatan dan material dan selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian.

- Beban merata:
  - Minimum sesuai Tabel 2.18
- Beban terpusat:
  - Untuk lantai, atap dan sejenisnya
  - Bekerja merata di area 762 mm x 762 mm
  - Minimum sesuai Tabel 2.16
  - Penempatan pada lokasi yang menghasilkan efek beban maksimum
- Beban partisi:
  - Minimal 0,72 kN/m<sup>2</sup>
- Beban impak:
  - Tangga berjalan : mengacu pada ASME A17.1
  - Mesin:
    - Mesin ringan: berat ditingkatkan 20%

Tabel 2.16: Beban hidup terdistribusi merata minimum,  $L_o$  dan beban hidup terpusat minimum.

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m <sup>2</sup> )	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) <sup>a</sup>	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Lobi	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Panggung pertemuan	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Lantai podium	150 (7,18) <sup>a</sup>	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m <sup>2</sup> )	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor	100 (4,79)	
Lantai pertama	Sama seperti	
Lantai lain	pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator pada daerah 2 in x 2 in (50 mm x 50 mm)		300 (1,33)

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

<b>Hunian atau penggunaan</b>	<b>Merata Psf (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Terpusat Lb (kN)</b>
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 Hunian satu keluarga saja	100 (4,79) 40 (1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasa 4.5	
Garasi/ parker Mobil penumpang saja Truk dan bus	40 (1,92) <sup>a, b, c</sup> c	
Susunan tangga, rel pengaman dan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	e, f, g
Rumah sakit : Ruang operasi, laboratorium Ruang pasien Koridor di atas lantai pertama	60 (2,87) 40 (1,92) 80 (3,83)	1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan Ruang baca Ruang penyimpanan Koridor di atas lantai pertama	60 (2,87) 150 (7,18) <sup>a, h</sup> 80 (3,83)	1000 (4,45) 1000 (4,45) 1000 (4,45)
Pabrik Ringan Berat	125 (6,00) <sup>a</sup> 250 (11,97) <sup>a</sup>	2000 (8,90) 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 Kantor Koridor di atas lantai pertama	100 (4,79) 50 (2,40) 80 (3,83)	2000 (8,90) 2000 (8,90) 2000 (8,90)

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

<b>Hunian atau penggunaan</b>	<b>Merata Psf (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Terpusat Lb (kN)</b>
melayani mereka Ruang publik <sup>a</sup> dan koridor yang melayani mereka	100 (4,79)	
Lembaga hokum Blok sel Koridor	40 (1,92) 100 (4,790)	
Tempat rekreasi Tempat bowling, kolam renang dan penggunaan yang sama Bangsal dansa dan ruang dansa Gimnasium Tempat menonton baik terbuka atau tertutup Stadium dan tribun/ arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	75 (3,59) <sup>a</sup> 100 (4,79) <sup>a</sup> 100 (4,79) <sup>a</sup> 100 (4,79) <sup>a</sup> 60 (2,87) <sup>a, k</sup>	
Rumah tinggal Hunian (satu keluarga dan dua keluarga) Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur Semua ruang kecuali tangga dan balkon Semua hunian rumah tinggal lainnya Ruang pribadi dan koridor yang	10 (0,48) <sup>l</sup> 20 (0,96) <sup>m</sup> 30 (1,44) 40 (1,92) 40 (1,92)	
Sekolah Ruang kelas Koridor di atas lantai pertama Koridor lantai pertama	40 (1,92) 80 (3,83) 100 (4,79)	1000 (4,5) 1000 (4,5) 1000 (4,5)

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat Lb (kN)
Gudang di atas langit-langit	20 (0,96)	
Gudang penyimpanan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat)		
Ringan	125 (6,00) <sup>a</sup>	
Berat	250 (11,97) <sup>a</sup>	
Toko		
Eceran		
Lantai pertama	100 (4,79)	1000 (4,45)
Lantai di atasnya	75 (3,59)	1000 (4,45)
Grosir, di semua lantai	125 (6,00) <sup>a</sup>	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) <sup>a</sup>	

- Reduksi beban hidup merata
- Untuk struktur dengan  $K_{LL}A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$
- $L \geq 4,79 \text{ kN/m}^2$ , garasi mobil penumpang dan tempat pertemuan tidak boleh direduksi

Beban hidup tereduksi dihitung dengan Pers. 2.26.

$$L = L_0 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right) \quad (2.26)$$

- $L \geq 0,50 L_0$  - Komponen struktur penyangga 1 lantai  
 $L \geq 0,40 L_0$  - Komponen struktur penyangga  $\geq 2$  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 tributary

Tabel 2.17: Faktor elemen beban hidup,  $K_{LL}$ .

<b>Elemen</b>	<b><math>K_{LL}^a</math></b>
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 satu arah Komponen struktur tanpa ketentuan-ketentuan untuk penyaluran Geser menerus tegak lurus terhadap bentangnya	1

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

dimana:

- DL = Baban mati, termasuk SIDL
- LL = Beban hidup
- EX = Beban gempa arah-x
- EY = Beban gempa arah-y
- $\rho$  = Faktor redudansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3
- $S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respon desain pada perioda pendek
- $Q_E$  = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya gser 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. 2.27.

$$E = E_h + E_v \quad (2.27)$$

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.28.

$$E = E_h - E_v \quad (2.28)$$

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. 2.29.

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.29)$$

dimana:

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

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

Sedangkan pengaruh beban seismik  $E_v$  harus ditentukan dengan Pers. 2.30.

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \quad (2.30)$$

dimana:

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

$DL$  = Pengaruh beban mati

### 2.13 Redudansi

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

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

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

- Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.

Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan Pers. 2.31 yaitu:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} W_{px} \quad (2.31)$$

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. 2.32.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.32)$$

dan  $F_{px}$  tidak boleh melebihi dari Pers. 2.33.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.33)$$

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

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

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.18.
- Struktur dengan denah beraturan disemua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang permeter penahan gaya seismik yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal disetiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser

dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat untuk konstruksi rangka ringan.

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

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Pelepasan bresing individu, atau sambungan yang terhubung tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar lebih dari 33 %, atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakberaturan 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 pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0	Pelepasan dinding geser atau pier dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0 di semua tingkat atau saambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 %, atau sistem yang dihasilkan mempunyai (ketidakberaturan horizontal Tipe b).
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

## 2.14 Distribusi Kekakuan Secara Vertikal

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

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

### 2.14.1 *Soft Storey*

Bangunan gedung dengan kekakuan vertikal yang tidak baik adalah bangunan gedung yang dalam tingkat-tingkatnya terdapat tingkat yang lemah atau *soft storey*. Pada SNI 1726:2012 telah diatur secara jelas tentang bangunan reguler yang menyangkut tentang distribusi kekakuan yaitu: “Gedung reguler adalah gedung yang sistim strukturnya memiliki kekakuan lateral yang beraturan tanpa adanya tingkat lunak (*soft storey*). Yang dimaksud dengan struktur dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat yang mana kekakuan lateralnya  $< 70 \%$  kekakuan lateral tingkat di atasnya atau  $< 80 \%$  kekakuan lateral rata-rata 3-tingkat di atasnya”.

*Soft storey* adalah suatu tingkat yang lemah, yang kekakuannya jauh lebih kecil dari pada tingkat-tingkat yang lain. Oleh karena itu dalam merencanakan kekakuan tingkat harus berhati-hati agar tidak terjadi *Soft Storey*. Kekakuan tingkat untuk setiap kolom pada lantai yang sama dapat diperkirakan dengan Pers. 2.34.

$$K = \frac{12EI}{h^3} \quad (2.34)$$

dimana:

$h$  = Tinggi tingkat (cm)

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

$K$  = Kekakuan tingkat (kg/cm)

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

### 2.14.2 Kekakuan Struktur

Kekakuan struktur adalah gaya yang diperlukan struktur bila mengalami deformasi sebesar satu satuan. Nilai kekakuan struktur ini tergantung dari material yang digunakan, dimensi elemen struktur, penulangan, modulus elastisitas, modulus elastisitas geser, dan momen inersia polar. Selain itu, kekakuan struktur juga terkait dengan nilai dari periode struktur tersebut. Dapat dilihat dari hubungan Pers. 2.35.

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.35)$$

Dimana =  $\sqrt{\frac{k}{m}}$ , dengan demikian  $T = \frac{1}{\sqrt{k}}$ .

Dengan demikian, semakin besar periode struktur maka nilai kekakuan dari struktur tersebut semakin kecil, begitu sebaliknya.

## 2.15 Rasio Momen

### 2.15.1 Rangka Momen Khusus

Berdasarkan SNI 7860:2015, hubungan yang berikut ini harus dipenuhi pada sambungan balok ke kolom sesuai dengan Pers.2.36.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (2.36)$$

Keterangan:

$\sum M_{pc}^*$  = 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. Diizinkan untuk menentukan  $\sum M_{pc}^*$  sebagai berikut:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c ( F_{yc} - P_{uc} / A_g ) \text{ (DFBK)} \quad (2.37)$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c ( F_{yc} - 1,5 P_{uc} / A_g ) \text{ (DKI)} \quad (2.38)$$

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  $\sum M_{pb}^*$  sebagai berikut :

$$\sum M_{pb}^* = \sum ( 1,1 R_y F_{yb} Z_b + M_{uv} ) \text{ (DFBK)} \quad (2.39)$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum ( 1,1 R_y F_{yb} Z_b + 1,5 M_{av} ) \text{ (DKI)} \quad (2.40)$$

Di mana:

$A_g$  = luas penampang bruto kolom, in<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$F_{yc}$  = 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 panampang plastis kolom, mm<sup>3</sup>

$Z_b$  = modulus panampang plastis balok, mm<sup>3</sup>

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 tau 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 rabgka momen pada tingkat ini bekerja pada arah yang sama; dan (2) jumlah kekuatan geser teredia 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 yag 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

$$P_c = F_{yc} A_g \text{ (DFBK)} \quad (2.41)$$

$$P_c = F_{yc} A_g / 1,5 \text{ (DKI)} \quad (2.42)$$

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

### 2.15.2 Rangka Momen Khusus Komposit

Hubungan yang berikut ini harus dipenuhi pada sambungan balok ke kolom sesuai dengan Pers. 2.43.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{p.exp}^*} > 1 \quad (2.44)$$

Keterangan:

$\sum M_{pc}^*$  = jumlah momen-momen pada kolom diatas dan dibawah joint pada perpotongan sumbu balok dan kolom, N-mm.  $\sum M_{pc}^*$  yang ditentukan dengan menjumlahkan proyeksi dari kekuatan lentur nominal,  $M_{pcc}$  dari kolom (mencakup voute apabila digunakan) diatas dan dibawah joint pada sumbu balok dengan mengurangi gaya aksial pada kolom. Diizinkan untuk menentukan  $\sum M_{pc}^*$  sebagai berikut:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c ( F_{yc} - P_{uc} / A_g ) \text{ (DFBK)} \quad (2.45)$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c ( F_{yc} - 1,5P_{uc} / A_g ) \text{ (DKI)} \quad (2.46)$$

$\sum M_{p.exp}^*$  = jumlah dari momen-momen pada balok baja atau balok komposit terbungkus beton pada perpotongan sumbu balok dan sumbu kolom, N-mm.  $\sum M_{p.exp}^*$  ditentukan dengan menjumlahkan kekuatan lentur ekspetasi balok pada lokasi sendi plastis kesumbu kolom. Hal ini diijinkan untuk menggunakan  $\sum M_{p.exp}^* = \sum (1,1 M_{p.exp} + M_{uv})$ , dimana  $M_{p.exp}$  dihitung seperti disyaratkan pasal G2.6d.

$$M_{p.exp} = R_y \cdot M_p \quad (2.47)$$

## BAB 3

### METODOLOGI PENELITIAN

#### 3.1 Gambaran Umum

Pada Tugas Akhir ini, pemodelan gedung berada di lokasi kota Medan provinsi Sumatera Utara. Struktur bangunan menggunakan struktur baja yang terdiri dari 10 lantai. Evaluasi struktur gedung mengacu pada kaidah syarat-syarat SNI 1729:2015 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural, SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, serta sebagai acuan memasukkan ketentuan beban berdasarkan PPIUG 1983 dan SNI 1727:2013.

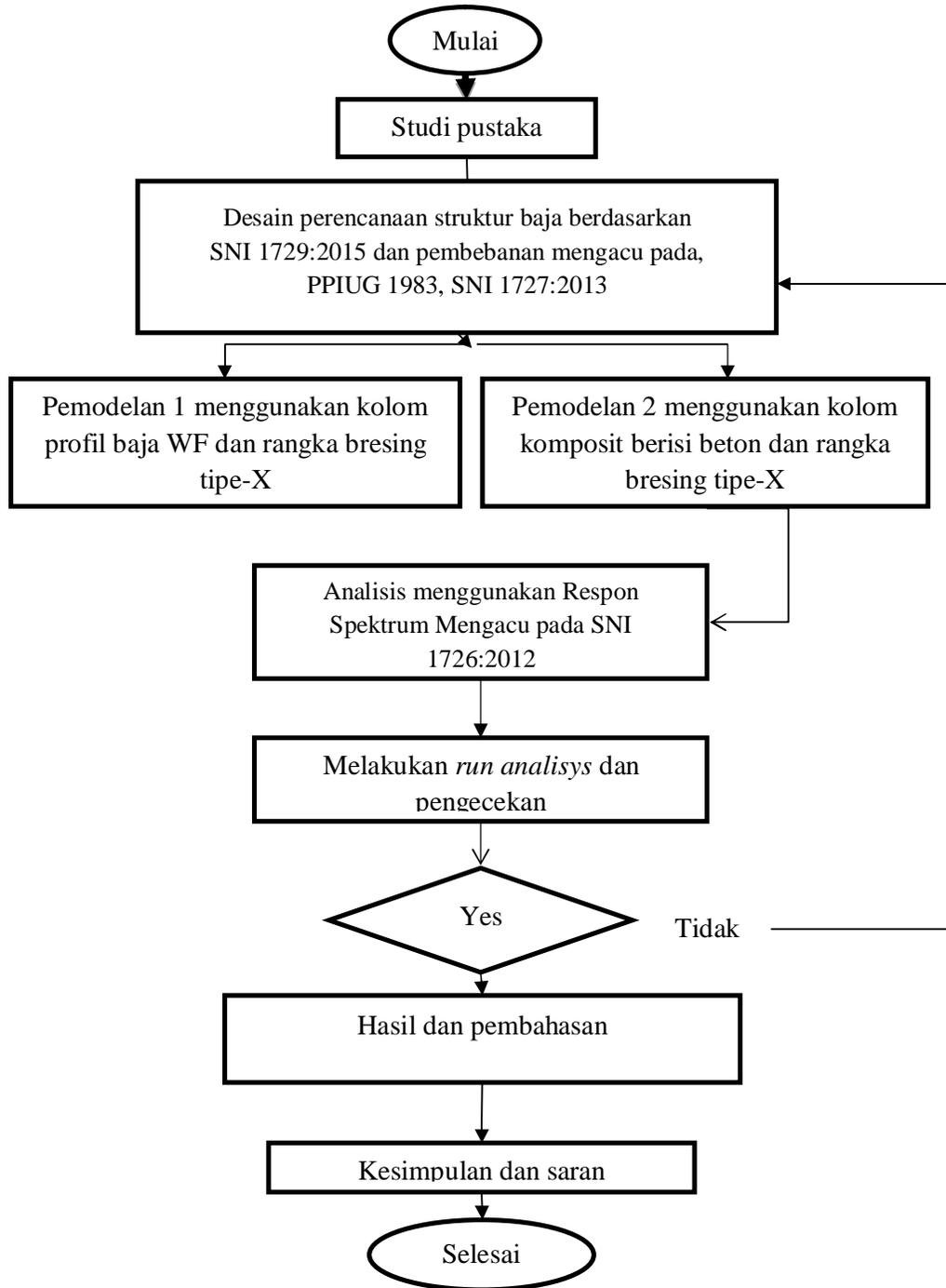
Dalam tugas akhir ini, pemodelan struktur menggunakan analisis respon spektrum kota Medan berdasarkan SNI 1726:2012. Pada setiap pemodelan menggunakan satu sistem struktur yang sama namun dengan kolom yang berbeda, dimana pada pemodelan pertama digunakan kolom profil baja biasa dan pada pemodelan kedua menggunakan kolom komposit berisikan beton (*concrete filled steel tube*). Gedung ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen dengan bresing konsentrik khusus tipe-X. Struktur dimodelkan tiga dimensi dengan bantuan *software* ETABS Ver 15.

Tahapan penelitian yang digunakan ialah input, analisis, dan output. Pada tahapan input menjelaskan tentang geometri struktur bangunan, dimensi dan spesifikasi elemen struktur. Tahapan analisis antara lain pemodelan struktur, memasukkan perhitungan gempa dan perhitungan gaya dalam elemen struktur pada. Tahap terakhir yaitu tahap output yang membahas tentang *detailing* yang disesuaikan dengan gaya-gaya dalam yang terjadi pada hubungan balok kolom, joint, bresing dan membandingkannya.

#### 3.2 Metodologi Penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur gedung pada tugas akhir ini dilakukan dengan beberapa tahapan, seperti tujuan perencanaan struktur

gedung hingga pemodelan atau pendesainan struktur gedung. Langkah-langkah perencanaan struktur dapat dilihat pada gambar bagan alir Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir pelaksanaan studi.

### 3.3 Analisis Faktor Respon Gempa (C)

Berdasarkan SNI 1726:2012, spektrum respon gempa desain harus dianalisis terlebih dahulu. Dengan data PGA (Gambar 2.6),  $S_s = 0,5g$  (Gambar 2.7) dan  $S_1 = 0,4g$  (Gambar 2.8) yang berada di kota Medan, tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respon gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut:

a. Penentuan koefesien  $F_a$  dan  $F_v$

- Koefesien  $F_a$

Koefesien  $F_a$  ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S_s$  yang terdapat pada Tabel 2.11 dan berdasarkan jenis tanah sedang. Maka diperoleh nilai  $F_a$  di bawah ini.

$$F_a = 1,7$$

- Koefesien  $F_v$

Koefesien  $F_v$  ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S_1$  yang diperoleh pada Tabel 2.12 dan berdasarkan jenis tanah sedang. Maka diperoleh nilai  $F_v$  di bawah ini.

$$F_v = 2,4$$

b. Penentuan nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$ , Pers. 2.5 dan 2.6

-  $S_{MS} = F_a \times S_s$

$$S_{MS} = 1,7 \times 0,5$$

$$S_{MS} = 0,85g$$

-  $S_{M1} = F_v \times S_1$

$$S_{M1} = 2,4 \times 0,4$$

$$S_{M1} = 0,96g$$

c. Penentuan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ , Pers. 2.7 dan 2.8

-  $S_{DS} = \mu \times S_{MS}$ , Nilai  $\mu = 2/3$

$$S_{DS} = 2/3 \times 0,85$$

$$S_{DS} = 0,567$$

-  $S_{D1} = \mu \times S_{M1}$

$$S_{D1} = 2/3 \times 0,96$$

$$S_{D1} = 0,640$$

d. Penentuan nilai  $T_s$  dan  $T_0$ , Pers. 2.11 dan 2.12

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

$$T_s = \frac{0.567}{0.640}$$

$$T_s = 1,129$$

$$- T_0 = 0,2 \times T_s$$

$$T_0 = 0,2 \times 1,129$$

$$T_0 = 0,226$$

e. Penentuan nilai  $S_a$

- Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respon percepatan desain ( $S_a$ ) harus diambil dari Pers. 2.9.

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

- Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respon desain  $S_a$  sama dengan  $S_{DS}$ .
- Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respon percepatan desain  $S_a$  diambil berdasarkan Pers. 2.10.

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T}$$

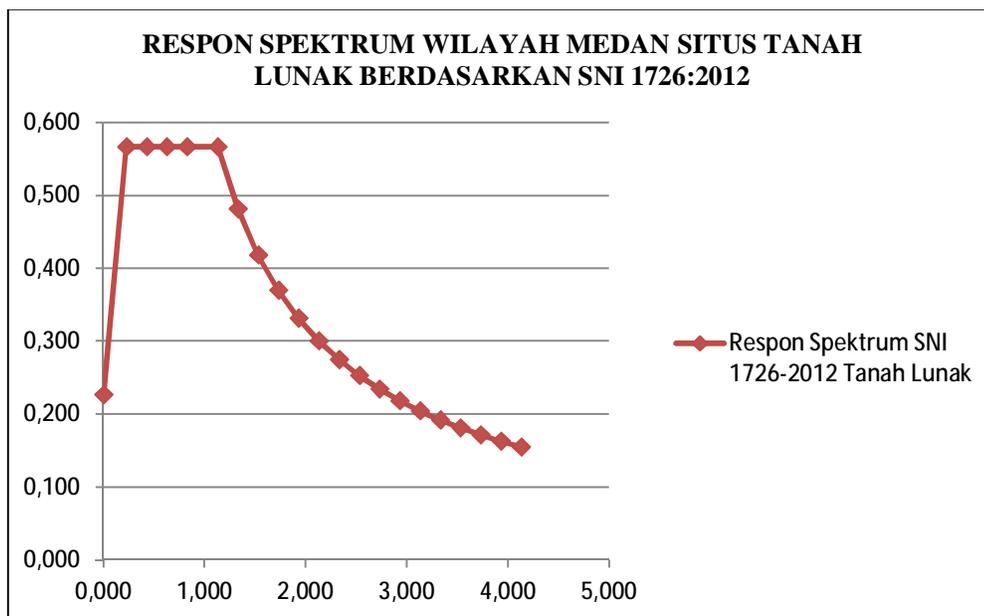
Tabel 3.1: Spektrum Respon Untuk Wilayah Gempa Medan berdasarkan SNI 1726:2012.

Waktu ( Detik)	Koefesien Gempa (C)
0.000	0.227
0.226	0.567
0.426	0.567
0.626	0.567
0.826	0.567
1.129	0.567
1.329	0.481
1.529	0.418
1.729	0.370
1.929	0.332
2.129	0.301
2.329	0.275

Tabel 3.1: *Lanjutan.*

Waktu ( Detik)	Koefesien Gempa (C)
2.529	0.253
2.729	0.234
2.929	0.218
3.129	0.205
3.329	0.192
3.529	0.181
3.729	0.172
3.929	0.163
4.129	0.155

Data spektrum respon percepatan yang disajikan dalam Tabel 3.2 kemudian diinput kedalam program ETABS (*Define-functions-response spectrum*) dan grafik respon spektrum respon diplot ke dalam *Microsoft Excel* seperti pada Gambar 3.2.

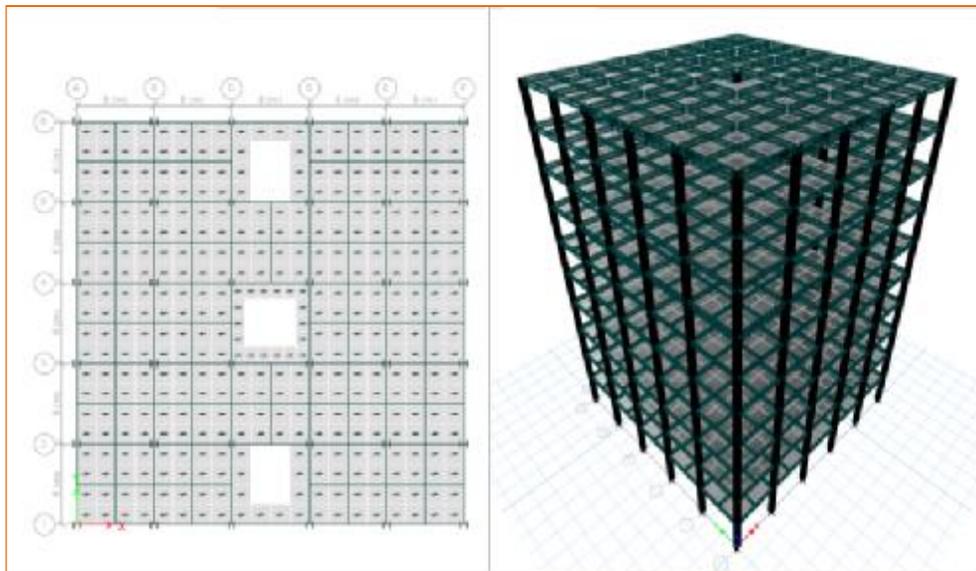


Gambar 3.2: Grafik respon spektrum kota Medan dengan kondisi tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012.

### 3.4 Pemodelan dan Analisis Struktur

Pemodelan struktur dibuat untuk mengetahui keadaan ketika membebani struktur bekerja. Pemodelan struktur dibuat dengan data matematis yang sesuai dan mewakili struktur nyata. Data matematis yang sesuai struktur digunakan sebagai input data komputer, sehingga model akan mempresentasikan kondisi dan perilaku strukturnya. Ketika memasukan data untuk pemodelan diperlukan kehati-hatian dan ketelitian agar yang dihasilkan benar.

Pada Tugas Akhir ini, penelitian dilakukan dengan mengambil studi literatur pada 1 bangunan gedung perkantoran 10 tingkat. Tugas Akhir ini terdapat 2 pemodelan gedung yang memiliki spesifikasi sama namun dengan kolom yang berbeda, dimana pada pemodelan pertama digunakan kolom profil baja biasa dan pada pemodelan kedua menggunakan kolom komposit berisikan beton (*concrete filled steel tube columns*). Gedung ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen dengan bresing konsentrik khusus tipe-X. Struktur gedung adalah portal baja yang dimodelkan sebagai *element frame* 3 dimensi (3D) pada ETABS Ver. 15 dengan mengacu pada Perencanaan Bangunan Gedung Tahan Gempa SNI 1726:2012 dan Perencanaan Struktur Baja berdasarkan SNI 1729:2015. Berikut program ETABS dapat dilihat pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3: Model struktur gedung dalam program ETABS Ver 2015.

### 3.4.1 Pemodelan Gedung

Semua model merupakan bangunan regular beraturan 10 lantai dengan tinggi tingkat pertama pada gedung 4 m dan 3,7 m pada tingkat-tingkat selanjutnya. Dimensi struktur adalah simetris persegi yang memiliki 5 portal, masing-masing memiliki panjang 5 m pada bidang portal arah horizontal, dan 5 portal masing-masing memiliki panjang 5 m pada arah vertikal. Luas bangunan rencana adalah 625 m<sup>2</sup>. Gedung yang pertama ini dimodelkan dengan sistem struktur yang sama namun dibedakan berdasarkan kolom. Dimana pada model pertama menggunakan kolom profil baja biasa sedangkan pada model kedua menggunakan kolom komposit berisi beton (*concrete filled tube*). Masing-masing model diberi Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus tipe-X yang sama.

#### 1. Data Perencanaan Struktur

- a. Jenis portal struktur gedung baja
- b. Fungsi gedung perkantoran
- c. Gedung terletak di Provinsi Sumatera Utara (Kota Medan)
- d. Mutu Beton Pelat yang digunakan adalah  $F'c = 30$  MPa
- e. Mutu Baja yang digunakan BJ 41
- f. Direncanakan pada tanah lunak (SE).

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

Menurut SNI 1726:2012, sesuai Tabel 2.6 pemilihan nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko dengan fungsi bangunan perkantoran adalah kategori resiko I, dengan hal itu maka didapat melalui Tabel 2.7 nilai faktor keutamaan ( $I_e$ ) = 1.

#### 3. Faktor Reduksi Gempa

Desain bangunan direncanakan sebagai Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK), dimana untuk nilai faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 sesuai Tabel 2.8 dapat dilihat pada Tabel 3.2.

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

Arah	Sistem penahan gaya seismic	R
X	Rangka baja dengan bresing konsentrik khusus	7
Y	Rangka baja dengan bresing konsentrik khusus	7
X	Rangka baja dan beton komposit dengan SRBKK	6
Y	Rangka baja dan beton komposit dengan SRBKK	6

### 3.4.2. Properties Penampang

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

Untuk semua struktur gedung direncanakan dengan dimensi penampang yang sama.

#### 1. Tebal Pelat Lantai

Penentuan tebal pelat lantai menggunakan rumus dari SNI 2847-2013 ayat 11 butir 5 sub butir 3 adalah sebagai berikut:

$$h_{maks} = \frac{ln \cdot (0,8 + \frac{fy}{1500})}{36} \quad (3.1)$$

$$h_{min} = \frac{ln \cdot (0,8 + \frac{fy}{1500})}{36 + 9b} \quad (3.2)$$

dimana:

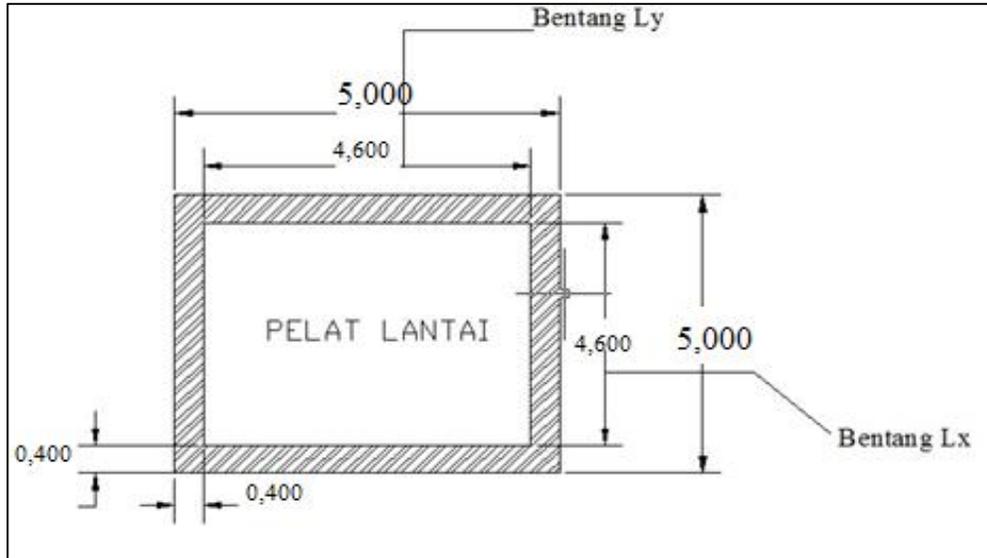
$h$  = ketebalan pelat lantai (mm)

$fy$  = mutu baja (MPa)

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

$ly$  = Panjang arah sumbu y

$lx$  = Panjang arah sumbu x



Gambar 3.4: Dimensi pelat lantai.

$$h_{min} = \frac{5000 \times \left(0,8 + \frac{410}{1500}\right)}{36 + 9 \times \left(\frac{5000}{2400}\right)} = 119.259$$

$$h_{maks} = \frac{5000 \times \left(0,8 + \frac{410}{1500}\right)}{36} = 149.074$$

Tebal pelat yang digunakan yaitu 140 mm = 0,140 m (untuk semua tipe pelat lantai).

Dalam pemodelan, pelat lantai menggunakan *deck* dan dianggap mampu menahan gaya-gaya horizontal/gempa maupun arah vertikal. Dalam ETABS (*Define-Section Properties-Solid Slab*).

### 3.4.3 Pembebanan struktur

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

### 1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah beban-beban yang bekerja secara vertikal yang mengikuti arah gravitasi pada struktur bangunan. Adapun berat komponen material bangunan dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu SNI 1727:2013 Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain dan juga menggunakan PPUG 1983 untuk berat satuan material disajikan pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4.

Tabel 3.3: Berat material konstruksi berdasarkan PPUG 1983.

Beban Mati	Berat Jenis
Beton Bertulang	2200-2400 Kg/m <sup>3</sup>
Beban Mati	Berat Jenis
Baja	7850 Kg/m <sup>3</sup>

Tabel 3.4: Berat tambahan komponen gedung berdasarkan PPUG 1983.

Beban Mati	Besarnya Beban
Plafond dan penggantung	18 Kg/m <sup>2</sup>
Adukan 2 cm dari semen	42 Kg/m <sup>2</sup>
Pasangan bata setengah batu	250 Kg/m <sup>2</sup>
Penutup lantai dari keramik	24 Kg/m <sup>2</sup>
Mekanikal Elektrikal	60 Kg/m <sup>2</sup>

#### a) Pembebanan Dinding Bata

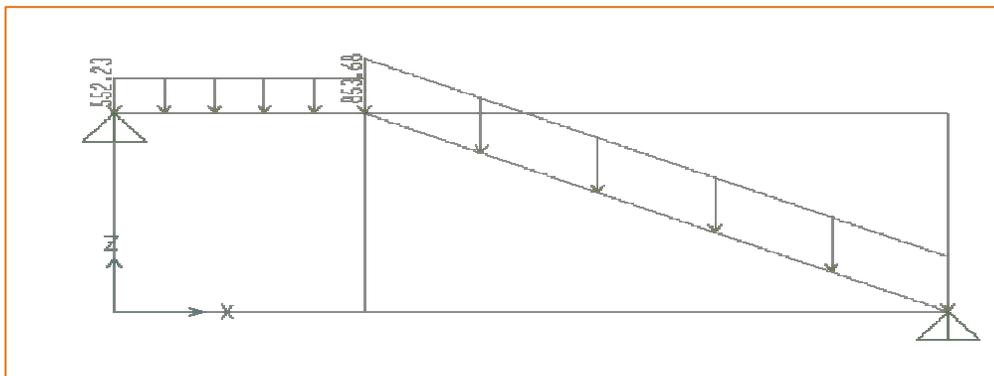
Beban dinding bata yang di input ke balok induk sebesar 962,5 Kg/m untuk lantai 1, 925 Kg/m untuk lantai 2-9, 437,5 Kg/m untuk lantai 10. Selanjutnya berat dinding diinput ke balok dengan beban terbagi merata (*assign-frame load-distributed*) dalam program ETABS Ver. 15. Adapun berat beban yang akan diinput dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Rekapitulasi beban dinding yang diinput dalam pemodelan.

Penerima Beban	Tinggi (m)	Beban Dinding (Kg/m)
Balok Lt 1	4	962,5
Balok Lt 2	3,7	925
Balok Lt 3	3,7	925
Balok Lt 4	3,7	925
Balok Lt 5	3,7	925
Balok Lt 6	3,7	925
Balok Lt 7	3,7	925
Balok Lt 8	3,7	925
Balok Lt 9	3,7	925
Balok Lt 10	1,85	437,5
Penthouse	2,2	550

b) Pembebanan Tangga

Beban tangga yang diinput ke struktur tidak dimodelkan, tetapi dibuat menjadi beban setelah melakukan perhitungan menggunakan program SAP 2000 Ver 11 untuk mendapatkan reaksi perletakkannya. Untuk perhitungan tangga dapat dilihat pada Lampiran A2.3. Adapun pemodelan tangga menggunakan SAP 2000 ditunjukkan pada Gambar 3.5 dan hasil dari perhitungan SAP 2000 ditampilkan pada Tabel 3.6.



Gambar 3.5: Pemodelan tangga dengan SAP 2000 Ver 11.

Tabel 3.6: Rekapitulasi pembebanan tangga yang diinput ke pemodelan ETABS.

Penerima Beban	Beban (kN)			
	Beban Mati		Beban Hidup	
	Balok Lintel	Balok Induk	Balok Lintel	Balok Induk
Tangga LT.1	13,285	29,437	3,352	34,867
Tangga LT.2	13,636	28,724	3,445	32,421
Tangga LT.3	13,636	28,724	3,445	32,421
Tangga LT.4	13,636	28,724	3,445	32,421
Tangga LT.5	13,636	28,724	3,445	32,421
Tangga LT.6	13,636	28,724	3,445	32,421
Tangga LT.7	13,636	28,724	3,445	32,421
Tangga LT.8	13,636	28,724	3,445	32,421
Tangga LT.9	13,636	28,724	3,445	32,421
Tangga LT.10	13,636	28,724	3,445	32,421

Dari data Tabel 3.6 selanjutnya nilai beban mati dan beban hidup di input ke balok lintel dan balok induk sebagai beban terpusat (*assign-frame loads-point*) dalam Program ETABS.

## 2. Beban hidup (*Live Load*)

Secara umum semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat bergerak atau berpindah. Berat beban hidup berdasarkan SNI 1727:2013 disajikan dalam Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Beban hidup pada lantai struktur berdasarkan SNI 1727:2013.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Ruang Kantor	240 Kg/m <sup>2</sup>
Beban terpusat pekerja minimum	100 Kg/m <sup>2</sup>
Beban hidup pada tangga dan bordes	479 Kg/m <sup>2</sup>
Beban Atap	100 Kg/m <sup>2</sup>

Selanjutnya beban yang diperoleh dari perhitungan dimasukkan sebagai beban area (*assign-shell load-uniform*) dalam program ETABS Ver 15, sedangkan berat pelat sendiri akan dihitung otomatis oleh komputer dengan memasukkan faktor pengali 1 untuk *self weight multiplier* pada saat pembebanan (*load case*).

### 3. Beban Notional

Beban notional disertakan pada pemodelan mengacu pada peraturan SNI 1729:2015. Kombinasi pembebanan dirujuk dari SNI 1727:2013. Dalam hal ini, penulis menggunakan metode DFBK sebagai Metode Perencanaan Gedung Struktur Baja.

Input beban notional dipengaruhi oleh berat sendiri bangunan, oleh karena itu penginputan beban notional dilakukan pada tahap terakhir setelah memastikan semua penampang dan beban-beban yang lain telah diinput.

Beban notional di modelkan sebagai gaya-gaya lateral yang di jabarkan pada arah X dan Y pada joint terluar bangunan. Data untuk beban national dapat dilihat pada Tabel 3.8 dan untuk perhitungan beban notional telampir.

Tabel 3.8: Rekapitulasi beban notional arah X dan Y.

Penerima Beban	Beban Notional (Kg)	
	Notional Arah X ( $N_X$ )	Notional Arah Y ( $N_Y$ )
Lantai 1	2.193	2.193
Lantai 2	2.619	2.619
Lantai 3	2.619	2.619
Lantai 4	2.619	2.619
Lantai 5	2.619	2.619
Lantai 6	2.625	2.625
Lantai 7	2.631	2.631
Lantai 8	2.631	2.631
Lantai 9	2.631	2.631
Lantai 10	2.640	2.640

#### 4. Rekapitulasi Pembebanan

Pada Tabel 3.9 hasil rekapitulasi pembebanan berdasarkan beban-beban yang telah diinput pada *software* ETABS Ver. 15.

Tabel 3.9: Hasil rekapitulasi pembebanan.

Nama Beban	q (berat)
	(Kg/m <sup>2</sup> )
Beban mati pelat lantai	144
Beban mati pelat atap	124
Beban hidup pelat lantai	240
Beban hidup pelat atap	100

#### 5. Kombinasi Pembebanan

Seluruh beban-beban yang bekerja, yaitu: beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*load combination*) yang diinput ke dalam ETABS Ver. 15 berdasarkan SNI 1727:2013. Data yang akan diinput dapat dilihat pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1727:2013 metode DFBK.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1.4	DL	0	LL	0	EX
Kombinasi 2	1.2	DL	1.6	LL	0	EX
Kombinasi 3	1.35	DL	1	LL	0.39	EX
Kombinasi 4	1.05	DL	1	LL	-0.39	EX
Kombinasi 5	1.12	DL	1	LL	0.39	EX
Kombinasi 6	1.28	DL	1	LL	-0.39	EX
Kombinasi 7	1.35	DL	1	LL	1.3	EX
Kombinasi 8	1.05	DL	1	LL	-1.3	EX
Kombinasi 9	1.28	DL	1	LL	1.3	EX

Tabel 3.10: *Lanjutan.*

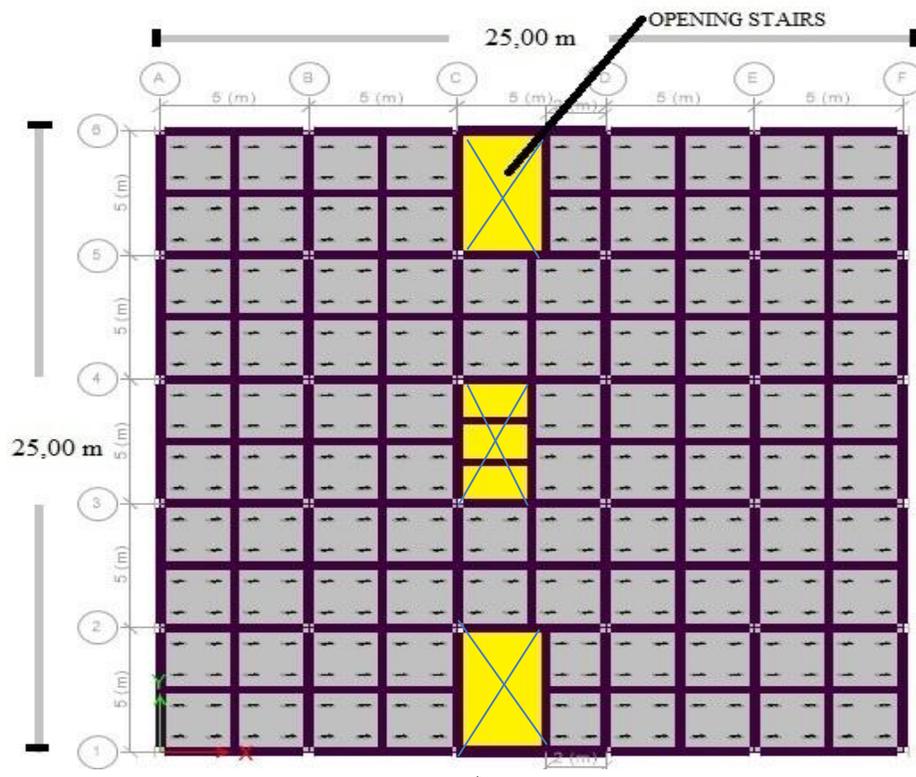
Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 10	1.12	DL	1	LL	-1.3	EX
Kombinasi 11	1.05	DL	0	LL	0.39	EX
Kombinasi 12	0.75	DL	0	LL	-0.39	EX
Kombinasi 13	0.82	DL	0	LL	0.39	EX
Kombinasi 14	0.98	DL	0	LL	-0.39	EX
Kombinasi 15	1.05	DL	0	LL	1.3	EX
Kombinasi 16	0.75	DL	0	LL	-1.3	EX
Kombinasi 17	0.98	DL	0	LL	1.3	EX
Kombinasi 18	0.82	DL	0	LL	-1.3	EX
Kombinasi 19	1.20	DL	1	LL	1	NX
Kombinasi 20	1.20	DL	1	LL	1	NX
Kombinasi 21	1.20	DL	1	LL	-1	NX
Kombinasi 22	1.20	DL	1	LL	-1	NX
Kombinasi 23	0.90	DL	0	LL	1	NX
Kombinasi 24	0.90	DL	0	LL	1	NX
Kombinasi 25	0.90	DL	0	LL	-1	NX
Kombinasi 26	0.90	DL	0	LL	-1	NX

## 6. Perhitungan Berat Per Lantai Gedung

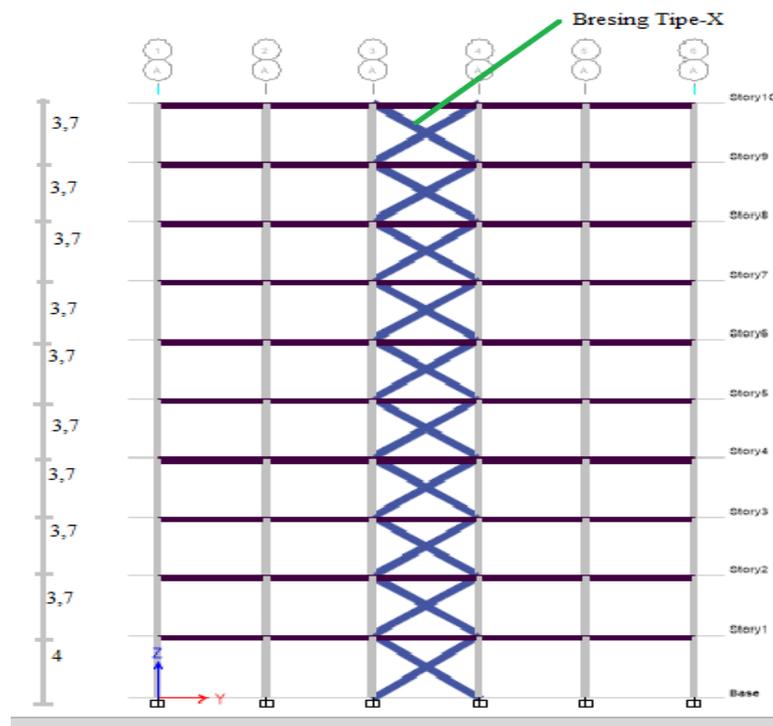
Untuk berat sendiri struktur diperoleh menggunakan bantuan program ETABS Ver. 15.

### 3.4.4 Model 1

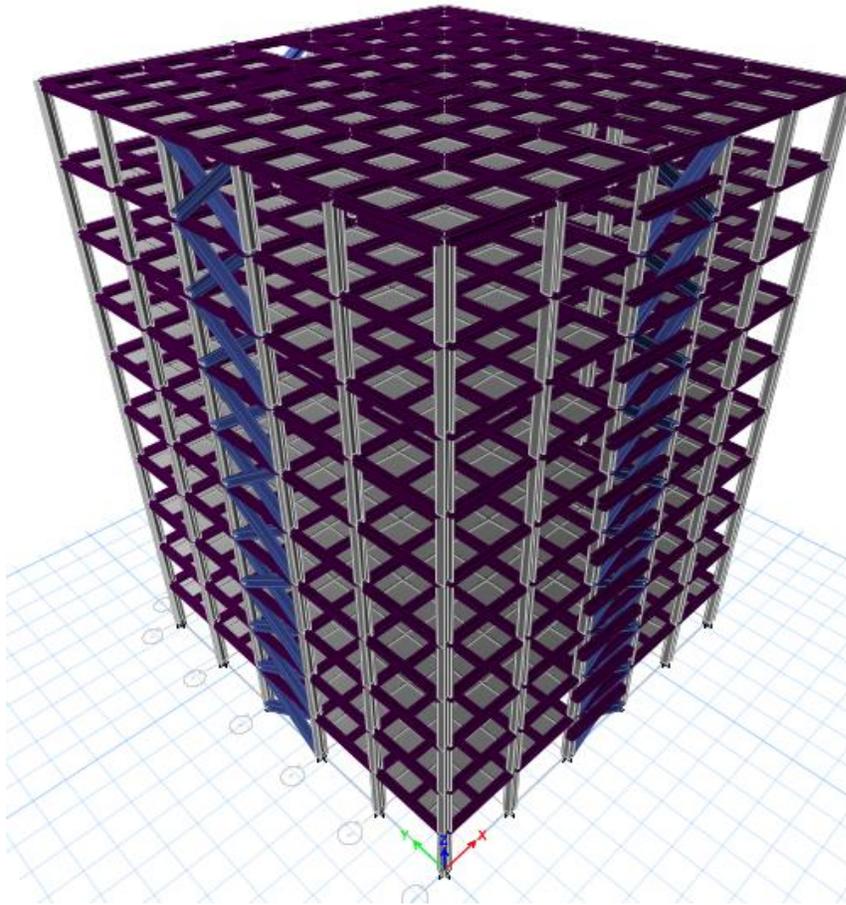
Model gedung yang pertama adalah bentuk struktur bangunan baja dengan kolom profil baja biasa yang diperkuat dengan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus tipe –X. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.6.



a)



b)



c)

Gambar 3.6: a) Tampak atas, b) tampak samping, c) tampak 3D.

### 1. Dimensi Profil Baja

Berikut adalah dimensi profil pada Model 1 bangunan gedung yang menggunakan kolom profil baja biasa dan breising tipe-X pada arah X dan Y disajikan dalam Tabel 3.11.

Tabel 3.11: Ukuran Penampang pada Model 1.

Uraian	Dimensi (mm)
Balok Utama Lt.1-Lt.10	400x200x8x13
Balok Anak Lt.1-Lt.10	300x200x8x12
Kolom Lt.1-Lt.5	428x407x20x35

Tabel 3.11: *Lanjutan.*

Uraian	Dimensi (mm)
Kolom Lt. 6-10	406x403x16x24
Bresing Tipe-X	300x300x10x15
Balok Lintel	300x200x8x12

Dari data Tabel 3.11 selanjutnya diinput kedalam program ETABS (*define-section properties-frame sections*).

## 2. Analisis Respon Spektrum

Prosedur analisis respon spektrum dilakukan dengan menggunakan program ETABS. Analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) dengan input gaya gempa seperti pada Gambar 3.2 yang dijelaskan pada sub bab 2.9. Metode kombinasi akar jumlah kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*) diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang lebih dari 15%.

Selain itu, penjumlahan ragam respons menurut metode CQC atau SRSS harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) menggunakan program ETABS Ver. 15 yaitu pada *Structure Output (Modal Participating Mass Ratios)*. Nilai Perioda untuk Model 1 dapat dilihat pada Tabel 3.12.

Tabel 3.12: Data perioda *output* program ETABS Model 1.

TABEL: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Modal	Perioda	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1.161	0	0.7388
Modal	2	1.076	0.742	0.7388
Modal	3	0.772	0.742	0.7388

Tabel 3.12: *Lanjutan.*

Case	Modal	Perioda	Sum UX	Sum UY
Modal	4	0.339	0.742	0.9003
Modal	5	0.315	0.8945	0.9003
Modal	6	0.216	0.8945	0.9003
Modal	7	0.173	0.8945	0.9557
Modal	8	0.16	0.9489	0.9557
Modal	9	0.113	0.9489	0.978
Modal	10	0.107	0.9489	0.978
Modal	11	0.104	0.9722	0.978
Modal	12	0.085	0.9722	0.9886

Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atukah SRSS dapat dilihat pada Tabel 3.13.

Tabel 3.13: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1.

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	7.00%	7.32%	OK
T2-T3	28.41%	28.25%	TIDAK OK
T3-T4	59.70%	56.09%	TIDAK OK
T4-T5	5.83%	7.08%	OK
T5-T6	33.22%	31.43%	TIDAK OK
T6-T7	24.39%	19.91%	TIDAK OK
T7-T8	5.16%	7.51%	OK
T8-T9	33.33%	29.38%	TIDAK OK
T9-T10	3.06%	5.31%	OK
T10-T11	3.16%	2.80%	OK
T11-T12	21.74%	18.27%	TIDAK OK

Dari tabel diatas, pada Model 1 digunakan Ragam respon Metode SRSS pada arah X maupun arah Y.

a. Nilai waktu getar alami fundamental

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari ETABS nilai waktu getar alami fundamental atau perioda (T) dari model 1 adalah:

T arah X = 1,076 detik

T arah Y = 1,161 detik

Maka, menurut sub bab 2.8 peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Pers. 2.18 dan 2.19.

$C_t = 0,0731$  (Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk, Tabel 2.13)

$H_n = 37,3$  m (tinggi gedung dari dasar)

$X = 0,75$  (Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk, Tabel 2.13)

$C_u = 1,4$  (Tabel 2.14 dengan nilai  $SD1 \geq 0,4$ ).

Tabel 3.14: Pengecekan perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 1 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	$T_{a\ min}$	$T_{a\ maks}$	$T$	Cek min	Cek maks
X	1.103	1.545	1.161	OK	OK
Y	1.103	1.545	1.076	TIDAK OK	OK

Berdasarkan Tabel 3.14 maka nilai T yang digunakan untuk arah X dan Y adalah nilai T antara  $T_a$  minimum dan  $T_a$  maksimum ( $T_x = 1,103$  dan  $T_y = 1,161$ ).

b. Penentuan nilai koefisien respon gempa ( $C_s$ )

Berdasarkan sub bab 2.7.2 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismik ( $C_s$ ) berdasarkan Pers. 2.14 sampai Pers.2.17, yang dijelaskan di bawah ini:

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

$$C_{s\ maksimum\ arah\ X} = \frac{0,567}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,081$$

$$C_s \text{ maksimum arah Y} = \frac{0,567}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,081$$

- $C_s \text{ hasil hitungan} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$

$$C_s \text{ hasil hitungan arah X} = \frac{0,64}{1,103\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,085$$

$$C_s \text{ hasil hitungan arah Y} = \frac{0,64}{1,161\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,079$$

- $C_s \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$   
 $C_s \text{ minimum} = 0,044 \cdot 0,567 \cdot 1 = 0,025$   
 $C_s \text{ minimum} = 0,044 \cdot 0,567 \cdot 1 = 0,025$

Nilai  $C_s$  di atas dan nilai  $C_s$  yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.15.

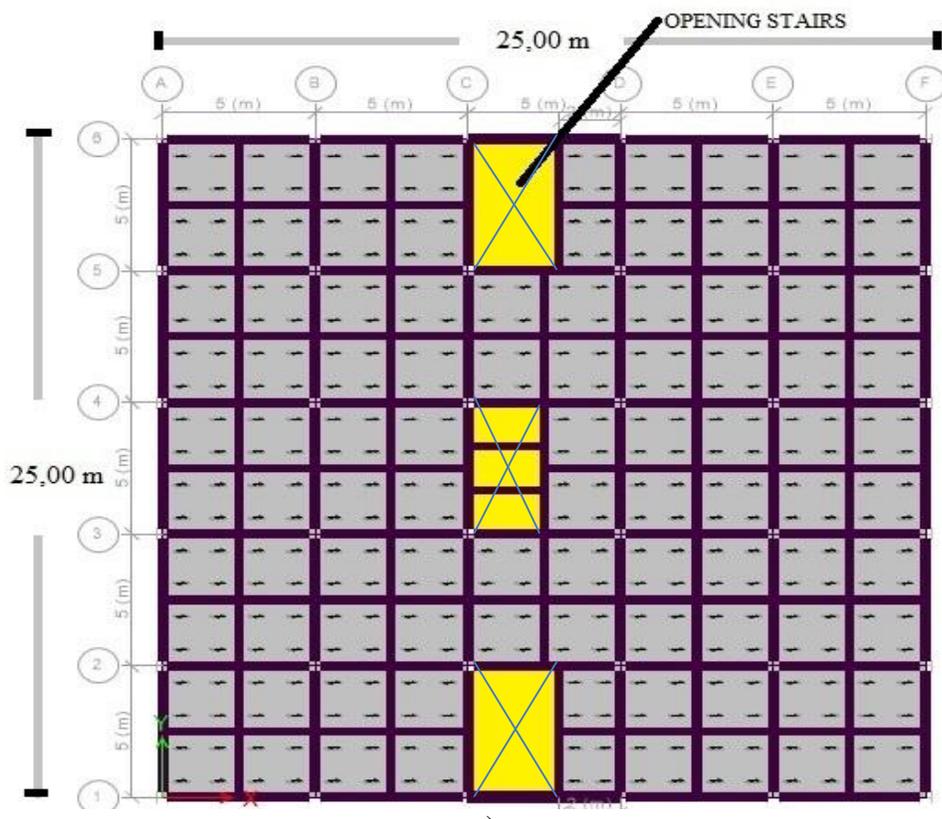
Tabel 3.15: Rangkuman nilai  $C_s$  dan nilai  $C_s$  yang digunakan Model 1.

Arah	$C_s \text{ maks}$	$C_s \text{ hitungan}$	$C_s \text{ min}$	$C_s \text{ yang digunakan}$
X	0.081	0.079	0.025	0.079
Y	0.081	0.085	0.025	0.081

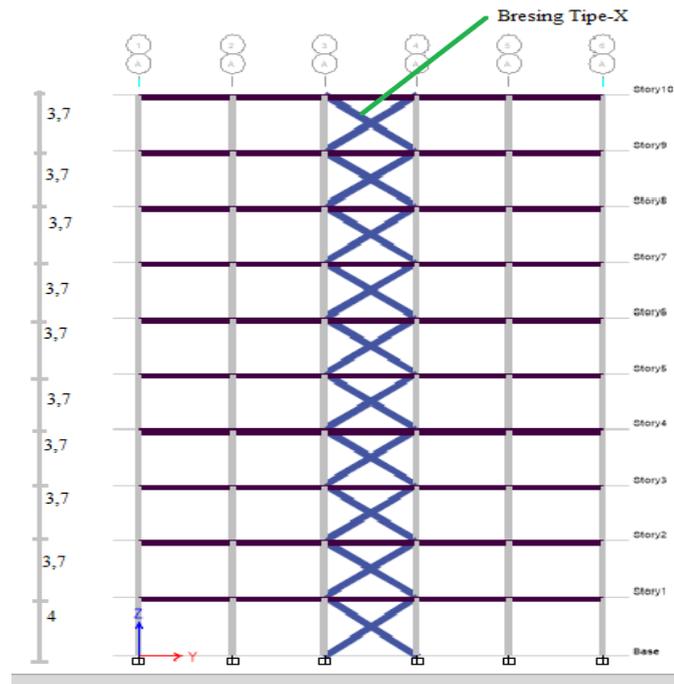
Dari data Tabel 3.15, pemilihan nilai  $C_s$  diatas di dapat karena nilai  $C_s$  hitungan berada diantara  $C_s$  minimum dan  $C_s$  maksimum. Maka yang digunakan  $C_s$  hitungan sesuai Peraturan SNI 1726:2012 namun apabila  $C_s$  hitungan melebihi  $C_s$  maksimum, maka yang digunakan adalah  $C_s$  maksimum.

### 3.4.5 Model 2

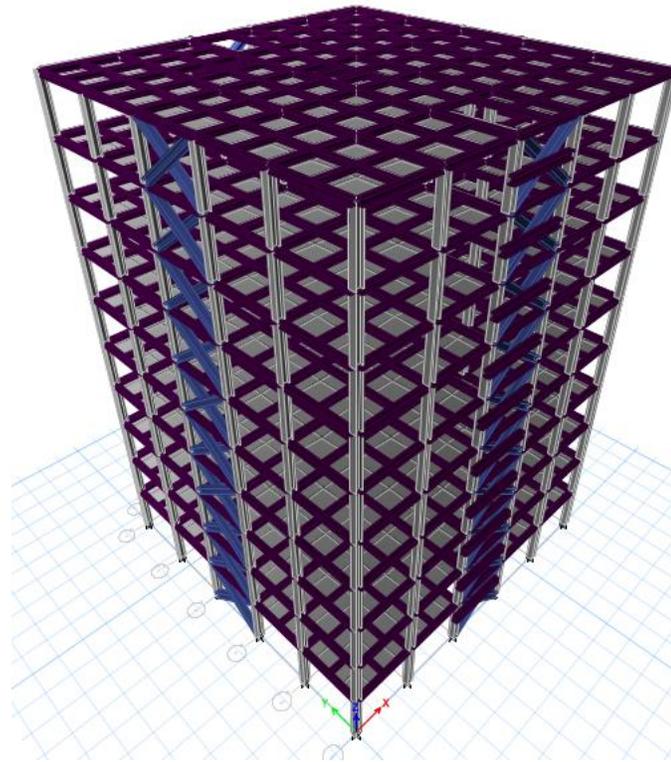
Model gedung yang kedua adalah bentuk struktur bangunan baja memakai kolom komposit berisi beton (*concrete filled steel tube*) dan SRBKK dengan letak breising tipe-X pada arah x dan y bangunan. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.7.



a)



b)



c)

Gambar 3.7: a) Tampak atas, b) tampak samping, c) tampak 3D.

### 1. Dimensi Profil Baja dan Komposit

Berikut adalah dimensi profil pada setiap pemodelan bangunan dapat dilihat pada Tabel 3.16.

Tabel 3.16: Ukuran Penampang pada Model 2.

Uraian	Dimensi (mm)
Balok Utama Lt.1-Lt.10	400x200x8x13
Balok Anak Lt.1-Lt.10	300x200x8x12
Kolom Lt.1-Lt.5 (komposit)	350x350x19x19
Kolom Lt. 6 - Lt.10 (komposit)	250x250x16x16
Bresing Tipe-X	300x300x10x15
Balok Lintel	300x200x8x12

Pada model 2 ini, juga menggunakan analisis dinamik respon spektrum spektrum berdasarkan SNI 1726:2012. Penguraian analisisnya sebagai berikut.

## 2. Analisis Respon Spektrum

Tabel 3.17: Data perioda *output* program ETABS Model 2.

Modal Participating Mass Ratios				
Case	Modal	Perioda	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1.179	0	0.7176
Modal	2	1.158	0.7179	0.7176
Modal	3	0.797	0.7179	0.7176
Modal	4	0.354	0.7179	0.8922
Modal	5	0.35	0.8924	0.8922
Modal	6	0.23	0.8924	0.8922
Modal	7	0.178	0.8924	0.9503
Modal	8	0.176	0.9503	0.9503
Modal	9	0.117	0.9503	0.974
Modal	10	0.116	0.9741	0.974
Modal	11	0.114	0.9741	0.974
Modal	12	0.087	0.9741	0.9853

Tabel 3.18: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2.

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	1.78%	OK	TIDAK OK
T2-T3	31.17%	TIDAK OK	OK
T3-T4	55.58%	TIDAK OK	OK
T4-T5	1.13%	OK	TIDAK OK
T5-T6	34.29%	TIDAK OK	OK
T6-T7	22.61%	TIDAK OK	OK
T7-T8	1.12%	OK	TIDAK OK

Tabel 3.18: *Lanjutan.*

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T8-T9	33.52%	TIDAK OK	OK
T9-T10	0.85%	OK	TIDAK OK
T10-T11	1.72%	OK	TIDAK OK
T11-T12	23.68%	TIDAK OK	OK

Dari tabel 3.18, dapat di analisis persentase nilai perioda untuk menentukan jenis perhitungan respon ragam gempa menggunakan CQC ataukah SRSS. Pada model 2 digunakan Ragam Respon Metode CQC pada arah X dan Y.

a. Nilai waktu getar alami fundamental

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

T arah X = 1,158 detik

T arah Y = 1,179 detik

Maka, menurut sub bab 2.8 peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Pers. 2.18 dan 2.19.

$C_t = 0,0731$  (Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk, Tabel 2.13)

$H_n = 37,3$  m (tinggi gedung dari dasar)

$X = 0,75$  (Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk, Tabel 2.13)

$C_u = 1,4$  (Tabel 2.14 dengan nilai  $SD1 \geq 0,4$ )

Tabel 3.19: Pengecekan perioda berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model 2 berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Ta Min	Ta Max	T ETABS	Cek Min	Cek Max
Arah X	1.103	1.545	1.158	OK	OK
Arah Y	1.103	1.545	1.179	OK	OK

b. Penentuan nilai koefisien respon gempa ( $C_s$ )

Berdasarkan sub bab 2.7.2 untuk peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismik ( $C_s$ ) berdasarkan Pers. 2.14 dan 2.17, yang dijelaskan di bawah ini:

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

$$C_{s \text{ maksimum arah X}} = \frac{0,567}{\left(\frac{6}{1}\right)} = 0,094$$

$$C_{s \text{ maksimum arah Y}} = \frac{0,567}{\left(\frac{6}{1}\right)} = 0,094$$

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

$$C_{s \text{ hasil hitungan arah X}} = \frac{0,64}{1,158\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,090$$

$$C_{s \text{ hasil hitungan arah Y}} = \frac{0,64}{1,179\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,092$$

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

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 \cdot 0,567 \cdot 1 = 0,025$$

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 \cdot 0,567 \cdot 1 = 0,025$$

Tabel 3.20: Rangkuman nilai  $C_s$  dan nilai  $C_s$  yang digunakan Model 2.

Arah	$C_{s \text{ maks}}$	$C_{s \text{ hitungan}}$	$C_{s \text{ min}}$	$C_s$ yang digunakan
X	0.094	0.090	0.025	0.090
Y	0.094	0.092	0.025	0.092

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

## BAB 4

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas hasil dari pemodelan struktur bangunan baja yang telah dijelaskan pada Bab 3. Secara garis besar, bab ini akan memaparkan deskripsi perbedaan nilai hasil analisis dari Program ETABS (*Extended Three Dimension Analysis Building of System*) Versi 2015 dan menganalisis perilaku deformasi struktur bangunan pada tiap model. Diantaranya adalah nilai simpangan, gaya-gaya dalam struktur gedung, kekakuan gedung dan tahanan gempa. Pembahasan didasarkan pada dua jenis pemodelan dengan sistem struktur dan respon spektrum wilayah gempa yang sama namun dibedakan berdasarkan penggunaan kolom, dimana pada pemodelan pertama memakai kolom profil baja biasa dan pada pemodelan kedua menggunakan kolom komposit berisi beton (*concrete filled steel tube*). Pemodelan struktur bangunan baja menggunakan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus Tipe-X. Semua bentuk *input* beban, klasifikasi zona gempa, jumlah tingkat, geometri struktur, elemen balok dan bresing adalah sama.

#### 4.2 Hasil Analisis Struktur Gedung

##### 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 respon yang ditinjau oleh model. Pada Model 1, kombinasi ragam modal partisipasi massa yang telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) berada *mode* 8, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dan persentase nilai perioda untuk menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS dapat dilihat pada Tabel 4.1 dan 4.2.

Tabel 4.1: Data perioda *output* program ETABS V.15 Model 1.

Mode	Perioda (detik)	Sum X	Sum Y
1	1,161	0	0,738
2	1,076	0,742	0,738
3	0,772	0,742	0,738
4	0,339	0,742	0,900
5	0,315	0,894	0,900
6	0,216	0,894	0,900
7	0,173	0,894	0,955
8	0,160	0,948	0,955
9	0,113	0,948	0,978
10	0,107	0,948	0,978
11	0,104	0,972	0,978
12	0,085	0,972	0,988

Tabel 4.2: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1.

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	9,92%	OK	TIDAK OK
T2-T3	13,28%	OK	TIDAK OK
T3-T4	58,17%	TIDAK OK	OK
T4-T5	12,72%	OK	TIDAK OK
T5-T6	11,76%	OK	TIDAK OK
T6-T7	24,93%	TIDAK OK	OK
T7-T8	16,99%	TIDAK OK	OK
T8-T9	9,30%	OK	TIDAK OK
T9-T10	9,23%	OK	TIDAK OK
T10-T11	20,90%	TIDAK OK	OK
T11-T12	5,71%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan data dari Tabel 4.2, analisis respon spektrum untuk Model 1 menggunakan Metode Kombinasi Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum*

of Squares/SRSS). Hal ini dikarenakan selisih dari nilai perioda yang didapat memiliki persentase di bawah 15% yang mana merupakan ketentuan untuk dapat menggunakan Metode Kombinasi Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

### 1. Gaya Geser Dasar Nominal

Pada dasarnya nilai gaya geser pada gedung yang simetris akibat arah X maupun arah Y tetap sama. Tetapi, nilai gaya geser yang dihasilkan oleh respon spektrum ETABS sangat teliti sehingga arah X dan arah Y tidak sama walaupun bangunannya simetris.

Berdasarkan subbab 2.9, apabila kombinasi respon untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral statik ekuivalen ( $V_1$ ), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala berdasarkan Pers. 2.21.

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

dimana:

$V_1$  = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

$V_t$  = Gaya geser dasar kombinasi ragam

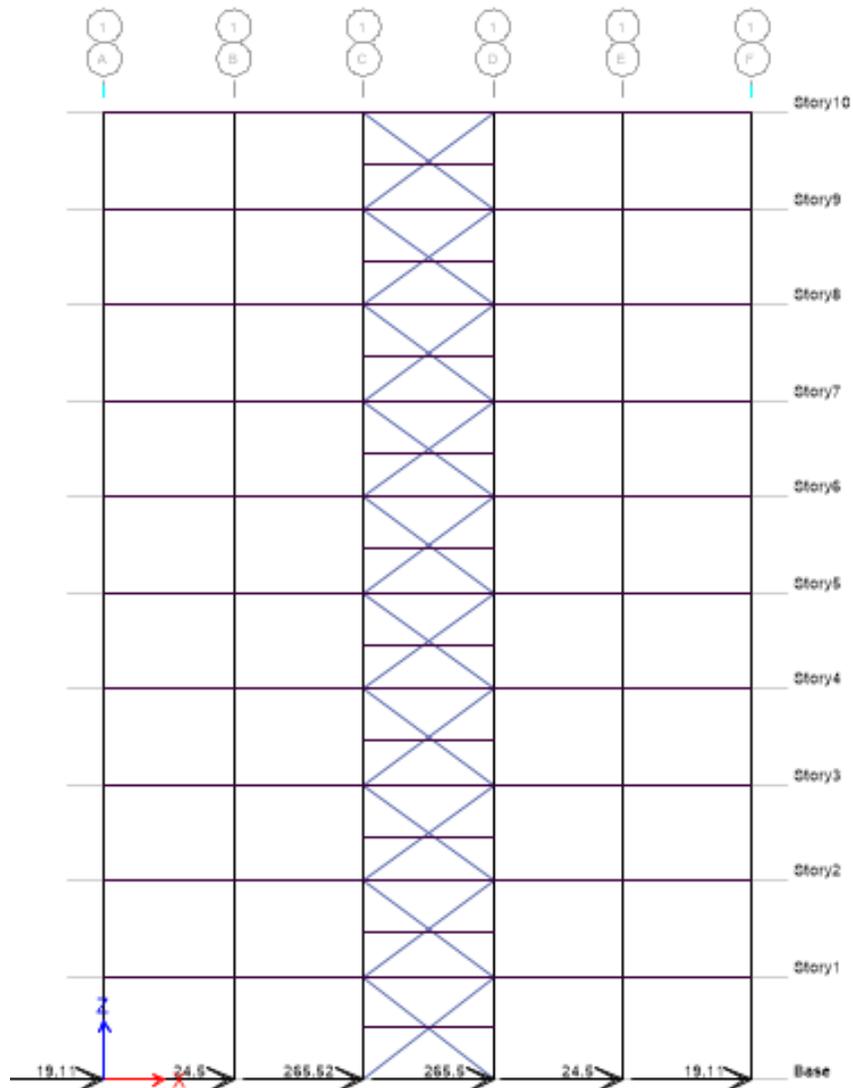
Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 1.

Arah Gempa	$V_1$ (KN)
Gempa X	2057,695
Gempa Y	2001,724

Untuk perhitungan  $V_1$  tertera pada Lampiran B1.1.

Akibat gaya gempa yang bekerja pada struktur bangunan muncul reaksi gaya geser dasar pada tumpuan kolom yang jika dijumlahkan sama dengan  $V_t$  (*base shear*). Reaksi gaya geser ini dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1: Reaksi gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum pada Model 1.

Nilai gaya geser nominal analisis respon spektrum untuk Model 1 dapat dilihat pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 1 *output* program ETABS v.15.

<i>Base Reactions</i>
-----------------------

<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	<i>StepType</i>	<i>Global F<sub>x</sub></i>	<i>Global F<sub>y</sub></i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	1763,103	515,935
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	528,931	1719,794

Dari data Tabel 4.3 dan Tabel 4.4, maka selanjutnya melakukan pemeriksaan apakah pada gaya geser lantai dan simpangan antarlantai perlu dikalikan dengan faktor skala.

Periksa:

§ Arah X

Apabila  $V_t < 0,85 V_l$ , gunakan faktor skala.

$$1763,104 \text{ KN} < 0,85 \cdot 2057,974 \text{ KN}$$

$$1763,104 \text{ KN} > 1749,053 \text{ KN} \text{ (tidak gunakan faktor skala)}$$

§ Arah Y

Apabila  $V_t < 0,85 V_l$ , gunakan faktor skala.

$$1719,794 \text{ KN} < 0,85 \cdot 2001,724 \text{ KN}$$

$$1719,794 \text{ KN} > 1701,465 \text{ KN} \text{ (tidak gunakan faktor skala)}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka dapat diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih besar dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen ( $V_l$ ) untuk arah X dan Y, sehingga gaya gempa rencana yang pada program ETABS V.15 tidak perlu dikalikan dengan faktor skala. Adapun perhitungan faktor skala berdasarkan Pers. 2.21 seperti dibawah ini.

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

$$\text{Gempa X} : 0,85 \frac{2057,710}{1763,104} > 1$$

$$0,9920 < 1$$

$$\text{Gempa Y} : 0,85 \frac{2001,724}{1719,794} > 1$$

$$0,9893 < 1$$

Tabel 4.5: Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah Model 1.

Vt		V1		Faktor Skala	
Arah x KN	Arah y KN	Arah x KN	Arah y KN	Arah x	Arah y
1763,104	1719,794	2057,710	2001,724	0,9920	0,9893

Faktor skala yang didapat untuk masing-masing arah lebih kecil daripada 1, maka simpangan antar lantai tidak perlu dikalikan  $\frac{0,85 C_s W}{V_t}$ .

## 2. Penentuan Faktor Redundansi

Berdasarkan subbab 2.13, bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi  $\rho$  harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan dipenuhi, dimana redundansi  $\rho$  diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35% 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. Untuk mengetahui berapa nilai faktor redundansi, maka 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  $\rho$  1,0 untuk Model 1.

Lantai	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	35% V <sub>x</sub> Base Shear	35% V <sub>x</sub> Base Shear	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
10	363,826	358,003	720,198	700,603	Tidak Oke	Tidak Oke
9	743,034	730,020	720,198	700,603	Oke	Oke
8	1068,815	1048,549	720,198	700,603	Oke	Oke
7	1343,130	1315,738	720,198	700,603	Oke	Oke
6	1568,132	1533,935	720,198	700,603	Oke	Oke
5	1747,379	1706,862	720,198	700,603	Oke	Oke
4	1883,021	1836,897	720,198	700,603	Oke	Oke
3	1977,101	1926,359	720,198	700,603	Oke	Oke
2	2033,553	1979,437	720,198	700,603	Oke	Oke
1	2057,710	2001,724	720,198	700,603	Oke	Oke

Dari data Tabel 4.6 dapat disimpulkan bahwa gaya geser pada lantai 10 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35% gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi  $\rho$  yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program ETABS v.15 adalah 1,3.

### 3. Gaya Geser Lantai (*Story Shears*)

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 ETABS V.15 dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7: Nilai gaya geser respon ragam maks setiap lantai untuk Model 1.

Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
10	37.3	Top	306,870	305,024
		Bottom	306,870	305,024
9	33.6	Top	620,814	612,532

Tabel 4.7: Lanjutan.

Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
---------	------------	--------	---------------------	---------------------

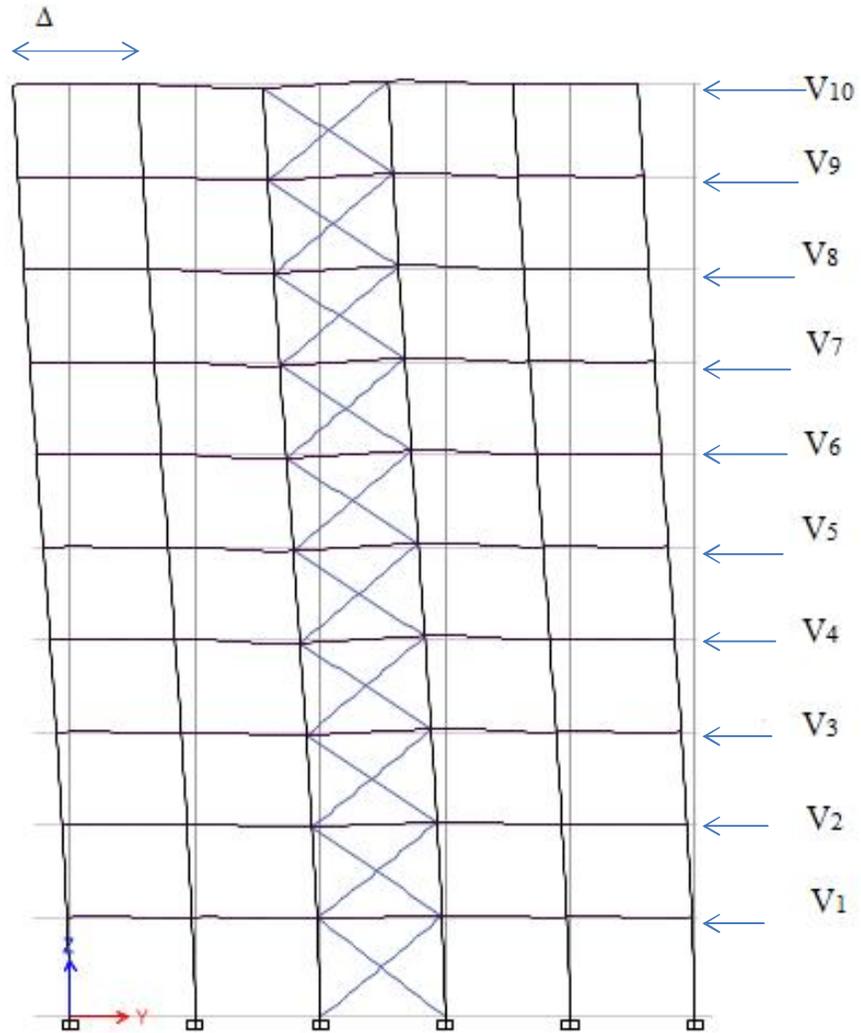
		Bottom	620,814	612,532
8	29.9	Top	885,446	869,028
		Bottom	885,446	869,028
7	26.2	Top	1109,346	1084,180
		Bottom	1109,346	1084,180
6	22.5	Top	1297,691	1264,661
		Bottom	1297,691	1264,661
5	18.8	Top	1454,342	1414,821
		Bottom	1454,342	1414,821
4	15.1	Top	1580,812	1536,759
		Bottom	1580,812	1536,759
3	11.4	Top	1675,116	1629,024
		Bottom	1675,116	1629,024
2	7.7	Top	1736,265	1690,466
		Bottom	1736,265	1690,466
1	4	Top	1763,103	1719,794
		Bottom	1763,103	1719,794
0	0	Top	0	0
0	0	Bottom	0	0

#### 4. Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 penentuan simpang antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan,  $\Delta$  harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditentukan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin. 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.

Pada dasarnya simpangan antar lantai berkaitan dengan besaran gaya gempa yang bekerja  $V$ . Dimana jika gaya gempa yang bekerja kecil, maka  $\Delta$  sama

dengan kecil. Selama struktur bangunannya elastik, maka besarnya  $\Delta$  berbanding lurus dengan  $V$ . Hal ini dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan hasilnya dapat dilihat pada Tabel 4.8.



Gambar 4.2: Deformasi struktur Model 1 ketika mendapat gaya gempa.

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

Lantai	h(m)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )	Perpindahan Total	Simpangan Antar Lantai	Syarat	Cek	Cek
--------	------	------------------------------------	-------------------	------------------------	--------	-----	-----

		$(\delta e * Cd) / I_e$				$(\Delta)$		$\Delta a$ (mm)	X	Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
10	3700	37,70	43,2	207,35	237,60	16,50	20,35	56,92	OKE	OKE
9	3700	34,70	39,5	190,85	217,25	19,25	23,10	56,92	OKE	OKE
8	3700	31,20	35,3	171,60	194,15	22,00	25,85	56,92	OKE	OKE
7	3700	27,20	30,6	149,60	168,30	23,65	27,50	56,92	OKE	OKE
6	3700	22,90	25,6	125,95	140,80	25,30	28,60	56,92	OKE	OKE
5	3700	18,30	20,4	100,65	112,20	24,75	27,50	56,92	OKE	OKE
4	3700	13,80	15,4	75,90	84,70	23,65	26,40	56,92	OKE	OKE
3	3700	9,50	10,6	52,25	58,30	22,00	24,20	56,92	OKE	OKE
2	3700	5,50	6,2	30,25	34,10	18,70	20,35	56,92	OKE	OKE
1	4000	2,10	2,5	11,55	13,75	11,55	13,75	61,54	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Dari data Tabel 4.8 dapat diketahui bahwa simpangan antar lantai memenuhi kaidah yang disyaratkan pada SNI 1726:2012, dimana simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin ( $\Delta_a$ ). Hal ini dikarenakan pengaruh penggunaan bresing yang mampu mereduksi distribusi gaya yang bekerja dari kolom maupun balok, sehingga kolom tidak sepenuhnya menerima gaya tekan atau pun tarik yang berlebih akibat gaya gempa.

##### 5. 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 dapat dilihat 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)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
--------	------------	-----------------	--------------------------------	---------------------------	-------------------------------	--------------------------------	-----

10	37,3	0,0165	306,871	2150,159	2150,159	0,00056	OK
9	33,6	0,0193	620,815	2567,503	4717,662	0,00079	OK
8	29,9	0,0220	885,447	2567,504	7285,166	0,00110	OK
7	26,2	0,0237	1109,347	2567,503	9852,670	0,00146	OK
6	22,5	0,0253	1297,691	2567,503	1242,173	0,00196	OK
5	18,8	0,0248	1454,343	2584,272	1500,445	0,00247	OK
4	15,1	0,0237	1580,812	2601,200	17605,645	0,00317	OK
3	11,4	0,0220	1675,117	2601,200	20206,844	0,00423	OK
2	7,7	0,0187	1736,266	2601,200	22808,044	0,00580	OK
1	4	0,0116	1763,104	2610,723	25418,767	0,00757	OK

Tabel 4.10: 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)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
10	37,3	0,0204	305,025	2150,159	2150,159	0,00070	OK
9	33,6	0,0231	612,533	2567,503	4717,662	0,00096	OK
8	29,9	0,0259	869,029	2567,504	7285,166	0,00132	OK
7	26,2	0,0275	1084,181	2567,503	9852,670	0,00173	OK
6	22,5	0,0286	1264,661	2567,503	12420,173	0,00227	OK
5	18,8	0,0275	1414,821	2584,272	15004,445	0,00282	OK
4	15,1	0,0264	1536,759	2601,200	17605,645	0,00364	OK
3	11,4	0,0242	1629,024	2601,200	20206,844	0,00479	OK
2	7,7	0,0204	1690,467	2601,200	22808,044	0,00648	OK
1	4	0,0138	1719,794	2610,723	25418,767	0,00924	OK

Dari data Tabel 4.9 dan 4.10 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Hal ini sesuai dengan kaidah yang diisyaratkan pada SNI 1726:2012 tentang efek P-delta, sehingga efek P-delta untuk Model 1 dapat diabaikan.

## 6. 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. 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	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	X Direction		Y Direction	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	96565.72	77783.3	-	-	-	-
Lt. 9	167251.5	139090.4	173.20%	173.20%	178.82%	178.82%
Lt. 8	214573.7	180632.4	128.29%	162.67%	129.87%	166.58%
Lt. 7	249673.1	213097.2	116.36%	156.57%	117.97%	160.83%
Lt. 6	283495.4	242999.0	113.55%	134.68%	114.03%	136.82%
Lt. 5	324131.9	281783.2	114.33%	130.04%	115.96%	132.76%
Lt. 4	367977.0	322844.0	113.53%	128.77%	114.57%	131.26%
Lt. 3	434697.1	386917.0	118.13%	133.67%	119.85%	136.94%
Lt. 2	565070.5	488938.1	129.99%	150.44%	126.37%	147.93%
Lt. 1	837048.1	680481.8	148.13%	183.60%	139.18%	170.31%

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

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	X Direction		Y Direction	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	96526.216	77824.333	-	-	-	-

Lt. 9	167191.24	139092.24	173.21%	173.21%	178.73%	178.73%
Lt. 8	214502.91	180632.65	128.30%	162.68%	129.87%	166.55%
Lt. 7	249597.11	213103.79	116.36%	156.58%	117.98%	160.81%
Lt. 6	283333.71	242999.05	113.52%	134.64%	114.03%	136.82%
Lt. 5	323955.22	281784.59	114.34%	130.03%	115.96%	132.76%
Lt. 4	367787.87	322845.60	113.53%	128.76%	114.57%	131.26%
Lt. 3	434488.20	386917.96	118.14%	133.68%	119.85%	136.94%
Lt. 2	564811.51	488961.23	129.99%	150.45%	126.37%	147.94%
Lt. 1	836836.04	680481.77	148.16%	183.64%	139.17%	170.30%

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.

Kekakuan struktur Model 1 dipengaruhi oleh kekakuan kolom, balok, sambungan (*rigid*) dan juga bresing. Bresing atau sistem rangka yang terdiri dari pola-pola menyebabkan struktur akan bekerja sebagai sistem *truss* yang kaku, karena mengandalkan kekakuan aksial. Bresing dapat menerima gaya tekan yang ditransfer oleh kolom, sehingga meminimalisasikan terjadinya perilaku tekuk pada kolom. Perilaku tekuk yang berlebih menyebabkan keruntuhan pada batang tekan.

## 7. 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.

Ketidakberaturan torsi juga terjadi dikarenakan eksentrisitas dari pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi sesuai dengan SNI 1726:2012. Sebelum

melakukan pemeriksaan terhadap ketidakberaturan torsi, terlebih dahulu memeriksa pusat massa struktur dan pusat kekakuan Model 1. Pusat massa dapat dilihat pada tabel 4.13.

Tabel 4.13: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 1.

<b>Story</b>	<b>Mass X</b>	<b>Mass Y</b>	<b>XCM</b>	<b>YCM</b>	<b>XCR</b>	<b>YCR</b>
	<b>Kg</b>	<b>Kg</b>	<b>M</b>	<b>M</b>	<b>M</b>	<b>M</b>
Story01	261072.28	261072.28	12,5867	12,5	12,5	12,5
Story02	260119.96	260119.96	12,5859	12,5	12,5	12,5
Story03	260119.96	260119.96	12,5859	12,5	12,5	12,5
Story04	260119.96	260119.96	12,5859	12,5	12,5	12,5
Story05	258427.22	258427.22	12,5864	12,5	12,5	12,5
Story06	256750.32	256750.32	12,587	12,5	12,5	12,5
Story07	256750.32	256750.32	12,587	12,5	12,5	12,5
Story08	256750.44	256750.44	12,587	12,5	12,5	12,5
Story09	256750.32	256750.32	12,587	12,5	12,5	12,5
Story10	215015.87	215015.87	12,5891	12,5	12,5	12,5
Jumlah	2541876.65	2541876.65				

Dari data Tabel 4.13 diketahui bahwa berat massa pada bangunan, dimana nilai koordinat dari pusat massa sumbu Y rata-ratanya mendekati 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan. Sedangkan nilai koordinat dari pusat massa sumbu X tidak berada tepat ditengah-tengah dari panjang bangunan. Hal ini dikarenakan luasan yang mendistribusikan berat struktur untuk sumbu X tidak simetris dikarenakan adanya bukaan tangga dan lift.

Jadi 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. Adapun pemeriksaan ketidakberaturan torsi dapat dilihat pada Tabel 4.14 dan 4.15.

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

Lantai	Elevasi	$dx_{min}$	$dx_{max}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	37.3	37,700	37,700	3.000	3.000	1.0000
Lantai 9	33.6	34,700	34,700	3.500	3.500	1.0000
Lantai 8	29.9	31,200	31,200	4.000	4.000	1.0000
Lantai 7	26.2	27,200	27,200	4.300	4.300	1.0000
Lantai 6	22.5	22,900	22,900	4.600	4.600	1.0000
Lantai 5	18.8	18,300	18,300	4.500	4.500	1.0000
Lantai 4	15.1	13,800	13,800	4.300	4.300	1.0000
Lantai 3	11.4	9,500	9,500	4.000	4.000	1.0000
Lantai 2	7.7	5,500	5,500	3.400	3.400	1.0000
Lantai 1	4	2,100	2,100	2.100	2.100	1.0000

Tabel 4.15: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah Y Model 1.

Lantai	Elevasi	$dx_{min}$	$dx_{max}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	37.3	42,900	42,900	3.700	3.700	1.0000
Lantai 9	33.6	39,200	39,200	4.200	4.200	1.0000
Lantai 8	29.9	35,000	35,000	4.600	4.600	1.0000
Lantai 7	26.2	30,400	30,400	5.000	5.000	1.0000
Lantai 6	22.5	25,400	25,400	5.100	5.100	1.0000
Lantai 5	18.8	20,300	20,300	5.000	5.000	1.0000
Lantai 4	15.1	15,300	15,300	4.800	4.800	1.0000
Lantai 3	11.4	10,500	10,500	4.400	4.400	1.0000
Lantai 2	7.7	6,100	6,100	3.600	3.600	1.0000
Lantai 1	4	2,500	2,500	2.500	2.500	1.0000

Dari data Tabel 4.14 dan 4.15 diketahui 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.

## 8. 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. Adapun pemeriksaan ketidakberaturan massa dapat dilihat pada Tabel 4.16.

Tabel 4.16: 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	261072.28	261072.28	100.37%	100.37%	Tidak	Tidak
Lt. 2	260119.96	260119.96	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 3	260119.96	260119.96	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 4	260119.96	260119.96	100.66%	100.66%	Tidak	Tidak
Lt. 5	258427.22	258427.22	100.65%	100.65%	Tidak	Tidak
Lt. 6	256750.32	256750.32	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 7	256750.32	256750.32	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 8	256750.44	256750.44	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 9	256750.32	256750.32	119.41%	119.41%	Tidak	Tidak
Lt. 10	215015.87	215015.87	82.36%	82.36%	Tidak	Tidak

Berdasarkan data Tabel 4.16 diketahui 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.

## 9. Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Dalam konsep kolom kuat-balok lemah (*Strong Column Weak Beam*), 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 berdasarkan Pers. 2.36.

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

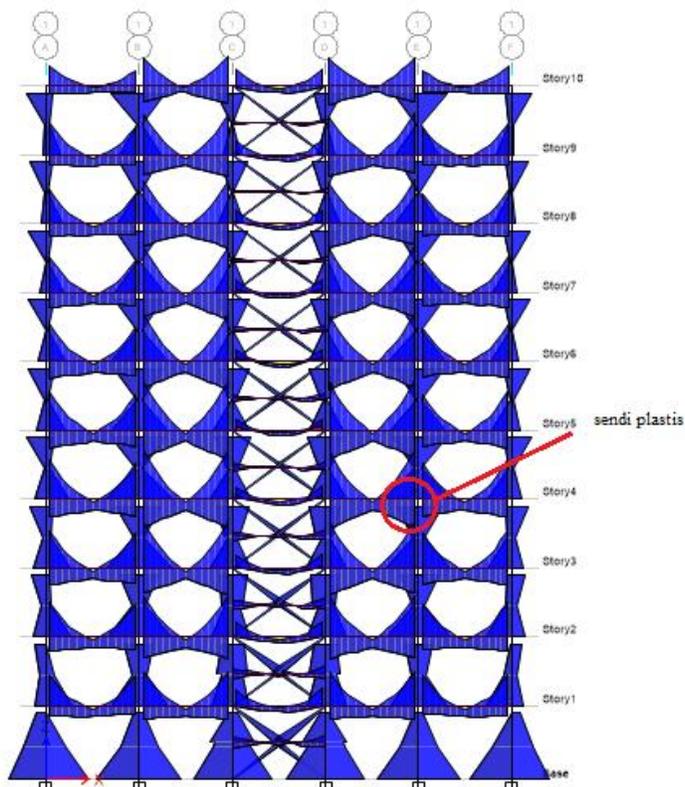
dimana:

$\sum M_{pc}$  = 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 menggunakan Pers. 2.37 dan Pers. 2.39.

Sendi plastis merupakan kondisi ujung-ujung elemen struktur yang semula kaku atau terjepit sempurna, kemudian menjadi sendi (*pinned*) atau karena material penyusunnya mengalami kondisi plastis. Sebelum melakukan kontrol desain SCWB, terlebih dahulu meninjau kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis berdasarkan Gambar 4.3.



Gambar 4.3: Diagram momen Model 1.

Tabel 4.17: Data properti kolom dan balok:

Elemen	Ag	D	B	Tw	Tf	Z	Fy
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
K (luar)	0.0361	0.428	0.407	0.02	0.035	0.0063181	250000
B (luar)	0.00845	0.4	0.2	0.008	0.013	0.0013328	250000

Tabel 4.18: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 1.

Pu	Atas	Bawah
	2618,683	3322,569
Vu	Kanan	Kiri
	44,398	44,398

Data-data:

-  $R_y = 1,5$  (ASTM A36/A36M, Tabel A3.1 SNI 7860:2015)

- $S_h = 0$  (Asumsi las, 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

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

dimana:

$$M_{pr} = 1,1.R_y.F_y.Z_b \quad (4.2)$$

$$= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,0013328$$

$$= 549,78 \text{ KNm}$$
 (kanan dan kiri)

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

$$\S \sum M_{pb} = \sum (1,1.R_y.F_y.Z_b + M_v)$$

dimana:

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

Tabel 4.19: Momen tambahan akibat amplifikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk Model 1.

M <sub>v</sub>	Kanan	Kiri
	60,968	60,968

$$*\sum M_{pc} = \sum \left( 0,0063181 \left( 250000 - \frac{2618,683}{0,0361} \right) \right) + \left( 0,0063181 \left( 250000 - \frac{3322,5691}{0,0361} \right) \right)$$

$$= 2119,232 \text{ KNm}$$

$$*\sum M_{pb} = \sum (1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,0013328 + 60,968) + (1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,0013328 + 60,968)$$

$$= 1221,496 \text{ KNm}$$

Dari perhitungan di atas didapat 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.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 = \frac{2119,232}{1221,496} > 1 = 1,73 > 1 \quad (\text{Oke})$$

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.

#### 10. Kontrol SRPMK Dengan 25 Persen Gaya Lateral

Struktur pada model ini memiliki sistem ganda sesuai dengan SNI 1726:2012 dimana rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Untuk itu dilakukan analisis 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 *output* Model 1 yang dianalisis menggunakan program ETABS v.15 didapatkan hasil persentase penahan gaya gempa untuk SRPMK dan Sistem Ganda. Persentase penahan gaya gempa Model 1 dapat dilihat pada Tabel 4.20.

Tabel 4.20: Persentase penahan gaya gempa Model 1.

Arah	Gaya Yang Diterima (KN)		Persentase Penahan Gaya Gempa (%)	
	SRPMK	Sistem Ganda	SRPMK	Sistem Ganda
Gempa X	458.743	1076.714	29.88	70.12
Gempa Y	461.979	1036.105	30.84	69.16

Berdasarkan data Tabel 4.20 diketahui bahwa persentase dari SRPMK sebesar 29,88 persen untuk gempa X dan 30,84 persen untuk gempa Y, sehingga model ini termasuk dalam kategori yang direncanakan yaitu sistem ganda dengan Sistem 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 yaitu 70,12 persen untuk arah X dan 69,16 persen untuk arah Y. Hal ini dikarenakan sistem kerja bresing yang sesuai proporsinya sebagai sistem yang efisien dalam menahan gaya gempa untuk memiliki kekakuan aksial kolom dan bresing. Gaya gempa yang sifat arahnya bolak-balik, maka peran bresing mampu menerima gaya tekan atau gaya tarik secara bergantian. Pada sistem ini, balok, kolom dan bresing tersusun membentuk suatu struktur *truss*, sehingga gaya gempa disalurkan sesuai dengan karakter struktur *truss*.

#### **4.2.2 Hasil Analisis Struktur Model 2**

Pada Model 2 ini, pemodelan struktur bangunan baja yang akan dianalisis adalah struktur baja dengan Kolom Komposit Berisi Beton (*concrete filled steel tube*) dengan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus tipe-X untuk perletakan yang sama pada arah X dan Y bangunan. Baik sistem struktur, zona gempa, elemen struktur dan input pembebanan dibuat sama dengan Model 1, namun dibedakan berdasarkan pemakaian kolom saja.

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 respon yang ditinjau oleh model. Pada Model 2, kombinasi ragam modal partisipasi massa yang telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) berada *mode* 8, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dan persentase nilai perioda untuk menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS dapat dilihat pada Tabel 4.21 dan 4.22.

Tabel 4.21: Data perioda *output* program ETABS v.15 Model 2.

Mode	Perioda (detik)	Sum X	Sum Y
1	1,179	0	0,717
2	1,158	0,717	0,717
3	0,797	0,717	0,717
4	0,354	0,717	0,892
5	0,350	0,892	0,892
6	0,230	0,892	0,892
7	0,178	0,892	0,950
8	0,176	0,950	0,950
9	0,117	0,950	0,974
10	0,116	0,974	0,974
11	0,114	0,974	0,974
12	0,087	0,974	0,985

Tabel 4.22: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2.

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	1,78%	OK	TIDAK OK
T2-T3	31,17%	TIDAK OK	OK
T3-T4	55,58%	TIDAK OK	OK
T4-T5	1,13%	OK	TIDAK OK
T5-T6	34,29%	TIDAK OK	OK
T6-T7	22,61%	TIDAK OK	OK
T7-T8	1,12%	OK	TIDAK OK
T8-T9	33,52%	TIDAK OK	OK
T9-T10	0,85%	OK	TIDAK OK
T10-T11	1,72%	OK	TIDAK OK
T11-T12	23,68%	TIDAK OK	OK

Berdasarkan data dari Tabel 4.22, analisis respon spektrum untuk Model 2 menggunakan Metode Kombinasi Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum*

of Squares/SRSS). Hal ini dikarenakan selisih dari nilai perioda yang didapat memiliki persentase di bawah 15% yang mana merupakan ketentuan untuk dapat menggunakan Metode Kombinasi Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

### 1. Gaya Geser Dasar Nominal

Pada dasarnya nilai gaya geser pada gedung yang simetris akibat arah X maupun arah Y tetap sama. Tetapi, nilai gaya geser yang dihasilkan oleh respon spektrum ETABS sangat teliti sehingga arah X dan arah Y tidak sama walaupun bangunannya simetris.

Berdasarkan subbab 2.9, apabila kombinasi respon untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral statik ekuivalen ( $V_1$ ), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala berdasarkan Pers. 2.21.

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

dimana:

$V_1$  = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

$V_t$  = Gaya geser dasar kombinasi ragam

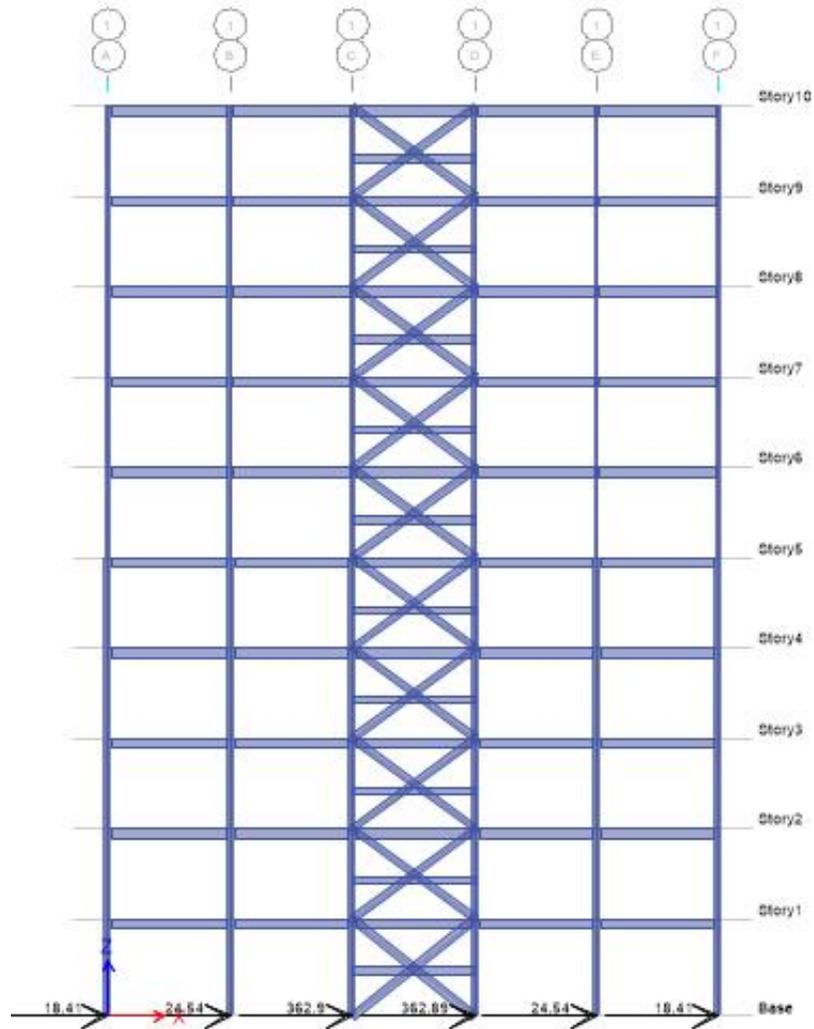
Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen dan respon spektrum tertera pada Tabel 4.23 dan Tabel 4.24.

Tabel 4.23: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 2.

Arah Gempa	$V_1$ (KN)
Gempa X	2507,695
Gempa Y	2463,028

Untuk perhitungan  $V_1$  tertera pada Lampiran B1.2.

Akibat gaya gempa yang bekerja pada struktur bangunan muncul reaksi gaya geser dasar pada tumpuan kolom yang jika dijumlahkan sama dengan  $V_t$  (*base shear*). Reaksi gaya geser ini dapat dilihat pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4: Reaksi gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum pada Model 1.

Nilai gaya geser nominal analisis respon spektrum untuk Model 1 dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 2 *output* program ETABS v.15.

<i>Base Reactions</i>				
<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	<i>StepType</i>	<i>Global F<sub>X</sub></i>	<i>Global F<sub>Y</sub></i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	2142,431	632,858
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	642,729	2109,509

Dari data Tabel 4.23 dan 4.24, maka selanjutnya melakukan pemeriksaan apakah pada gaya geser lantai dan simpangan antarlantai perlu dikalikan dengan faktor skala.

Periksa:

§ Arah X

Apabila  $V_t < 0,85 V_l$ , gunakan faktor skala.

$$2142,431 \text{ KN} < 0,85 \cdot 2507,695 \text{ KN}$$

$$2142,431 \text{ KN} > 2131,541 \text{ KN} \text{ (tidak gunakan faktor skala)}$$

§ Arah Y

Apabila  $V_t < 0,85 V_l$ , gunakan faktor skala.

$$2109,509 \text{ KN} < 0,85 \cdot 2463,029 \text{ KN}$$

$$2109,509 \text{ KN} > 2093,574 \text{ KN} \text{ (tidak gunakan faktor skala)}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, maka dapat diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih besar dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen ( $V_l$ ) untuk arah X dan Y, sehingga gaya gempa rencana yang pada program ETABS v.15 tidak perlu dikalikan dengan faktor skala. Adapun perhitungan faktor skala berdasarkan Pers. 2.38 seperti dibawah ini.

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

$$\text{Gempa X} : 0,85 \frac{2507,695}{2142,31} > 1$$

$$0,9949 < 1$$

$$\text{Gempa Y} : 0,85 \frac{2463,028}{2109,593} > 1$$

$$0,9924 < 1$$

Tabel 4.25: Rekapitulasi faktor skala hasil respon spektrum dengan statik ekuivalen masing-masing arah Model 2.

Vt		V1		Faktor Skala	
Arah x KN	Arah y KN	Arah x KN	Arah y KN	Arah x	Arah y
2142,431	2109,593	2507,695	2463,028	0,9949	0,9924

Faktor skala yang didapat untuk masing-masing arah lebih kecil daripada 1, maka simpangan antar lantai tidak perlu dikalikan  $\frac{0,85 C_S W}{V_t}$ .

## 2. Penentuan Faktor Redundansi

Berdasarkan subbab 2.13, bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi  $\rho$  harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan dipenuhi, dimana redundansi  $\rho$  diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35% 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. Untuk mengetahui berapa nilai faktor redundansi, maka Tabel 4.26 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.26: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi  $\rho$  1,0 untuk Model 2.

Lantai	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	35% V <sub>x</sub> Base Shear	35% V <sub>x</sub> Base Shear	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
10	437,229	431,261	877,693	862,060	Tidak Oke	Tidak Oke
9	899,397	886,619	877,693	862,060	Oke	Oke
8	1295,184	1276,098	877,693	862,060	Oke	Oke
7	1627,245	1602,413	877,693	862,060	Oke	Oke
6	1898,479	1868,529	877,693	862,060	Oke	Oke
5	2119,654	2085,121	877,693	862,060	Oke	Oke
4	2290,657	2252,196	877,693	862,060	Oke	Oke
3	2408,356	2366,851	877,693	862,060	Oke	Oke
2	2478,226	2434,635	877,693	862,060	Oke	Oke
1	2507,695	2463,029	877,693	862,060	Oke	Oke

Dari data Tabel 4.26 dapat disimpulkan bahwa gaya geser pada lantai 10 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35% gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi  $\rho$  yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program ETABS V.15 adalah 1,3.

### 3. Gaya Geser Lantai (*Story Shears*)

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 ETABS V.15 dapat dilihat pada Tabel 4.27.

Tabel 4.27: Nilai gaya geser respon ragam maks setiap lantai untuk Model 2.

Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
10	37.3	Top	383,743	379,426
		Bottom	383,743	379,426
9	33.6	Top	771,169	760,505

Tabel 4.27: *Lanjutan.*

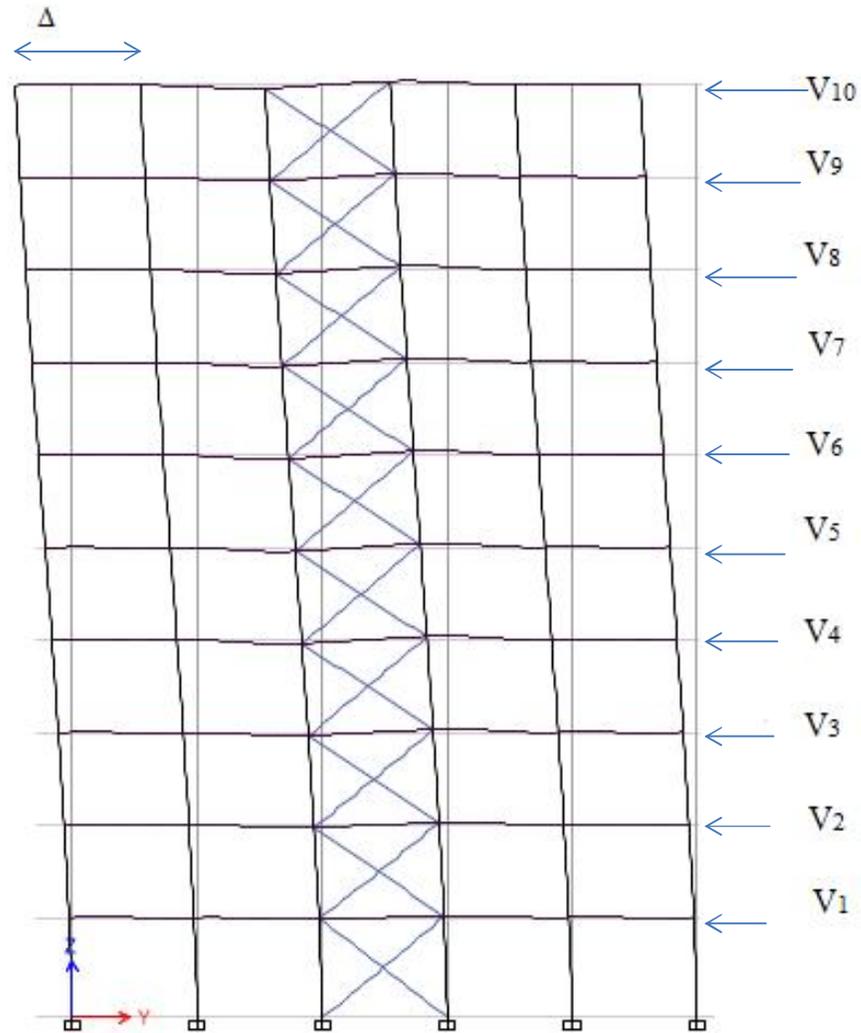
Tingkat	Tinggi (m)	Lokasi	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
---------	------------	--------	---------------------	---------------------

		Bottom	771,169	760,505
8	29.9	Top	1088,316	1072,153
		Bottom	1088,316	1072,153
7	26.2	Top	1350,586	1329,815
		Bottom	1350,586	1329,815
6	22.5	Top	1567,642	1542.457
		Bottom	1567,642	1542.457
5	18.8	Top	1751,414	1723.305
		Bottom	1751,414	1723.305
4	15.1	Top	1906,847	1876.352
		Bottom	1906,847	1876.352
3	11.4	Top	2025,325	1993.440
		Bottom	2025,325	1993,440
2	7.7	Top	2104,971	2072,242
		Bottom	2104,971	2072,242
1	4	Top	2142,431	2109,509
		Bottom	2142,431	2109,509
0	0	Top	0	0
0	0	Bottom	0	0

#### 4. Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 penentuan simpang antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan,  $\Delta$  harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditentukan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.17 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Pada Tabel 4.28 dapat dilihat hasil nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit.

Pada dasarnya simpangan antar lantai berkaitan dengan besaran gaya gempa yang bekerja  $V$ . Dimana jika gaya gempa yang bekerja kecil, maka  $\Delta$  sama dengan kecil. Selama struktur bangunannya elastik, maka besarnya  $\Delta$  berbanding lurus dengan  $V$ . Hal ini dapat dilihat pada Gambar 4.5 dan hasilnya dapat dilihat pada Tabel 4.28.



Gambar 4.2: Deformasi struktur Model 1 ketika mendapat gaya gempa.

Tabel 4.28: Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 2.

Lantai	h(m)	Perpindahan	Perpindahan	Simpangan	Syarat	Cek	Cek
--------	------	-------------	-------------	-----------	--------	-----	-----

		Elastis ( $\delta_e$ )		Total ( $\delta_e * C_d$ )/ $I_e$		Antar Lantai ( $\Delta$ )		$\Delta_a$ (mm)	X	Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
10	3700	52.30	53.4	261.50	267.00	24.50	25.50	56.92	OKE	OKE
9	3700	47.40	48.3	237.00	241.50	28.00	28.50	56.92	OKE	OKE
8	3700	41.80	42.6	209.00	213.00	30.00	31.00	56.92	OKE	OKE
7	3700	35.80	36.4	179.00	182.00	32.00	32.00	56.92	OKE	OKE
6	3700	29.40	30	147.00	150.00	32.00	32.50	56.92	OKE	OKE
5	3700	23.00	23.5	115.00	117.50	28.00	29.00	56.92	OKE	OKE
4	3700	17.40	17.7	87.00	88.50	27.50	28.00	56.92	OKE	OKE
3	3700	11.90	12.1	59.50	60.50	25.00	25.50	56.92	OKE	OKE
2	3700	6.90	7	34.50	35.00	20.50	21.00	56.92	OKE	OKE
1	4000	2.80	2.8	14.00	14.00	14.00	14.00	61.54	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Dari data Tabel 4.28 dapat diketahui bahwa simpangan antar lantai memenuhi kaidah yang diisyaratkan pada SNI 1726:2012, dimana simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi simpangan antarlantai tingkat izin ( $\Delta_a$ ).

#### 5. 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 dapat dilihat pada Tabel 4.29 dan 4.30.

Tabel 4.29: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 2.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift	Gaya Geser	Beban Vertikal	Beban Vertikal	Stability Ratio	Cek
--------	---------------	----------------	---------------	-------------------	-------------------	--------------------	-----

		(m)	Seismik, V <sub>x</sub> (kN)	Total (kN)	Kumulatif (kN)	(θ <sub>x</sub> )	
10	37.3	0.0245	383.743	2208.310	2208.310	0.00069	OK
9	33.6	0.0280	771.170	2681.924	4890.234	0.00096	OK
8	29.9	0.0300	1088.316	2681.924	7572.157	0.00127	OK
7	26.2	0.0320	1350.587	2681.924	10254.081	0.00169	OK
6	22.5	0.0320	1567.642	2681.924	12936.005	0.00213	OK
5	18.8	0.0280	1751.415	2776.721	15712.725	0.00243	OK
4	15.1	0.0275	1906.847	2872.735	18585.460	0.00323	OK
3	11.4	0.0250	2025.326	2872.735	21458.196	0.00422	OK
2	7.7	0.0205	2104.971	2872.735	24330.931	0.00560	OK
1	4	0.0140	2142.431	2893.233	27224.164	0.00809	OK

Tabel 4.29: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 2.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, V <sub>x</sub> (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio (θ <sub>x</sub> )	Cek
10	37.3	0.0255	379.426	2208.310	2208.310	0.00072	OK
9	33.6	0.0285	760.505	2681.924	4890.234	0.00099	OK
8	29.9	0.0310	1072.153	2681.924	7572.157	0.00133	OK
7	26.2	0.0320	1329.282	2681.924	10254.081	0.00171	OK
6	22.5	0.0325	1542.458	2681.924	12936.005	0.00220	OK
5	18.8	0.0290	1723.306	2776.721	15712.725	0.00256	OK
4	15.1	0.0280	1876.353	2872.735	18585.460	0.00334	OK
3	11.4	0.0255	1993.441	2872.735	21458.196	0.00438	OK
2	7.7	0.0210	2072.242	2872.735	24330.931	0.00582	OK
1	4	0.0140	2109.509	2893.233	27224.164	0.00821	OK

Dari data Tabel 4.29 dan 4.30 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Hal ini sesuai dengan kaidah yang diisyaratkan pada

SNI 1726:2012 tentang efek P-delta, sehingga efek P-delta untuk Model 2 dapat diabaikan.

#### 6. 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 2 tertera pada Tabel 4.31 dan 4.32.

Tabel 4.31: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah X.

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	X Direction		Y Direction	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	74027.387	71015.666	-	-	-	-
Lt. 9	133108.456	129354.753	179.81%	179.81%	182.15%	182.15%
Lt. 8	175033.337	170127.204	131.50%	169.00%	131.52%	169.81%
Lt. 7	209737.197	204397.91	119.83%	164.64%	120.14%	165.51%
Lt. 6	251337.413	241033.131	119.83%	145.60%	117.92%	143.51%
Lt. 5	309033.299	295830.501	122.96%	145.75%	122.73%	144.18%
Lt. 4	354072.937	340211.466	114.57%	137.93%	115.00%	137.69%
Lt. 3	424381.371	410489.429	119.86%	139.23%	120.66%	140.41%
Lt. 2	547768.291	520338.449	129.07%	151.11%	126.76%	149.16%
Lt. 1	771338.419	751151.271	140.81%	174.48%	144.36%	177.29%

Tabel 4.32: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah Y.

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	X Direction	Y Direction
--------	-----------------	-----------------	-------------	-------------

	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	74005.918	71068.222	-	-	-	-
Lt. 9	133072.791	129357.614	179.81%	179.81%	182.02%	182.02%
Lt. 8	174989.287	170128.03	131.50%	169.01%	131.52%	169.77%
Lt. 7	209687.629	204397.91	119.83%	164.65%	120.14%	165.48%
Lt. 6	251221.545	241046.875	119.81%	145.57%	117.93%	143.51%
Lt. 5	308887.673	295843.119	122.95%	145.72%	122.73%	144.18%
Lt. 4	353914.822	340213.626	114.58%	137.93%	115.00%	137.68%
Lt. 3	424202.253	410489.538	119.86%	139.23%	120.66%	140.40%
Lt. 2	547550.637	520347.997	129.08%	151.12%	126.76%	149.16%
Lt. 1	771179.569	751151.271	140.84%	174.52%	144.36%	177.29%

Dari Tabel 4.31 dan 4.32 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.

## 7. 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.

Ketidakberaturan torsi juga terjadi dikarenakan eksentrisitas dari pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi sesuai dengan SNI 1726:2012. Sebelum melakukan pemeriksaan terhadap ketidakberaturan torsi, terlebih dahulu memeriksa pusat massa struktur dan pusat kekakuan Model 2. Pusat massa dapat dilihat pada tabel 4.33.

Tabel 4.33: Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan Model 2.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	Kg	M	M	M	M
Story01	289323.32	289323.32	12.5867	12.5	12,5	12,5
Story02	287273.52	287273.52	12.5859	12.5	12,5	12,5
Story03	287273.52	287273.52	12.5859	12.5	12,5	12,5
Story04	287273.52	287273.52	12.5859	12.5	12,5	12,5
Story05	277672.05	277672.05	12.5864	12.5	12,5	12,5
Story06	268192.37	268192.37	12.587	12.5	12,5	12,5
Story07	268192.37	268192.37	12.587	12.5	12,5	12,5
Story08	268192.37	268192.37	12.587	12.5	12,5	12,5
Story09	268192.37	268192.37	12.587	12.5	12,5	12,5
Story10	220830.98	220830.98	12.5891	12.5	12,5	12,5
Jumlah	2722416.39	2722416.39				

Dari data Tabel 4.33 diketahui bahwa 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 struktur untuk sumbu y tidak simetris dikarenakan lubang.

Jadi dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan pada Model 2 memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi sesuai dengan SNI 1726:2012. Adapun pemeriksaan ketidakberaturan torsi dapat dilihat pada Tabel 4.34 dan 4.35.

Tabel 4.34: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah X Model 2.

Lantai	Elevasi	$d_{x_{min}}$	$d_{x_{max}}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	

Lantai 10	37.3	52.300	52.300	4.900	4.900	1.0000
Lantai 9	33.6	47.400	47.400	5.600	5.600	1.0000
Lantai 8	29.9	41.800	41.800	6.000	6.000	1.0000
Lantai 7	26.2	35.800	35.800	6.400	6.400	1.0000
Lantai 6	22.5	29.400	29.400	6.400	6.400	1.0000
Lantai 5	18.8	23.000	23.000	5.600	5.600	1.0000
Lantai 4	15.1	17.400	17.400	5.500	5.500	1.0000
Lantai 3	11.4	11.900	11.900	5.000	5.000	1.0000
Lantai 2	7.7	6.900	6.900	4.100	4.100	1.0000
Lantai 1	4	2.800	2.800	2.800	2.800	1.0000

Tabel 4.35: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah Y Model 2.

Lantai	Elevasi (mm)	$d_{x_{min}}$ (mm)	$d_{x_{max}}$ (mm)	$\Delta x_{min}$ (mm)	$\Delta x_{max}$ (mm)	Ratio
Lantai 10	37.3	52.900	52.900	5.000	5.000	1,0000
Lantai 9	33.6	47.900	47.900	5.600	5.600	1,0000
Lantai 8	29.9	42.300	42.300	6.100	6.100	1,0000
Lantai 7	26.2	36.200	36.200	6.400	6.400	1,0000
Lantai 6	22.5	29.800	29.800	6.500	6.500	1,0000
Lantai 5	18.8	23.300	23.300	5.700	5.700	1,0000
Lantai 4	15.1	17.600	17.600	5.600	5.600	1,0000
Lantai 3	11.4	12.000	12.000	5.000	5.000	1,0000
Lantai 2	7.7	7.000	7.000	4.200	4.200	1,0000
Lantai 1	4	2.800	2.800	2.800	2.800	1,0000

Dari data Tabel 4.34 dan 4.35 diketahui 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.

## 8. 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. Adapun pemeriksaan ketidakberaturan massa dapat dilihat pada Tabel 4.36.

Tabel 4.36: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 2.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	289323.32	289323.32	100.71%	100.71%	Tidak	Tidak
Lt. 2	287273.52	287273.52	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 3	287273.52	287273.52	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 4	287273.52	287273.52	103.46%	103.46%	Tidak	Tidak
Lt. 5	277672.05	277672.05	103.53%	103.53%	Tidak	Tidak
Lt. 6	268192.37	268192.37	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 7	268192.37	268192.37	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 8	268192.37	268192.37	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 9	268192.37	268192.37	121.45%	121.45%	Tidak	Tidak
Lt. 10	220830.98	220830.98	76.33%	76.33%	Tidak	Tidak

Berdasarkan data Tabel 4.36 diketahui bahwa tidak ada persentase massa efektif yang melebihi 150% dari tingkat di dekatnya baik arah X maupun arah Y, sehingga struktur gedung pada Model 2 tidak memiliki ketidakberaturan massa.

#### 9. Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Dalam konsep kolom kuat-balok lemah (*Strong Column Weak Beam*), 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 2 berdasarkan Pers. 2.44.

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

dimana:

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

$\sum M_{pb}^*$  = jumlah dari momen-momen pada balok baja atau balok komposit

Nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  didapatkan dari perhitungan menggunakan Pers. 2.45 dan Pers. 2.47.

Tabel 4.37: Data properti kolom dan balok:

Elemen	Ag	D	B	Tw	Tf	Z	Fy
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
K (luar)	0.03598	0.35	0.35	0.019	0.019	0.003851	250000
B (luar)	0.00845	0.4	0.2	0.008	0.013	0.0013328	250000

Tabel 4.38: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 2.

Pu	Atas	Bawah
	3397.852	4223.5627
Vu	Kanan	Kiri
	49.8514	49.8514

Data-data:

- $R_y = 1,4$  (ASTM A500/A500M, Tabel A3.1 SNI 7860:2015)
- $S_h = 0$  (Asumsi las, SNI 7972-2013 Pasal 10.8 )
- $L_h = L - d_c - S_h = 5 - 0,458 - 0 = 4,542$  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

$$- V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad (4.4)$$

dimana:

$$M_{pr} = 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b \quad (4.5)$$

$$= 1,1 \cdot 1,4 \cdot 250000 \cdot 0,0013328$$

$$= 513,28 \text{ KNm (kanan dan kiri)}$$

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

$$\S \sum M_{p.exp}^* = \sum (1,1 M_{p.exp} + M_{uv})$$

dimana:

$$M_{uv} = [V_{pr} + V_u] \cdot \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) \quad (4.6)$$

Tabel 4.39: Momen tambahan akibat amplifikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk Model 1.

Mv	Kanan	Kiri
	41.829	41.829

$$\begin{aligned} * \sum M_{pc} &= \sum \left( 0,003851 \left( 250000 - \frac{4223,5627}{0,03598} \right) \right) + \left( 0,003851 \left( 250000 - \frac{3397,852}{0,03598} \right) \right) \\ &= 1109,767 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \sum M_{p.exp}^* &= \sum \left( 1,1 \cdot 1,5 \cdot 250000 \cdot 0,0013328 + 60,968 \right) + \left( 1,1 \cdot 1,4 \cdot 250000 \cdot 0,0013328 + 41,829 \right) \\ &= 963,036 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas di dapat nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{p.exp}^*$  yang merupakan nilai yang menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom terlemah pada struktur Model 2. Rasio momen dari  $\sum M_{pc}$  terhadap  $\sum M_{p.exp}^*$  yang di dapat dari perhitungan akan dijadikan acuan untuk kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 2.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M^{*p.exp}} > 1$$

$$\frac{1109,767}{963,036} > 1$$

$$1,15 > 1 \text{ (Oke)}$$

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.

#### 10. Kontrol SRPMK Dengan 25 Persen Gaya Lateral

Struktur pada model ini memiliki sistem ganda sesuai dengan SNI 1726:2012 dimana rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Untuk itu dilakukan analisis 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 *output* Model 2 yang dianalisis menggunakan program ETABS v.15 didapatkan hasil persentase penahan gaya gempa untuk SRPMK dan Sistem Ganda. Persentase penahan gaya gempa Model 2 dapat dilihat pada Tabel 4.40.

Tabel 4.40: Persentase penahan gaya gempa Model 2.

Arah	Gaya Yang Diterima (KN)		Persentase Penahan Gaya Gempa (%)	
	SRPMK	Sistem Ganda	SRPMK	Sistem Ganda
Gempa X	519.357	1543.410	25.18	74.82
Gempa Y	506.336	1503.506	25.19	74.81

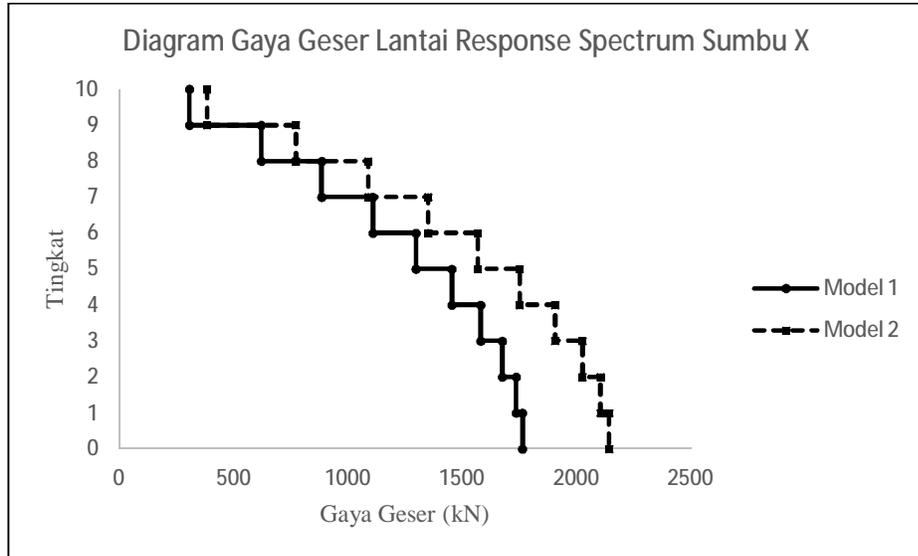
Berdasarkan data Tabel 4.40 diketahui bahwa persentase dari SRPMK sebesar 29,88 persen untuk gempa X dan 30,84 persen untuk gempa Y, sehingga model ini termasuk dalam kategori yang direncanakan yaitu sistem ganda dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan. Akan tetapi persentase dari sistem ganda lebih besar dari SRPMK yaitu 70,12 persen untuk arah X dan 69,16 persen untuk arah Y. Hal ini dikarenakan sistem kerja bresing yang sesuai proporsinya sebagai sistem yang efisien dalam menahan gaya gempa untuk memiliki kekakuan aksial kolom dan bresing.

Gaya gempa yang sifat arahnya bolak-balik, maka peran bresing mampu menerima gaya tekan atau gaya tarik secara bergantian. Pada sistem ini, balok, kolom dan bresing tersusun membentuk suatu struktur *truss*, sehingga gaya gempa disalurkan sesuai dengan karakter struktur *truss*. Penambahan aksial komposit pada kolom juga menjadi nilai tambah untuk kekuatan dan stabilitas struktur, karena kolom menjadi lebih daktail.

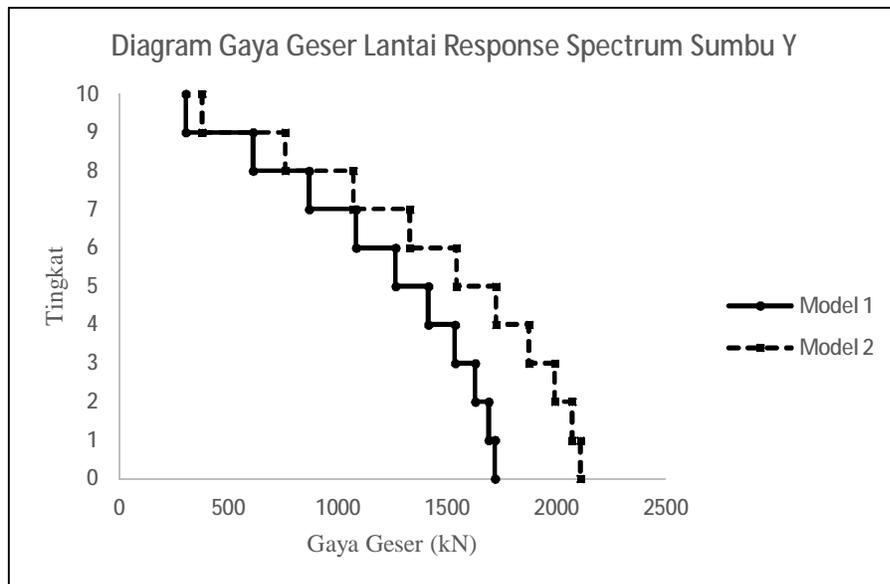
### **4.3 Rangkuman Grafik Perbandingan**

#### **4.3.1 Perbandingan Grafik Gaya Geser Lantai**

Berikut ini dapat dilihat perbandingan grafik gaya geser lantai Model 1 dan Model 2 untuk arah x pada Gambar 4.6 dan arah y pada Gambar 4.7.



Gambar 4.6: Diagram gaya geser lantai respon spektrum sumbu x.



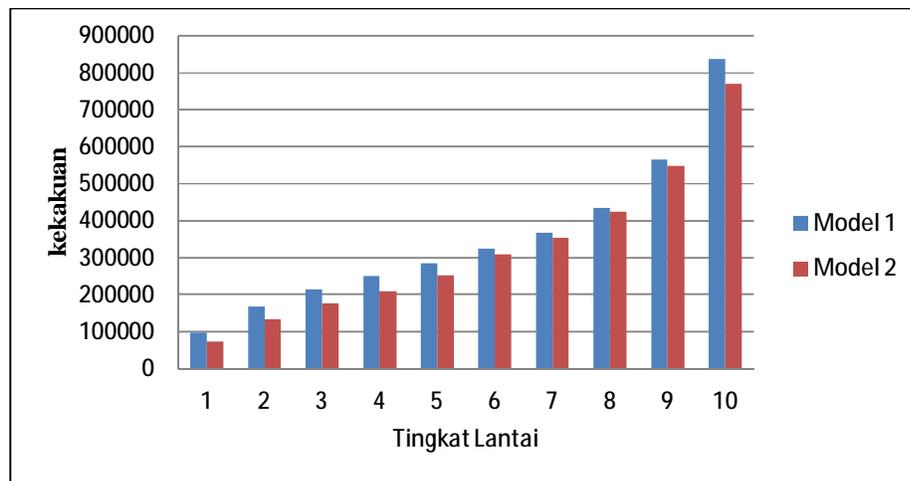
Gambar 4.7: Diagram gaya geser lantai respon spektrum sumbu y.

Dari hasil grafik Gambar 4.6 dan 4.7 diketahui bahwa nilai gaya geser lantai Model 2 lebih besar dari pada Model 1 untuk semua arah. Hal ini dipengaruhi oleh adanya perbedaan penggunaan dimensi kolom. Dimana dimensi kolom Model 2 lebih kecil daripada Model 1. Sehingga apabila gaya geser pada kolom untuk

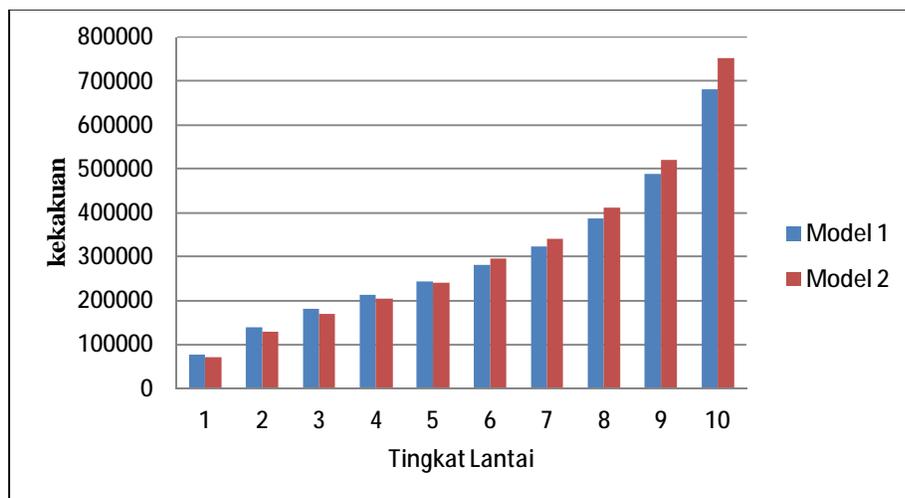
masing-masing tingkat dijumlahkan, maka akan didapat gaya geser tingkat lantai (*story shear*) pada struktur.

#### 4.3.2 Perbandingan Kekakuan

Berikut akan disajikan grafik perbandingan ketidakberaturan tingkat lunak Model 1 dan 2 untuk arah x pada Gambar 4.8 dan arah y pada Gambar 4.9 dibawah ini.



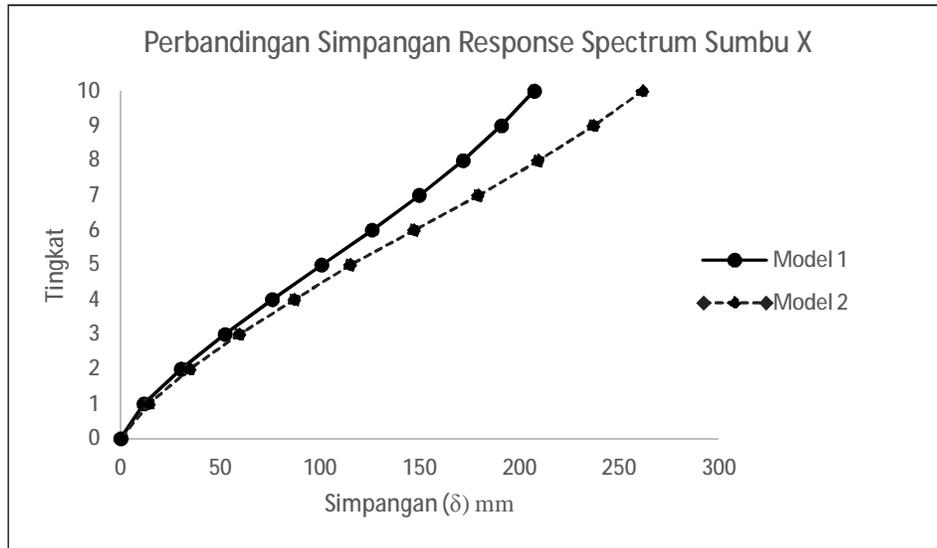
Gambar 4.8: Grafik perbandingan kekakuan arah x untuk Model 1 dan 2.



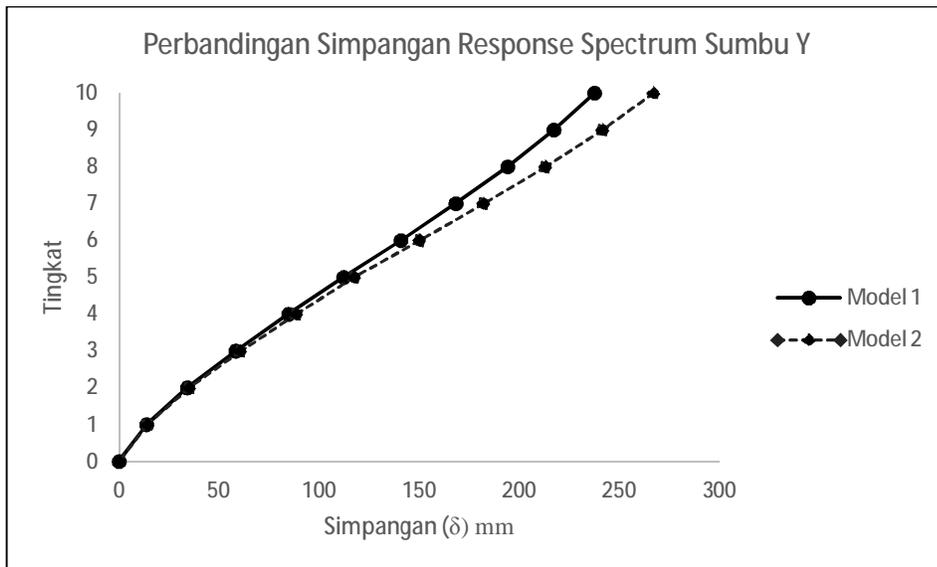
Gambar 4.9: Grafik perbandingan kekakuan arah y untuk Model 1 dan 2.

### 4.3.3 Perbandingan Simpangan Antar Lantai

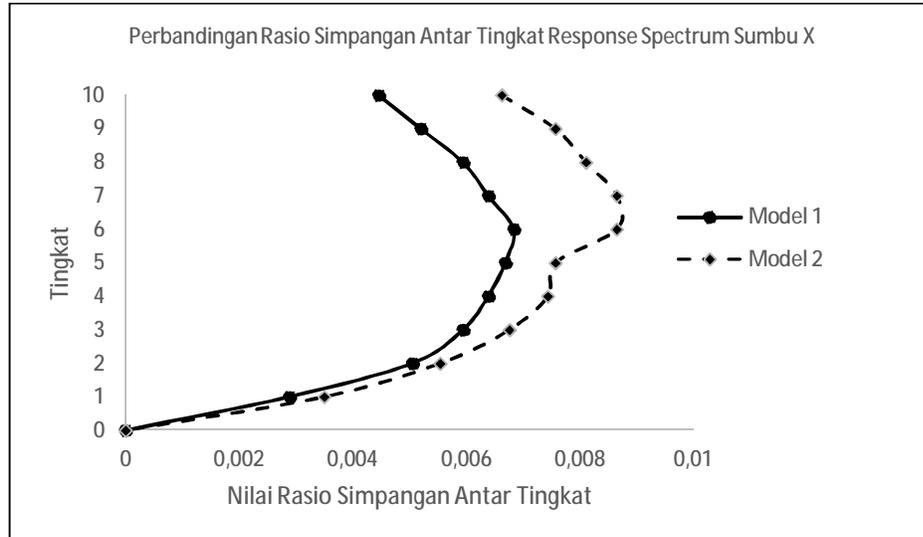
Berikut dapat dilihat grafik perbandingan simpangan antar lantai Model 1 dan 2 untuk arah x dan y pada Gambar 4.10, 4.11, 4.12 dan 4.13.



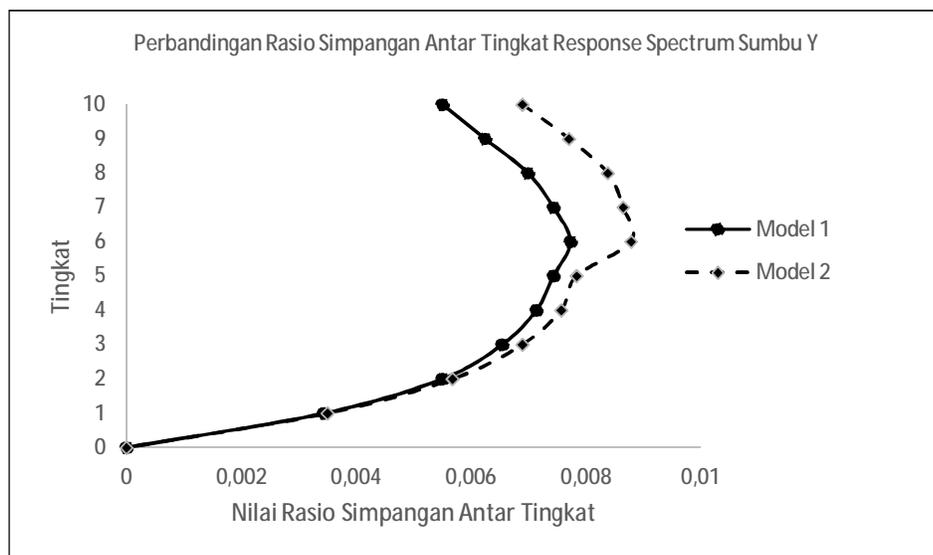
Gambar 4.10: Grafik perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x Model 1 dan 2.



Gambar 4.11: Grafik perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y Model 1 dan 2.



Gambar 4.12: Grafik perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu x pada Model 1 dan 2.



Gambar 4.13: Grafik perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu y pada Model 1 dan 2.

Berdasarkan grafik-grafik simpangan antar lantai diatas, nilai simpangan pada Model 2 lebih besar daripada Model 1. Hal ini terjadi karena tingkat kekakuan pada Model 2 yang lebih kecil daripada Model 1, juga dapat dilihat bahwa semakin besar perbandingan kolom dengan balok pada beberapa lantai ada kecenderungan memperbesar simpangan yang terjadi pada model struktur.

## 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 bahwa kekakuan struktur dapat diukur dari besarnya simpangan antar lantai (*drift*) bangunan, semakin kecil simpangan struktur maka bangunan tersebut semakin kaku. Jadi berdasarkan analisis diketahui nilai simpangan antar lantai Model 1 terbesar terjadi pada lantai 6 untuk gempa x sebesar 25,30 mm dan arah y sebesar 28,60 mm. Sedangkan pada Model 2 nilai simpangan antar lantai terbesar terjadi pada lantai 6 dan 7 untuk gempa x sebesar 32,00 mm serta pada lantai 6 untuk gempa y sebesar 32,50 mm. Penambahan aksi komposit pada elemen kolom Model 2 menghasilkan struktur yang efisien untuk ukuran dimensi kolom yang lebih kecil dari Model 1, dimana struktur bangunan masih memenuhi nilai simpangan antar lantai kinerja batas ultimit yang disyaratkan oleh SNI 1726-2012. Dimana nilai simpangan antar lantai maksimum pada Model 2 sebesar  $\Delta y = 32,50 \text{ mm} < \Delta a = 56,92 \text{ mm}$ .

#### 5.2. Saran

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

1. Pada Tugas Akhir ini, beban struktur gempa hanya menggunakan analisis respon spektrum hingga batas elastis. Penulis menyarankan agar dilakukan peninjauan lebih dalam lagi sampai batas plastis menggunakan analisis *push over* (analisis non-linear). Sehingga pada analisis *push over* maka didapat batas leleh maksimum yang terjadi pada struktur baja dan komposit menggunakan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus Tipe-X.

2. Untuk mendapatkan hasil yang akurat sebaiknya tanah yang di tinjau ada 3 jenis yaitu tanah keras, tanah sedang, dan tanah lunak. Pada Tugas Akhir ini penulis hanya meninjau pada 1 jenis tanah yaitu tanah lunak.
3. Penulis menyarankan nantinya dalam tugas akhir ini dilakukan perbandingan menggunakan analisis *time history*.

## DAFTAR PUSTAKA

- Afrida R. (2015) *Perencanaan Struktur Baja Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Struktur Baja Bresing Konsentrik Khusus tipe-X*. Laporan Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. Medan. UMSU.
- 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 (2013) *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*, 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 (2015) *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural SNI 1729:2015*, Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- 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).
- 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.
- Howel, (1969), dalam Nandi, (2006) *Handout Geologi Lingkungan: Gempa Bumi*. Bandung: Universitas Pendidikan Indonesia.
- Kementerian Pekerjaan Umum. (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Maha, E. (2016) *Studi Parametrik Pengaruh Letak Penempatan Breising Konsentrik Tipe V Pada Bangunan Sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus*. Medan: Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- Nawy, E. G., (1990) *Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar*. Jakarta: Erlangga.
- Nugroho, E. A. W. (2012) *Perancangan Kolom Komposit Pada Struktur Rangka Baja Dengan Bresing Konsentrik Khusus*. Yogyakarta: Universitas Atma Jaya Yogyakarta.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.



## **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:

- $l_y = 5000$  mm
- $l_x = 5000$  mm
- $f_y = 400$  Mpa
- $l_n = 5000$  mm
- $\beta = l_y/l_x = 1$

$$\begin{aligned} \bullet \quad h_{\text{maks}} &= \frac{\ln(0,8 + f_y/1500)}{36} \\ &= \frac{5000(0,8 + 400/1500)}{36} \\ &= 148,148 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad h_{\text{min}} &= \frac{\ln(0,8 + f_y/1500)}{36 + 9\beta} \\ &= \frac{5000(0,8 + 400/1500)}{36 + 9(1)} \\ &= 118,518 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tebal pelat lantai diambil:

- Lantai 1-9 = 140 mm
- Lantai 10 = 120 mm

### A2. 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.

#### A2.1 Beban Tambahan Pelat Lantai

Berikut ini merupakan perhitungan beban tambahan pada pelat lantai yang dibedakan menjadi pelat lantai untuk lantai 1 – 9 dan pelat atap untuk lantai 10 (atap).

a. Beban Mati Tambahan pada Lantai 1-9

- Spesi Lantai Keramik (t = 2 cm)	=	42 kg/m <sup>2</sup>	=	0,42 kN/m <sup>2</sup>
- Penutup lantai keramik	=	24 kg/m <sup>2</sup>	=	0,24 kN/m <sup>2</sup>
- Plafon + penggantung	=	18 kg/m <sup>2</sup>	=	0,18 kN/m <sup>2</sup>
- M & E	=	60 kg/m <sup>2</sup>	=	0,6 kN/m <sup>2</sup>
Total beban mati	=	144 kg/m <sup>2</sup>	=	1,44 kN/m <sup>2</sup>

b. Beban Mati Tambahan pada Lantai 10

- Plafon + penggantung	=	18 kg/m <sup>2</sup>	=	0,18 kN/m <sup>2</sup>
- Waterproof	=	4 kg/m <sup>2</sup>	=	0,04 kN/m <sup>2</sup>
- plester	=	42 kg/m <sup>2</sup>	=	0,42 kN/m <sup>2</sup>
- M & E	=	60 kg/m <sup>2</sup>	=	0,6 kN/m <sup>2</sup>
Total beban mati	=	124 kg/m <sup>2</sup>	=	1,24 kN/m <sup>2</sup>

### A.2.2 Beban Dinding

Berikut ini merupakan perhitungan beban dinding yang dibedakan menjadi beban dinding untuk lantai 1, lantai 2 – 9 dan lantai 10 (atap).

a. Dinding Lt 1

- Dinding setengah bata	=	250 kg/m <sup>2</sup>		
Beban garis	=	250*1/2(4+3,7)		
	=	962,5 kg/m	=	9,625 kN/m

b. Dinding Lt 2-9

- Dinding setengah bata	=	250 kg/m <sup>2</sup>		
Beban garis	=	250*1/2(3,7+3,7)		
	=	925 kg/m	=	925 kN/m

c. Dinding Lt 10

- Dinding setengah bata	=	250 kg/m <sup>2</sup>		
Beban garis	=	250*1/2(3,7)		
	=	437,5 kg/m	=	437,5 kN/m

### A2.3 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 10 (atap).

Tabel A.1: 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 ( $\alpha$ )	29,745	
Panjang bordes	1,5	m
<i>Optrade</i>	0,16	m
<i>Antrade</i>	0,3	m

Tabel A.2: Data perencanaan tangga dari lantai 1 ke lantai 10:

Data Perencanaan	Panjang (cm)	
Tinggi antar lantai ke bodres	1,875	m
Lebar tangga	1,5	m
Panjang tangga	3,5	m
Kemiringan ( $\alpha$ )	27,860	
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:

$$\begin{aligned} H_{\min} &= \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27} \\ &= \frac{2 / \sin 29,745}{27} \\ &= 0,149 \text{ m} \quad , \text{ diambil } h = 0,14 \text{ m} \end{aligned}$$

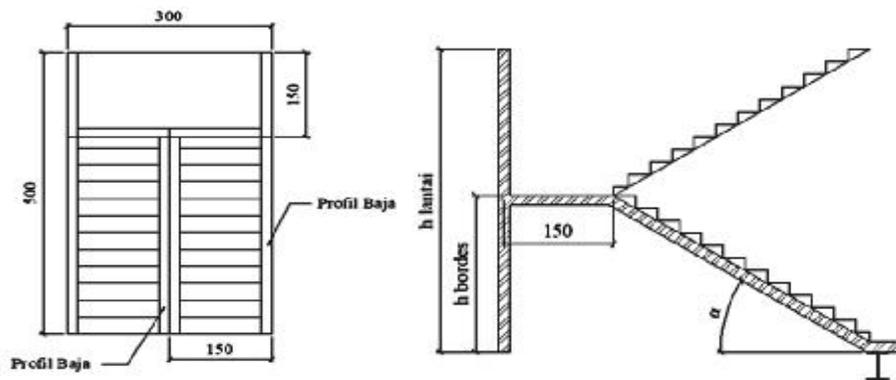
- Tebal pelat tangga lantai 1 ke lantai 10:

$$\begin{aligned}
 H_{\min} &= \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27} \\
 &= \frac{1,75 / \sin 26,565}{27} \\
 &= 0,146 \text{ m} \quad , \text{ diambil } h = 0,14 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Tebal pelat bordes diambil  $h = 0,13 \text{ m}$  (diambil berdasarkan range pelat lantai).

Tabel A.3: Profil struktur tangga:

LT 1 s/d LT 10					
	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 A.1: Sketsa tangga tampak atas dan samping.

b) Perhitungan Berat Struktur Tangga

- Beban tangga base ke lantai 1:

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 0,14 \times 2400 = 504 \text{ kg/m} = 5,040 \text{ KN/m}$$

$$\text{Profil tangga} = 2 \times 31,5 = \underline{63 \text{ kg/m}} = \underline{0,630 \text{ KN/m}}$$

$$567 \text{ kg/m} = 5,670 \text{ KN/m}$$

- Beban tangga lantai 1 ke lantai 10:

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 0,14 \times 2400 = 504 \text{ kg/m} = 5,040 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Profil tangga} &= 2 \times 31,5 &= \underline{63 \text{ kg/m}} &= \underline{0,630 \text{ KN/m}} \\ & & & 567 \text{ kg/m} = 5,670 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

- Beban pelat bordes:

$$\text{Pelat bordes} = 1,5 \times 0,13 \times 2400 = 468 \text{ kg/m} = 4,680 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Profil bordes} &= 2 \times 23,8 &= \underline{47,6 \text{ kg/m}} &= \underline{0,476 \text{ KN/m}} \\ & & & 515,6 \text{ kg/m} = 5,156 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

c) Perhitungan Beban Tambahan Tangga

Data Perencanaan:

1. Berat jenis beton bertulang	2400	Kg/m <sup>3</sup>
2. Berat jenis tulangan	7850	Kg/m <sup>3</sup>
3. Adukan semen	21	Kg/m <sup>2</sup>
4. penutup lantai keramik	24	kg/m <sup>2</sup>

- Beban tangga base ke lantai 1:

$$\text{Berat anak tangga} = 0,069 \times 2400 = 166,703 \text{ kg/m}^2 = 1,667 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Adukan semen (t = 2cm)} = 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Penutup lantai} &= &= \underline{24} &= \underline{0,240 \text{ KN/m}^2} \\ & & & = 191,123 \text{ kg/m}^2 = 1,911 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban tangga lantai 1 ke lantai 10:

$$\text{Berat anak tangga} = 0,072 \times 2400 = 171,730 \text{ kg/m}^2 = 1,717 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Adukan semen (t = 2cm)} = 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Penutup lantai} &= &= \underline{24} &= \underline{0,240 \text{ KN/m}^2} \\ & & & = 196,150 \text{ kg/m}^2 = 1,961 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban pelat bordes:

$$\text{Adukan semen (t = 2cm)} = 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Penutup lantai} &= &= \underline{24} &= \underline{0,240 \text{ KN/m}^2} \\ & & & = 24,42 \text{ kg/m}^2 = 0,244 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan beban di atas di ubah ke satuan berat per satuan panjang.

- Beban tangga base ke lantai 1:

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 191,123 = 286,684 \text{ kg/m} = 2,867 \text{ KN/m}$$

- Beban tangga lantai 1 ke lantai 10:  
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 A.4: Rekapitulasi Beban Mati Pada Tangga.

BEBAN MATI PELAT TANGGA LT 1 KE LT 10			
Berat Sendiri	=	567 Kg/m	5.67 kN/m
Beban Tambahan	=	291.249343 Kg/m	2.912493428 kN/m
		TOTAL 858.249343 Kg/m	8.582493428 kN/m
BEBAN MATI PELAT TANGGA LT BASE KE LT 1			
Berat Sendiri	=	567 Kg/m	5.67 kN/m
Beban Tambahan	=	286.684025 Kg/m	2.866840249 kN/m
		TOTAL 853.684025 Kg/m	8.536840249 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

#### A2.4 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 kejut 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:

$\psi$  = 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.
- k1 = Koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, keran induk dengan struktur rangka nilainya dapat diambil sebesar 0,6.
- k2 = Koefisien yang bergantung pada sifat 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

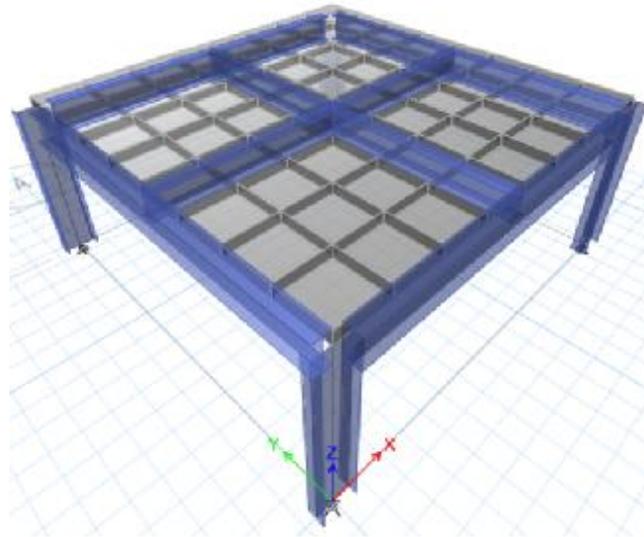
Jadi, beban yang bekerja pada balok p.enumpu adalah:

$$\begin{aligned}
 P &= \sum R \cdot \Psi \\
 &= (6600 + 5100) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\
 &= 20826 \text{ kg} \\
 &= 208,26 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Beban P diletakkan di tengah bentang balok penumpu yang merupakan tempat yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal.

### A2.5 Perhitungan Beban Penthouse

Penthouse diasumsikan hanya menjadi beban dan tidak dimodelkan bersama model 1 atau 2. Beban penthouse ditinjau dari hasil reaksi pemodelan sendiri menggunakan ETABS. Berikut dapat dilihat pemodelan penthouse pada Gambar A.2.



Gambar A.2: Pemodelan penthouse.

**Beban mati atap  
penthouse**

waterproof	=	4 kg/m <sup>2</sup>	=	0.04 kN/m <sup>2</sup>
plester	=	42 kg/m <sup>2</sup>	=	0.42 kN/m <sup>2</sup>
M & E	=	60 kg/m <sup>2</sup>	=	0.6 kN/m <sup>2</sup>
Total beban mati	=	106 kg/m <sup>2</sup>	=	1.06 kN/m <sup>2</sup>

**Beban mati untuk  
dinding penthouse**

Dinding setengah bata	=	250 kg/m <sup>2</sup>		
Beban garis	=	250*2.2		
	=	550 kg/m	=	5.5 kN/m

**Beban hidup atap  
penthouse**

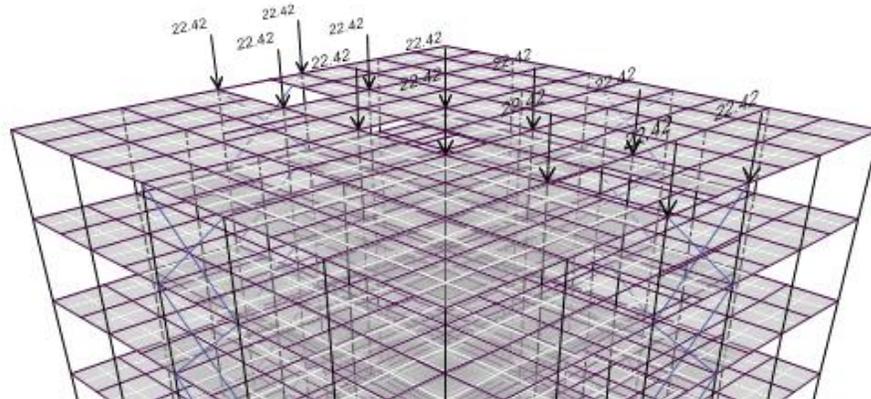
PLAT ATAP	<b>100</b>	Kg/m <sup>2</sup>	1.00	KN/m <sup>2</sup>
-----------	------------	-------------------	------	-------------------

- Digunakan Profil Wf 400\*200\*8\*13 (Kolom)
- Digunakan Profil Wf 400\*200\*8\*13 (Balok Utama)
- Digunakan Profil Wf 300\*200\*8\*12 (Balok Anak)
- Digunakan BJ 41

Tabel A.6: Hasil reaksi pemodelan penthouse

Case	KN
Dead	22,42
Beban mati tambahan	7,71

Hasil reaksi kemudian diinput ke model 1 dan 2 sebagai beban terpusat. Skema penginputan dapat dilihat pada Gambar A.3.



Gambar A.3: Skema pembebanan beban penthouse.

### A3. 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.

#### A3.1 Faktor Reduksi Beban Hidup

Komponen struktur yang memiliki nilai  $K_{LLA_T}$  adalah  $400 \text{ ft}^2$  ( $37,16 \text{ m}^2$ ) 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 A.7: Beban hidup area berdasarkan SNI 1727-2013.

<b>BEBAN HIDUP (Lo)</b>				
1. PLAT LANTAI :				
* R. Kantor	=	240	Kg/m <sup>2</sup>	2,40 KN/m <sup>2</sup>
2. PLAT ATAP	=	96	Kg/m <sup>2</sup>	0,96 KN/m <sup>2</sup>
3. PLAT TANGGA & BORDES	=	479	Kg/m <sup>2</sup>	4,79 KN/m <sup>2</sup>

a) Beban hidup seragam

Beban hidup seragam hanya menggunakan beban ruang kantor saja. Berikut merupakan perhitungan faktor reduksi beban hidup.

Data-data:

- $K_{LL} = 1$
- $A_T = 582,5 \text{ m}^2$
- Faktor reduksi  $= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}}$   
 $= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 582,5}}$   
 $= 0,44 > 0,4 \quad (\text{OKE})$

#### A4.1. Beban Hidup Tangga

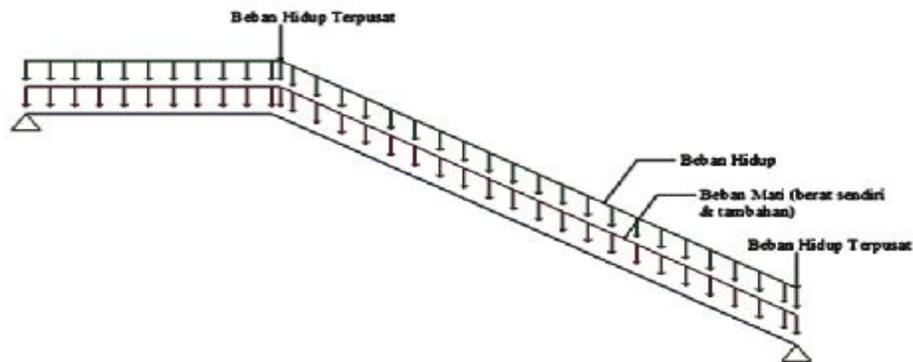
Tidak seperti beban mati tangga, perhitungan untuk beban hidup tangga digabung menjadi satu bagian, karena beban hidup untuk tangga nilainya sama yaitu  $479 \text{ kg/m}^2$  yang akan di ubah menjadi beban per satuan panjang. Berikut ini merupakan perhitungan beban hidup tangga.

Data:

- Beban hidup tangga =  $479 \text{ kg/m}^2$
- 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 A.4.



Gambar A.4: Skema pembebanan tangga.

## B. Perhitungan Analisa

### B1. Gaya Lateral Statik Ekivalen

Berikut ini merupakan perhitungan gaya lateral statik ekivalen untuk masing-masing model.

#### B1.1. Statik Ekivalen Model 1

Geser dasar seismik,  $V_1$ , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.18. Akan tetapi diperlukan data-data agar dapat menghitung  $V_1$ , berikut perhitungannya.

Data-data:

- |                    |                             |
|--------------------|-----------------------------|
| - $S_{DS} = 0,567$ | - $I_e = 1$                 |
| - $S_{D1} = 0,640$ | - $T_x = 1,103 \text{ det}$ |
| - $R = 7$          | - $T_y = 1,161 \text{ det}$ |

Dengan menggunakan Pers. 2.31 sampai dengan Pers. 2.34 didapatkan hasil yang dirangkum dalam Tabel B1.

Tabel B1: Perhitungan nilai  $C_s$ .

PERHITUNGAN NILAI $C_s$					
Arah	$C_s = \frac{SDS}{(R/I)}$	$C_s = \frac{SD1}{(T*(R/I))}$	$C_s \text{ Min} = 0.044*SDs*I$	$C_s \text{ Min} = \frac{(0.5*S1)}{(R/I)}$	Cs yg dipakai
T1(Arah Y)	0.081	0.079	0.025	0.029	0.079
T2 (Arah X)	0.081	0.085	0.025	0.029	0.081

Dengan didapatnya  $C_s$  yang digunakan di atas, dapat dihitung  $V_1$  dengan beban total yang didapat dari Tabel 4.13.

- $V_x = C_s \cdot W$   
 $= 0,081 \cdot 25418$   
 $= 2057.709 \text{ KN}$
- $V_y = C_s \cdot W$   
 $= 0,079 \cdot 25419$   
 $= 2001.724 \text{ KN}$

Distribusi gaya gempa lateral ( $F$ ) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.18 dan Pers. 2.19 dengan data-data sebagai berikut.

Data-data:

- $V_x = 2057,709 \text{ KN}$                       -  $T_x = 1,103 \text{ det}$
- $V_y = 2001,724 \text{ KN}$                       -  $T_y = 1,161 \text{ det}$
- $w = \text{Berat per lantai (Tabel 4.33)}$
- $k_x$  dan  $k_y$ : (interpolasi)

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (1,103 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (1,161 - 0,5) \\
 &= 1,302 & &= 1,330
 \end{aligned}$$

Tabel B2: Distribusi gaya gempa arah x.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi <sup>k</sup>	Cvx	Fi = Cvx . V	story shear Vx
10	2150.1587	37.3	238943.9632	0.176810963	363.8256287	363.8256287
9	2567.5032	33.6	249046.7908	0.184286736	379.2085979	743.0342265
8	2567.5044	29.9	213958.0781	0.1583222	325.7811215	1068.815348
7	2567.5032	26.2	180157.5912	0.13331091	274.3151492	1343.130497
6	2567.5032	22.5	147770.7962	0.109345708	225.0017206	1568.132218
5	2584.2722	18.8	117721.1597	0.087109929	179.246943	1747.379161
4	2601.1996	15.1	89083.46127	0.065918939	135.6420387	1883.0212
3	2601.1996	11.4	61787.56844	0.045720843	94.0802213	1977.101421
2	2601.1996	7.7	37074.93447	0.027434277	56.45177707	2033.553198
1	2610.7228	4	15864.86081	0.011739494	24.15647117	2057.709669
TOTAL	25418.7665		1351409.204	1.00	2057.709669	

Tabel B3: Distribusi gaya gempa arah y.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi <sup>k</sup>	Cvx	Fi = Cvx . V	story shear Vx
10	2150,1587	37,3	265233,9521	0.178847342	358,0030079	358,0030079
9	2567,5032	33,6	275616,6198	0.185848378	372,0171499	730,0201578
8	2567,5044	29,9	235988,9743	0.159127444	318,5292153	1048,549373
7	2567,5032	26,2	197952,4411	0.133479397	267,1889054	1315,738278
6	2567,5032	22,5	161655,2576	0.109004194	218,1963056	1533,934584
5	2584,2722	18,8	128116,5615	0.08638904	172,9270104	1706,861594
4	2601,1996	15,1	96339,08272	0.064961475	130,0349413	1836,896536
3	2601,1996	11,4	66280,47059	0.044692943	89,46293509	1926,359471
2	2601,1996	7,7	39323,26666	0.026515692	53,07709528	1979,436566
1	2610,7228	4	16512,07226	0.011134096	22,28738624	2001,723952
TOTAL	25418,7665	0	1483018,698	1,00	2001,723952	

### B1.2. Statik Ekuivalen Model 2

Geser dasar seismik,  $V_1$ , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.18. Akan tetapi diperlukan data-data agar dapat menghitung  $V_1$ , berikut perhitungannya.

-  $S_{DS} = 0,567$

-  $I_e = 1$

- $S_{D1} = 0,64$
- $R = 6$
- $T_x = 1,179$  det
- $T_y = 1,158$  det

Dengan menggunakan Pers. 2.31 sampai dengan Pers. 2.34 didapatkan hasil yang dirangkum dalam Tabel B4.

Tabel B4: Perhitungan nilai  $C_s$ .

PERHITUNGAN NILAI $C_s$					
Arah	$C_s = \frac{SDS}{(R/I)}$	$C_s = \frac{SD1}{(T*(R/I))}$	$C_s \text{ Min} = 0.044*SDs*I$	$C_s \text{ Min} = \frac{(0.5*S1)}{(R/I)}$	$C_s$ yg dipakai
T1(Arah Y)	0.094	0.090	0.025	0.033	0.090
T2 (Arah X)	0.094	0.092	0.025	0.033	0.092

Dengan didapatnya  $C_s$  yang digunakan di atas, dapat dihitung  $V_1$  dengan beban total yang didapat dari Tabel 4.33.

- $V_x = C_s \cdot W$   
 $= 0,092 \cdot 27224.163$   
 $= 2507.695 \text{ KN}$
- $V_y = C_s \cdot W$   
 $= 0,090 \cdot 27224.164$   
 $= 2463.029 \text{ KN}$

Data-data:

- $V_x = 2507,695 \text{ KN}$
- $V_y = 2463,029 \text{ KN}$
- $w = \text{Berat per lantai (Tabel 4.33)}$
- $k_x$  dan  $k_y$ : (interpolasi)
- $T_x = 1,158$  det
- $T_y = 1,179$  det

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (1,158 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)} (1,179 - 0,5) \\
 &= 1,329 & &= 1,339
 \end{aligned}$$

Tabel B5: Distribusi gaya gempa arah x.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi <sup>k</sup>	Cvx	Fi = Cvx . V	story shear Vx
10	2208.310	37.300	270932.458	0.174	437.229	437.229
9	2681.924	33.600	286385.693	0.184	462.168	899.397
8	2681.924	29.900	245252.491	0.158	395.787	1295.184
7	2681.924	26.200	205763.735	0.132	332.060	1627.245
6	2681.924	22.500	168072.626	0.108	271.235	1898.479
5	2776.721	18.800	137052.811	0.088	221.175	2119.654
4	2872.735	15.100	105963.418	0.068	171.003	2290.657
3	2872.735	11.400	72932.675	0.047	117.698	2408.356
2	2872.735	7.700	43295.401	0.028	69.870	2478.226
1	2893.233	4.000	18260.858	0.012	29.469	2507.695
TOTAL	27224.164		1553912.166	1.000	2507.695	

Tabel B6: Distribusi gaya gempa arah y.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi <sup>k</sup>	Cvx	Fi = Cvx . V	story shear Vx
10	2208.310	37.300	281425.846	0.175	431.261	431.261
9	2681.924	33.600	297151.468	0.185	455.359	886.619
8	2681.924	29.900	254160.452	0.158	389.479	1276.098
7	2681.924	26.200	212941.838	0.132	326.315	1602.413
6	2681.924	22.500	173658.042	0.108	266.116	1868.529
5	2776.721	18.800	141340.494	0.088	216.592	2085.121
4	2872.735	15.100	109027.290	0.068	167.075	2252.196
3	2872.735	11.400	74820.334	0.047	114.656	2366.851
2	2872.735	7.700	44233.359	0.028	67.784	2434.635
1	2893.233	4.000	18528.608	0.012	28.393	2463.029
TOTAL	27224.164		1607287.732	1.000	2463.029	

### B1.3 Kontrol Dual System

Berikut ini merupakan perhitungan control *dual system* untuk masing-masing model. Struktur pada model ini memiliki sistem ganda sesuai dengan SNI 1726:2012 dimana rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan rangka bresing, dengan distribusi yang

proporsional terhadap kekakuannya. Untuk itu dilakukan analisis 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

### 1. Model 1

Arah x				
Frame 1 (ganda)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	1	Beban Gempa X Max	16.6384	3.1258
Base	7	Beban Gempa X Max	21.332	3.1421
Base	13	Beban Gempa X Max	231.2168	3.2585
Base	19	Beban Gempa X Max	231.1993	3.2717
Base	25	Beban Gempa X Max	21.332	3.1674
Base	31	Beban Gempa X Max	16.6384	3.1677
Frame 2 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	2	Beban Gempa X Max	16.6291	4.3603
Base	8	Beban Gempa X Max	20.4044	4.1007
Base	14	Beban Gempa X Max	20.3005	4.1675
Base	20	Beban Gempa X Max	20.3005	4.1822
Base	26	Beban Gempa X Max	20.4045	4.1342
Base	32	Beban Gempa X Max	16.6291	4.4202
Frame 3 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	3	Beban Gempa X Max	16.6337	82.5949
Base	9	Beban Gempa X Max	20.379	4.0324
Base	15	Beban Gempa X Max	20.3387	4.0545
Base	21	Beban Gempa X Max	20.3387	4.0654
Base	27	Beban Gempa X Max	20.3794	4.065
Base	33	Beban Gempa X Max	16.6341	83.6682
Frame 4 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	4	Beban Gempa X Max	16.6337	82.5949
Base	10	Beban Gempa X Max	20.379	4.0324

Base	16	Beban Gempa X Max	20.3387	4.0545
Base	22	Beban Gempa X Max	20.3387	4.0654
Base	28	Beban Gempa X Max	20.3794	4.065
Base	34	Beban Gempa X Max	16.6341	83.6682
Frame 5 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	5	Beban Gempa X Max	16.6291	4.3603
Base	11	Beban Gempa X Max	20.4044	4.1007
Base	17	Beban Gempa X Max	20.3005	4.1675
Base	23	Beban Gempa X Max	20.3005	4.1822
Base	29	Beban Gempa X Max	20.4045	4.1342
Base	35	Beban Gempa X Max	16.6291	4.4202
Frame 6 (Ganda)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	6	Beban Gempa X Max	16.6384	3.1258
Base	12	Beban Gempa X Max	21.332	3.1421
Base	18	Beban Gempa X Max	231.2168	3.2585
Base	24	Beban Gempa X Max	231.1993	3.2717
Base	30	Beban Gempa X Max	21.332	3.1674
Base	36	Beban Gempa X Max	16.6384	3.1677

Arah y

Frame A (Ganda)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	1	Beban Gempa Y Max	4.9941	10.4192
Base	2	Beban Gempa Y Max	4.9891	14.5342
Base	3	Beban Gempa Y Max	5.094	232.0934
Base	4	Beban Gempa Y Max	5.094	232.0934
Base	5	Beban Gempa Y Max	4.9891	14.5342
Base	6	Beban Gempa Y Max	4.9941	10.4192
Frame B (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	7	Beban Gempa Y Max	6.4027	10.473
Base	8	Beban Gempa Y Max	6.1218	23.6685
Base	9	Beban Gempa Y Max	6.1934	23.4413
Base	10	Beban Gempa Y Max	6.1934	23.4413
Base	11	Beban Gempa Y Max	6.1218	23.6685

Base	12	Beban Gempa Y Max	6.4027	10.473
Frame C (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	13	Beban Gempa Y Max	70.7004	10.5079
Base	14	Beban Gempa Y Max	6.0912	23.6712
Base	15	Beban Gempa Y Max	6.1017	23.5149
Base	16	Beban Gempa Y Max	6.1017	23.5149
Base	17	Beban Gempa Y Max	6.0912	23.6712
Base	18	Beban Gempa Y Max	70.7004	10.5079
Frame D (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	19	Beban Gempa Y Max	70.0765	10.5532
Base	20	Beban Gempa Y Max	6.0914	23.7208
Base	21	Beban Gempa Y Max	6.1018	23.551
Base	22	Beban Gempa Y Max	6.1018	23.551
Base	23	Beban Gempa Y Max	6.0914	23.7208
Base	24	Beban Gempa Y Max	70.0765	10.5532
Frame E (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	25	Beban Gempa Y Max	6.403	10.5573
Base	26	Beban Gempa Y Max	6.1236	23.7803
Base	27	Beban Gempa Y Max	6.2077	23.5501
Base	28	Beban Gempa Y Max	6.2077	23.5501
Base	29	Beban Gempa Y Max	6.1236	23.7803
Base	30	Beban Gempa Y Max	6.403	10.5573
Frame F (GANDA)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	31	Beban Gempa Y Max	4.994	10.5589
Base	32	Beban Gempa Y Max	4.9907	14.7341
Base	33	Beban Gempa Y Max	5.11	235.7126
Base	34	Beban Gempa Y Max	5.11	235.7126
Base	35	Beban Gempa Y Max	4.9907	14.7341
Base	36	Beban Gempa Y Max	4.994	10.5589

2. Model 2

GEMPA X

Frame 1 (ganda)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	1	Beban Gempa X Max	18.4131	5.3719
Base	7	Beban Gempa X Max	24.5433	5.3893
Base	13	Beban Gempa X Max	342.9045	5.5244
Base	19	Beban Gempa X Max	342.8878	5.5473
Base	25	Beban Gempa X Max	24.5433	5.4389
Base	31	Beban Gempa X Max	18.4131	5.4542
Frame 2 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	2	Beban Gempa X Max	18.4155	7.0937
Base	8	Beban Gempa X Max	23.3634	6.7831
Base	14	Beban Gempa X Max	23.1332	6.8723
Base	20	Beban Gempa X Max	23.1332	6.8978
Base	26	Beban Gempa X Max	23.3635	6.8453
Base	32	Beban Gempa X Max	18.4156	7.2025
Frame 3 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	3	Beban Gempa X Max	18.4193	107.6922
Base	9	Beban Gempa X Max	23.3325	6.7229
Base	15	Beban Gempa X Max	23.1747	6.7558
Base	21	Beban Gempa X Max	23.1747	6.7762
Base	27	Beban Gempa X Max	23.3329	6.7842
Base	33	Beban Gempa X Max	18.4198	109.2757
Frame 4 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	4	Beban Gempa X Max	18.4193	107.6922
Base	10	Beban Gempa X Max	23.3325	6.7229
Base	16	Beban Gempa X Max	23.1747	6.7558
Base	22	Beban Gempa X Max	23.1747	6.7762
Base	28	Beban Gempa X Max	23.3329	6.7842
Base	34	Beban Gempa X Max	18.4198	109.2757
Frame 5 (SRPMK)				

Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	5	Beban Gempa X Max	18.4155	7.0937
Base	11	Beban Gempa X Max	23.3634	6.7831
Base	17	Beban Gempa X Max	23.1332	6.8723
Base	23	Beban Gempa X Max	23.1332	6.8978
Base	29	Beban Gempa X Max	23.3635	6.8453
Base	35	Beban Gempa X Max	18.4156	7.2025
Frame 6 (Ganda)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	6	Beban Gempa X Max	18.4131	5.3719
Base	12	Beban Gempa X Max	24.5433	5.3893
Base	18	Beban Gempa X Max	342.9045	5.5244
Base	24	Beban Gempa X Max	342.8878	5.5473
Base	30	Beban Gempa X Max	24.5433	5.4389
Base	36	Beban Gempa X Max	18.4131	5.4542

SRPMK	Sistem Ganda	Total
519.357	1543.410	2062.767

### GEMPA Y

Frame A (Ganda)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	1	Beban Gempa Y Max	5.5262	17.906
Base	2	Beban Gempa Y Max	5.525	23.6456
Base	3	Beban Gempa Y Max	5.653	336.348
Base	4	Beban Gempa Y Max	5.653	336.348
Base	5	Beban Gempa Y Max	5.525	23.6456
Base	6	Beban Gempa Y Max	5.5262	17.906
Frame B (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	7	Beban Gempa Y Max	7.3659	17.9635
Base	8	Beban Gempa Y Max	7.0095	22.6096
Base	9	Beban Gempa Y Max	7.0877	22.4095
Base	10	Beban Gempa Y Max	7.0877	22.4095
Base	11	Beban Gempa Y Max	7.0095	22.6096
Base	12	Beban Gempa Y Max	7.3659	17.9635

Frame C (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	13	Beban Gempa Y Max	109.9174	18.0402
Base	14	Beban Gempa Y Max	6.9409	22.6378
Base	15	Beban Gempa Y Max	6.9526	22.5191
Base	16	Beban Gempa Y Max	6.9526	22.5191
Base	17	Beban Gempa Y Max	6.9409	22.6378
Base	18	Beban Gempa Y Max	109.9174	18.0402
Frame D (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	19	Beban Gempa Y Max	109.3234	18.118
Base	20	Beban Gempa Y Max	6.941	22.7236
Base	21	Beban Gempa Y Max	6.9525	22.5872
Base	22	Beban Gempa Y Max	6.9525	22.5872
Base	23	Beban Gempa Y Max	6.941	22.7236
Base	24	Beban Gempa Y Max	109.3234	18.118
Frame E (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	25	Beban Gempa Y Max	7.366	18.1287
Base	26	Beban Gempa Y Max	7.011	22.817
Base	27	Beban Gempa Y Max	7.1022	22.6137
Base	28	Beban Gempa Y Max	7.1022	22.6137
Base	29	Beban Gempa Y Max	7.011	22.817
Base	30	Beban Gempa Y Max	7.366	18.1287
Frame F (GANDA)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	31	Beban Gempa Y Max	5.5261	18.1806
Base	32	Beban Gempa Y Max	5.5264	24.0081
Base	33	Beban Gempa Y Max	5.6703	331.6645
Base	34	Beban Gempa Y Max	5.6703	331.6645
Base	35	Beban Gempa Y Max	5.5264	24.0081
Base	36	Beban Gempa Y Max	5.5261	18.1806

SRPMK	Sistem Ganda	Total
506.336	1503.506	2009.841



## DAFTAR RIWAYAT HIDUP



### PERSONAL INFO

Nama Lengkap : Kasidi  
Tempat, Tanggal Lahir : Sukatani, 13 september 1994  
Agama : Islam  
Alamat KTP : Dusun III Sukatani, Kec. Pujud, Kab. Rohil, Riau  
No. Hp : 081372684260  
E-mail : [Kasidisafii1@gmail.com](mailto:Kasidisafii1@gmail.com)

### EDUCATION HISTORY

Nomor Pokok Mahasiswa : 1307210065  
Fakultas : Teknik  
Program Studi : Teknik Sipil  
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara

No.	Tingkat Pendidikan	Tempat	Tahun Kelulusan
1	SD Negeri 037 Kec. Tanah Putih	Sukajadi Km 16	2006
2	MTs Al-Hidayah Kec.Pujud	Sukajadi Km 16	2009
3	SMAN 1 Kec. Pujud	Kec. Pujud	2012
4	Melanjutkan studi di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2013 sampai selesai		