

**TUGAS AKHIR**

**DESAIN STRUKTUR ATAS GEDUNG BAJA  
BERTINGKAT BANYAK MENGGUNAKAN SNI  
1729:2020**

*(Upper Structure Design of Multi Storey Steel Building  
Using SNI 1729:2020)*

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi  
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**Anizar Rafi Arrosyid  
18511255**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
2023**

## TUGAS AKHIR

# DESAIN STRUKTUR ATAS GEDUNG BAJA BERTINGKAT BANYAK MENGGUNAKAN SNI 1729:2020

*(Upper Structure Design of Multi Storey Steel Building  
Using SNI 1729:2020)*

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi  
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil



**Anizar Rafi Arrosyid**  
**18511255**

**Disetujui:**  
**Pembimbing**

**Astria Hardawati, S.T., M.Eng**  
**Tanggal**

## TUGAS AKHIR

# DESAIN STRUKTUR ATAS GEDUNG BAJA BERTINGKAT BANYAK MENGGUNAKAN SNI 1729:2020

*(Upper Structure Design of Multi Storey Steel Building  
Using SNI 1729:2020)*

Disusun oleh

**Anizar Rafi Arrosyid**  
**18511255**

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan  
Untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji Pada tanggal

Oleh Dewan Penguji

**Pembimbing**

**Penguji I**

**Penguji II**

**Astriana Hardawati S.T., M.Eng. Malik Mushthofa, ST., M.Eng. Novi Rahmayanti, S.T., M.Eng.**  
NIK : 165111301                      NIK : 185111302                      NIK : 155111306

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

**Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D**  
NIK : 095110101

## **PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI**

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundangundangan yang berlaku

Yogyakarta, 30 Januari 2023

Yang membuat pernyataan,

Anizar Rafi Arroseyid

(18511255)

## LEMBAR DEDIKASI

Alhamdulillah, puji syukur kepada Allah SWT yang telah memberi nikmat kepada saya. Meski dengan berbagai halangan dan rintangan, akhirnya tugas akhir ini dapat terselesaikan. Tugas akhir ini saya dedikasikan kepada diri saya sendiri serta orang-orang yang senantiasa mendukung, membantu, dan mendoakan saya baik dalam proses penulisan maupun proses kehidupan saya sehingga saya dapat bertahan dan terus berjuang.



## KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT yang telah memberikan penulis rahmat dan hidayah-Nya sehingga dapat menyelesaikan tugas akhir dengan judul *Desain Struktur Atas Gedung Baja Bertingkat Banyak Menggunakan SNI 1729:2020*. Penyelesaian tugas akhir ini menjadi salah satu syarat akademik untuk menyelesaikan studi sarjana Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.

Banyaknya rintangan dan hambatan dapat dilewati hingga tugas akhir ini dapat diselesaikan dengan bantuan berupa kritik, saran, dan dukungan. Penulis mengucapkan terimakasih sebesar-besarnya kepada :

1. Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D, selaku Ketua Program Studi Sarjana Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
2. Astriana Hardawati, S.T., M.Eng., selaku dosen pembimbing tugas akhir atas bimbingan, arahan, kritik, dan saran, serta dukungan yang diberikan,
3. Keluarga penulis, Bapak Purwanto dan Ibu Endah Syakbani serta Reza Alfa Hibatullah yang selalu mendukung, memberikan doa, serta menguatkan penulis dalam menghadapi kesulitan,
4. Teman-teman “Bestod”, “Crewsuhan”, “Setan”, dan “Jabingan”, serta teman-teman lainnya yang tidak berada dalam kelompok tersebut yang selalu mendukung dan menemani penulisan,
5. Pihak-pihak yang tidak dapat dituliskan semua satu persatu yang membantu.

## DAFTAR ISI

TUGAS AKHIR	i
TUGAS AKHIR	ii
TUGAS AKHIR	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iv
LEMBAR DEDIKASI	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xiii
ABSTRAK	xv
<i>ABSTRACT</i>	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	2
1.4 Manfaat Penelitian	2
1.5 Batasan Penelitian	2
BAB II KAJIAN PUSTAKA	4
2.1 Penelitian Terdahulu	4
2.1.1 Modifikasi Desain Menggunakan Struktur Baja dengan Kolom Komposit pada Gedung Pasar Modern Ternate	4

2.1.2	Perancangan Ulang Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta Menggunakan Struktur Baja dengan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	4
2.1.3	Studi Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Breising Konsentris Tipe X pada Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang	5
2.1.4	Redesain Gedung Kantor Terpadu Kabupaten Sukoharjo	5
2.1.5	Analisis Respons Struktur Gedung Akibat Alih Fungsi Bangunan Studi Kasus Hotel Mutiara Yogyakarta	6
2.2	Perbedaan Penelitian	6
<b>BAB III</b>	<b>LANDASAN TEORI</b>	<b>10</b>
3.1	Pembebanan	10
3.1.1	Beban Mati	10
3.1.2	Beban Hidup	10
3.1.3	Beban Gempa	16
3.1.4	Beban Notional	31
3.1.5	Kombinasi Pembebanan	31
3.2	Ketidakteraturan Struktur	32
3.3	Simpangan	40
3.2.1	Simpangan Antar Lantai	40
3.2.2	P-Delta	41
3.4	Struktur Baja	41
3.4.1	Pengecekan Kekompakan Profil	42
3.4.2	Perhitungan Kuat Lentur	45
3.4.3	Perhitungan Kuat Geser	46
3.4.4	Perhitungan Kuat Tekan	47



3.5 Breising	52
3.5.1 Sistem Rangka Breising Konsentrik (SRBK)	53
3.5.2 Sistem Rangka Breising Eksentrik (SRBE)	53
3.5.3 Sistem Rangka Tahan Tekuk	54
3.6 Sambungan	54
3.6.1 Sambungan Sederhana	55
3.6.2 Sambungan Kaku	55
3.6.3 Sambungan Semi Kaku	55
<b>BAB IV METODE PENELITIAN</b>	<b>56</b>
4.1 Data Penelitian	56
4.2 Denah Penelitian	56
4.3 Tahapan Penelitian	57
<b>BAB V PEMBAHASAN</b>	<b>60</b>
5.1 Preliminary Design	60
5.1.1 Profil Kolom	60
5.1.2 Profil Balok Induk	61
5.1.3 Profil Balok Anak	62
5.2 Permodelan Struktur dengan SAP 2000	62
5.3 Perhitungan Pembebanan	63
5.3.1 Beban Mati	63
5.3.2 Beban Hidup	67
5.3.3 Beban Dinding	67
5.3.4 Beban Gempa	67
5.3.5 Beban Notional	75
5.4 Analisis Desain	75

5.4.1	Ketidakteraturan Struktur	75
5.4.2	Respon Struktur	87
5.4.3	Kapasitas Elemen Struktur	93
BAB VI KESIMPULAN		116
6.1	Kesimpulan	116
DAFTAR PUSTAKA		117
LAMPIRAN		118



## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu	7
Tabel 3.1 Beban Hidup Terdistribusi Merata Terpusat Minimum	11
Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa	16
Tabel 3.3 Klasifikasi Situs	17
Tabel 3.4 Koefisien Situs $F_a$	18
Tabel 3.5 Koefisien Situs $F_v$	18
Tabel 3.6 Faktor $R$ $C_d$ dan $\Omega_0$ untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	19
Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik $S_{DS}$	26
Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik $S_{D1}$	26
Tabel 3.9 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	28
Tabel 3.10 Nilai Parameter Periode Pendekatan $C_t$ dan $x$	28
Tabel 3.11 Ketidakberaturan Horizontal	32
Tabel 3.12 Ketidakberaturan Vertikal	36
Tabel 3.13 Prosedur Analisis yang Diizinkan	40
Tabel 3.14 Batasan Rasio Lebar Terhadap Tebal untuk Elemen Tekan	43
Tabel 4.1 Data Penelitian	56
Tabel 5.1 Hasil Perhitungan Desain Respon Spektrum	70
Tabel 5.2 Berat Total Bangunan	72
Tabel 5.3 Gaya Horizontal Model Mal	74
Tabel 5.4 Kontrol Base Shear Trial 1	74
Tabel 5.5 Kontrol Base Shear Trial 2	74
Tabel 5.6 Beban Notional	75

Tabel 5.7 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1 Arah X	77
Tabel 5.8 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1 Arah Y	78
Tabel 5.9 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2	79
Tabel 5.10 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3	80
Tabel 5.11 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah +Ex	81
Tabel 5.12 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah +Ex-	82
Tabel 5.13 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah -Ex	82
Tabel 5.14 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah -Ex+	83
Tabel 5.15 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah +Ey	83
Tabel 5.16 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah +Ey-	84
Tabel 5.17 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah -Ey	84
Tabel 5.18 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah -Ey+	85
Tabel 5.19 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2	86
Tabel 5.20 Rekapitulasi Ketidakberaturan	87
Tabel 5.21 Simpangan Antar Lantai pada Arah X dan Y	88
Tabel 5.22 Perhitungan P-Delta Arah X	91
Tabel 5.23 Perhitungan P-delta Arah Y	92
Tabel 5.24 <i>Output</i> SAP 2000	93
Tabel 5.25 Perhitungan Nilai k	111
Tabel 5.26 Kapasitas Elemen Struktur	114

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Spektrum Respons Desain	27
Gambar 3.2 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b	34
Gambar 3.3 Ketidakberaturan Horizontal 2	35
Gambar 3.4 Ketidakberaturan Horizontal 3	35
Gambar 3.5 Ketidakberaturan Horizontal 4	35
Gambar 3.6 Ketidakberaturan Horizontal 5	35
Gambar 3.7 Ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b	38
Gambar 3.8 Ketidakberaturan Vertikal 2	38
Gambar 3.9 Ketidakberaturan Vertikal 3	39
Gambar 3.10 Ketidakberaturan Vertikal 4	39
Gambar 3.11 Ketidakberaturan Vertikal 5a dan 5b	39
Gambar 3.12 Nomogram Panjang Efektif Gedung dengan Breising	48
Gambar 3.13 Nomogram Panjang Efektif Gedung Tanpa Breising	49
Gambar 4.1 Denah Mall	56
Gambar 4.3 <i>Flowchart</i> Penelitian	59
Gambar 5.1 Penampang Profil HWF 350×350	60
Gambar 5.2 Penampang Profil IWF 300×150	61
Gambar 5.3 Penampang Profil IWF 300×150	62
Gambar 5.4 Model 3D Gedung Mal	63
Gambar 5.5 Model Tangga	65
Gambar 5.6 Grafik Respon Spektrum	71
Gambar 5.7 Denah Bangunan untuk Perhitungan Ketidakberaturan	85

Gambar 5.8 Grafik Perbandingan Simpangan Antar Lantai Arah X dan Y dengan Batas Izin Simpangan Antar Lantai 89

Gambar 5.9 Lokasi  $G_A$  dan  $G_B$  Pada *Frame* 109

Gambar 5.10 Nomogram Nilai Panjang Efektif 110



## ABSTRAK

Yogyakarta memiliki beberapa gedung mal yang mayoritas masih menggunakan struktur beton bertulang. Berdasarkan hal tersebut, peneliti mencoba melakukan desain gedung mal menggunakan struktur baja, sebagai material utamanya, terbatas pada kolom dan balok dari portal baja. Portal baja dipilih karena beberapa keunggulan, seperti kuat tarik yang lebih tinggi daripada kuat tarik beton, keseragaman material, daktilitas baja yang tidak getas seperti beton, dll.

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui kolom dan balok dengan profil baja yang aman untuk bangunan mal yang direncanakan. Perencanaan mengacu pada SNI 1726:2019 untuk beban gempa, SNI 1727:2020 untuk beban desain, 1729:2020 untuk pedoman perencanaan, serta ketentuan lainnya pada SNI 7860:2020. Perhitungan pembebanan dan analisis dilakukan menggunakan program SAP 2000 v.22 dibantu dengan Microsoft Office Excel.

Analisis yang dilakukan memperoleh beban bangunan senilai 46891,520 kN sehingga dapat diperoleh gaya geser dasar seismik sebesar 3200,089 kN. Simpangan terbesar terjadi pada lantai 5 pada arah x yaitu sebesar 0,0512 m. Balok induk yang didesain dengan profil IWF 400 × 200 memiliki nilai  $V_u$  sebesar 445,668 kN dengan  $\phi V_n = 691,200$  kN;  $M_u = 76,809$  kNm dan  $\phi M_n = 391,200$  kNm. Balok anak yang didesain dengan profil IWF 300 × 150 memiliki nilai  $V_u$  sebesar 390,802 kN dengan  $\phi V_n = 421,200$  kN;  $M_u = 31,074$  kNm dan  $\phi M_n = 200,088$  kNm. Kolom yang didesain dengan profil IWF 600 × 300 memiliki nilai  $P_u$  sebesar 3656,156 kN dengan  $\phi P_n = 5647,893$  kN;  $M_u = 27,163$  kNm dan  $\phi M_n = 923,250$  kNm; interaksi aksial-lentur senilai 0,647. Berdasarkan uraian tersebut, dimensi balok dan kolom dinyatakan aman mengacu pada SNI 1729:2020.

## ABSTRACT

Yogyakarta has several mall buildings, which majority of them still using reinforced concrete structures. Based on that statement, researchers tried to design a mall building using steel structures, as the main material, limited to columns and beams of steel portals. Steel structures was chosen because of several advantages, such as higher tensile strength than concrete, material uniformity, ductility of steel which is not brittle like concrete, etc.

This research aims to determine the safe columns and beams with steel profiles for the planned mall building. Planning refers to SNI 1726:2019 for earthquake loads, SNI 1727:2020 for design loads, 1729:2020 for planning guidelines, as well as other provisions in SNI 7860:2020. Loading calculations and structural analysis were carried out using the SAP 2000 v.22 program assisted by Microsoft Office Excel.

The analysis carried out obtained a building load of 46891,520 kN, resulting in seismic base shear force of 3200,089 kN can be obtained. The biggest deviation occurs on the 5th floor in the x direction, which is 0,0512 m. The main beam that was designed with IWF 400 × 200 has  $V_u$  value of 445,668 kN with  $\phi V_n = 691,200$  kN;  $M_u = 76,809$  kNm and  $\phi M_n = 391,200$  kNm. Secondary beam that was designed with IWF 300 × 150 has  $V_u$  value of 390,802 kN with  $\phi V_n = 421,200$  kN;  $M_u = 31,074$  kNm and  $\phi M_n = 200,088$  kNm. The column that was designed with HWF 350 × 350 has  $P_u$  value of 3656,156 kN with  $\phi P_n = 5647,893$  kN;  $M_u = 27,163$  kNm and  $\phi M_n = 923,250$  kNm; axial-bending interaction valued at 0,647. Based on this description, the beam and column are declared safe referring to SNI 1729:2020.



# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Daerah Istimewa Yogyakarta merupakan salah satu daerah di Indonesia yang terkenal akan sektor pariwisatanya. Berdasarkan web Dinas Perpustakaan dan Arsip DIY, Yogyakarta merupakan daerah tujuan wisata terbesar kedua setelah Bali. Hal ini menunjukkan sektor pariwisata menjadi salah satu sektor yang memiliki peran besar dalam perekonomian di Yogyakarta. Kentalnya kebudayaan yang masih diterapkan oleh masyarakatnya menjadi salah satu daya tarik tersendiri bagi wisatawan. Sebut saja Upacara Sekaten, Upacara Grebeg Muludan, Upacara Labuhan, dll. Meskipun wisata budaya memiliki daya tarik yang tinggi, perkembangan ekonomi mendorong terwujudnya destinasi berlibur lain yaitu mal.

Bidang teknik sipil memiliki beberapa material yang umum digunakan dalam konstruksi, salah satunya baja. Baja memiliki beberapa keunggulan, seperti kuat tarik yang lebih tinggi daripada kuat tarik beton, keseragaman material, daktilitas baja yang tidak getas seperti beton, dll. Melihat hal tersebut, banyak penelitian yang melibatkan baja sebagai objek, baik melalui redesign, maupun mendesign gedung baru. Beberapa penelitian diantaranya adalah penelitian oleh Pamungkas (2019), Baskoro (2019) Moruk, dkk (2019), dan masih banyak lagi.

Yogyakarta memiliki beberapa gedung mal seperti Mal Malioboro, Mal Pakuwon, Mal Plaza Ambarukmo, Jogja City Mall, dll. Dari banyaknya mal yang ada di Yogyakarta, mayoritas mal masih menggunakan struktur beton bertulang. Berdasarkan hal tersebut, peneliti mencoba melakukan desain gedung mal menggunakan struktur baja, sebagai material utamanya, terbatas pada kolom dan balok dari portal baja.

Perencanaan struktur baja memiliki dua metode antara lain adalah *Allowable Stress Design (ASD)* dan *Load and Resistance Factor Design (LRFD)*.

Metode yang akan digunakan pada penelitian ini adalah metode LRFD dengan berpedoman pada SNI 1729:2020. Berdasarkan metode tersebut, bangunan akan dinyatakan aman jika kekuatan desain lebih dari kekuatan yang diperlukan.

### **1.2 Rumusan Masalah**

Dari pembahasan latar belakang diatas maka didapatkan rumusan masalah sebagai berikut:

1. Bagaimana hasil desain balok dengan profil baja yang aman untuk bangunan mal yang direncanakan?
2. Bagaimana hasil desain kolom dengan profil baja yang aman untuk bangunan mal yang direncanakan?

### **1.3 Tujuan Penelitian**

Mengacu pada rumusan masalah diatas, tujuan penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui hasil desain balok dengan profil baja yang aman untuk bangunan mal yang direncanakan
2. Mengetahui hasil desain kolom dengan profil baja yang aman untuk bangunan mal yang direncanakan

### **1.4 Manfaat Penelitian**

Penelitian ini diharapkan dapat bermanfaat dalam perkembangan pelaksanaan konstruksi bangunan gedung. Beberapa manfaat penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Dapat merencanakan bangunan dengan struktur baja yang memenuhi persyaratan keamanan struktur.
2. Sebagai tambahan bahan diskusi di bidang konstruksi dan/atau bahan bacaan untuk penelitian selanjutnya.

### **1.5 Batasan Penelitian**

Batasan penelitian yang digunakan dalam penelitian ini adalah:

1. Struktur gedung dianggap berfungsi sebagai mal.
2. Gedung berada di wilayah DIY dengan kondisi tanah sedang.

3. Analisis struktur menggunakan program SAP 2000.
4. Struktur gedung dimodelkan dalam bentuk portal 3D.
5. Beban yang dianalisis adalah beban hidup, beban mati, dan beban gempa.
6. Beban angin tidak diperhitungkan.
7. Struktur yang akan didesain adalah struktur balok dan kolom
8. Peraturan pembebanan meliputi:
  - a. Perencanaan beban gempa menggunakan peraturan SNI 03-1726-2019.
  - b. Peraturan pembebanan menggunakan SNI 03-1727-2020
9. Perencanaan menggunakan Sistem Rangka Baja Pemikul Momen Khusus (SRBPMK)
10. Tidak dilakukan perhitungan pada breising.
11. Tangga dimodelkan bersama portal 3D dan lift dihitung sebagai beban di lantai teratas.
12. Tidak menganalisa biaya.

## **BAB II**

### **KAJIAN PUSTAKA**

#### **2.1 Penelitian Terdahulu**

Penulisan tugas akhir ini mengacu pada beberapa referensi berupa jurnal ilmiah atau tugas akhir yang sudah dilakukan dalam jangka waktu 5 tahun terakhir. Penelitian yang membahas mengenai bangunan dengan struktur baja beberapanya adalah sebagai berikut.

##### **2.1.1 Modifikasi Desain Menggunakan Struktur Baja dengan Kolom Komposit pada Gedung Pasar Modern Ternate**

Tahun 2018 Itok Ali Munawar, Arbain Tata, dan Jamal Togubu melakukan penelitian untuk mendapatkan informasi hasil modifikasi perencanaan pasar modern yang didesain dengan struktur beton tahanan gempa berdasarkan SNI 1726-2012. Pelaksanaan modifikasi desain dilakukan berdasarkan Sistem Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Khusus (SRBBK) sesuai dengan SNI 1726-2012 dan SNI 1729-2015. Berdasarkan penelitian yang dilakukan, didapatkan hasil analisis adalah digunakan balok WF 700×300×13×24 dengan momen maksimum akibat gempa terfaktor ( $M_u$ ) 1064343743 Nmm, momen nominal ( $M_n$ ) 1398968140 Nmm dengan rasio 0,761 dan gaya geser akibat beban terfaktor ( $V_u$ ) 400775,66 N. jumlah *Shear Connector*,  $\Phi$  19 mm dengan ( $V_h$ ) 418698,3 N.

##### **2.1.2 Perancangan Ulang Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta Menggunakan Struktur Baja dengan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus**

Struktur baja untuk bangunan marak digunakan di luar negeri, namun penggunaannya masih terhitung jarang diterapkan di Indonesia. Tahun 2019 Imam Agung Baskoro melakukan penelitian guna meningkatkan wawasan praktisi maupun masyarakat umum. Ia menjadikan Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta sebagai objek penelitiannya. Penelitian ini dilakukan menggunakan metode struktur rangka pemikul momen khusus sehingga dapat diketahui desain struktur yang aman

serta kelayakan penggunaan material baja ditinjau dari keamanan serta biaya. Pengerjaan analisis struktur dilakukan berdasarkan SNI 1729:2015, SNI 7860:2015, dan SNI 7972:2013 menggunakan *software* SAP2000, untuk perhitungan volume bangunan menggunakan Tekla Structures, serta perhitungan RAB menggunakan iBuild. Hasil dari penelitian ini adalah bangunan memenuhi persyaratan gedung yang aman dengan menggunakan kolom IWF600×300 dan H350×350; balok induk IWF500×200, IWF450×200, IWF400×200, IWF350×175, dan IWF300×150; serta balok anak IWF350×175 dan IWF250×125. Meskipun bangunan terbilang aman, rencana anggaran biaya yang didapatkan lebih besar 30,1% daripada rencana anggaran biaya bangunan menggunakan struktur beton bertulang.

#### 2.1.3 Studi Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Breising Konsentris Tipe X pada Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang

Lorenzo Fernandito Moruk dan Sudirman Indra pada tahun 2019 melakukan penelitian terhadap Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui respon struktur jika gedung direncanakan menggunakan struktur baja. Perancangan struktur rangka baja dilakukan dengan Sistem Rangka Breising Konsentris untuk menahan beban lateral. Pelaksanaan penelitian dibantu dengan *software* ETABS 2016 untuk permodelan dan analisa struktur. Perencanaan ulang pada kolom digunakan profil baja KingCross 700x300, balok utama WideFlange 450x200, balok link WideFlange 350x175, dan untuk breising WideFlange 350x350. Hasil yang didapatkan pada struktur terjadi *displacement* akibat beban lateral dengan nilai dibawah batas maksimum serta tidak terjadi keruntuhan pada bangunan.

#### 2.1.4 Redesain Gedung Kantor Terpadu Kabupaten Sukoharjo

Gedung Kantor Terpadu Kabupaten Sukoharjo dirancang dengan menggunakan struktur beton bertulang. Tahun 2019 Afid Try Pamungkas melakukan perancangan ulang struktur gedung dengan menggunakan material baja agar mampu mendalami penggunaan material baja, baik dari standar yang berlaku hingga pengoperasian aplikasi pendukungnya. Penelitian ini dilakukan dengan bantuan ETABS v.9 untuk permodelan dan perhitungan struktur. Dasar yang

digunakan oleh peneliti adalah SNI 1729-2015 tentang spesifikasi untuk bangunan baja structural, SNI 2847-2013 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung, dan SNI 1727-2013 tentang pedoman beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain. Perancangan ulang gedung menggunakan baja HWF 400x400x13x21, HWF 350x350x12x19, dan HWF 150x150x7x10 untuk kolom. Selain material tersebut, digunakan juga material baja IWF 400x200x8x13, IWF 350x175x7x11, dan IWF 300x150x6,5x9 untuk balok. Perancangan atap dilakukan dengan material baja IWF 600x200x11x17 dan IWF 175x175x7,5x11. Pelat lantai yang merupakan beton bertulang direncanakan dengan tulangan D10-150. Berdasarkan pengujian tersebut, didapatkan nilai simpangan antar tingkat (*drift*) pada arah x dan arah y yang nilainya dinyatakan aman terhadap kinerja batas layan dan batas *ultimate*.

#### 2.1.5 Analisis Respons Struktur Gedung Akibat Alih Fungsi Bangunan Studi Kasus Hotel Mutiara Yogyakarta

Pada tahun 2020, Pemerintah Provinsi Yogyakarta membeli Hotel Mutiara untuk menjadikan bangunan tersebut menjadi Mal UMKM. Melihat hal ini, Ivan Ekacandra Indrawan, pada tahun 2022, melakukan penelitian untuk mengetahui keamanan bangunan tersebut jika alih fungsi yang dilakukan menggunakan struktur asli. Penelitian dilaksanakan menggunakan aplikasi SAP 2000. Setelah dilakukannya penelitian, diketahui bahwa nilai simpangan bangunan terbesar arah X adalah 126,544 dan arah Y adalah 151,734. Selain itu, *drift ratio* bangunan arah X dan Y memenuhi batas izin. Nilai p delta bangunan aman sehingga perubahan dimensi struktur bangunan tidak diperlukan.

## 2.2 Perbedaan Penelitian

Penelitian yang akan dilakukan terdapat beberapa perbedaan dengan penelitian terdahulu. Perbedaan tersebut telah ditulis dalam tabel yang dapat dilihat pada Tabel 2.1 sebagai berikut.

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu

Aspek	Penelitian Terdahulu					Penelitian Sekarang
	Jenis	Jurnal	Tugas Akhir	Jurnal	Tugas Akhir	Prosiding
Peneliti	Itok Ali M., Arbain T. (2018)	Imam Agung Baskoro (2019)	Lorenzo Fernandito M., Sudirman I. (2019)	Afid Try P. (2019)	Ivan Ekacandra Indrawan (2022)	Anizar Rafi Arrosyid (2022)
Judul	Modifikasi Desain Menggunakan Struktur Baja dengan Kolom Komposit pada Gedung Pasar Modern Ternate	Perancangan Ulang Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta Menggunakan Struktur Baja dengan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	Studi Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Breising Tipe X Konsentris pada Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang	Redesain Gedung Kantor Terpadu Kabupaten Sukoharjo	Analisis Respons Struktur Gedung Akibat Alih Fungsi Bangunan Studi Kasus Hotel Mutiara Yogyakarta	Desain Struktur Atas Gedung Baja Bertingkat Banyak Menggunakan SNI 1729:2020

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu

Aspek	Penelitian Terdahulu					Penelitian Sekarang
<b>Lokasi</b>	Ternate	Yogyakarta	Malang	Sukoharjo	Yogyakarta	Yogyakarta
<b>Tujuan</b>	Mendapatkan informasi hasil modifikasi perencanaan pasar modern yang didesain dengan struktur beton tahan gempa berdasarkan SNI 1726-2012.	Menambah wawasan bagi praktisi bidang teknik sipil serta masyarakat umum mengenai material pengganti beton bertulang.	Mengetahui respon struktur jika gedung direncanakan menggunakan struktur baja.	Memahami perencanaan struktur gedung sesuai kaidah dan standar, serta mampu mengoperasikan aplikasi pendukung perencanaan gedung.	Mengetahui keamanan struktur bangunan hotel yang akan dialihfungsi menjadi mal.	Mengetahui beban maksimum yang dipikul oleh bangunan berdasarkan metode LRFD dan mengetahui profil baja yang aman digunakan pada gedung ini.
<b>Metode</b>	ETABS	SAP 2000, Tekla Structures, dan iBuild	ETABS	ETABS	SAP2000	SAP 2000



Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu

Aspek	Penelitian Terdahulu					Penelitian Sekarang
<b>Hasil</b>	Desain balok dan kolom yang direncanakan dinyakatan kompak sehingga menunjukkan hasil desain cukup ideal.	Baik dalam segi <i>stong column weak beam</i> , simpangan, serta p-delta dinyatakan aman. Akan tetapi, anggaran biaya yang perlu dikeluarkan lebih besar daripada bangunan dengan struktur beton bertulang.	Displacement yang terjadi pada struktur akibat beban lateral tidak melebihi batas maksimum dan struktur bangunan tidak mengalami keruntuhan.	Simpangan antar tingkat (Drift) arah X dan arah Y pada Gedung Terpadu Kabupaten Sukoharjo dinyatakan aman terhadap kinerja batas layan dan batas ultimate	Nilai simpangan antar lantai bangunan, nilai <i>drift ratio</i> , serta nilai p delta bangunan sudah aman sehingga alihfungsi tanpa mengubah struktur asli dapat dilakukan	

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Pembebanan**

Pembebanan dalam perencanaan bangunan mengacu pada berat gedung sendiri, beban kerja, beban gempa, pengaruh gaya prategang, dll. Oleh karena itu, beban mati, beban hidup, serta beban gempa akan digunakan sebagai beban untuk menjadi acuan penelitian terhadap bangunan ini. Kemudian perancangan redesign akan mengacu pada SNI 1727 – 2020 untuk pembebanan mati dan hidup, serta SNI 1726 – 2019 untuk beban gempa.

##### **3.1.1 Beban Mati**

Menurut SNI 1727-2020, beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material. Berdasarkan pengertian tersebut, disimpulkan beban mati merupakan beban yang dimiliki suatu bangunan akibat berat dari komponen bangunan itu sendiri yang bersifat tetap. Berat ini meliputi sistem ventilasi udara, sistem kelistrikan, sistem pengairan, dll.

##### **3.1.2 Beban Hidup**

Beban hidup menurut SNI 1727-2020 adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban hidup ini ditentukan berdasarkan ketentuan beban merata minimum yang sudah ditetapkan. Beban merata minimum tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.1 sebagai berikut.

**Tabel 3.1 Beban Hidup Terdistribusi Merata Terpusat Minimum**

Hunian atau Penggunaan	Merata psf(kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses Ruang kantor Ruang komputer	50 (2,4) 100 (4,79)	2000(8,9) 2000(8,9)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18)	
Ruang pertemuan Kursi tetap (terikat dilantai) Lobi Kursi dapat dipindahkan Panggung pertemuan Lantai podium	60 (2,87) 100 (4,79) 100 (4,79) 100 (4,79) 150 (7,18)	
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 Lantai pertama Lantai lain	100 (4,79) sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Dudukan mesin elevator (pada daerah 2 in.× 2 in. [50 mm×50 mm])		300(1,33)

Sumber : SNI 1727:2020

Lanjutan Tabel 3.1 Beban Hidup Terdistribusi Merata Terpusat Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata psf(kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat lb (kN)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan ( pada area 1 in.× 1 in. [25 mm × 25 mm])		200(0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran Hunian satu keluarga saja	100 (4,79) 40 (1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5.4 SNI 1727 - 2020	
Garasi/Parkir Mobil penumpang saja Truk dan bus	40 (1,92) <sup>a,b,c</sup>	Lihat Pasal 4.10.1
	Lihat Pasal 4.10.2	
Pegangan tangga dan pagar pengaman Batang Pegangan	Lihat pasal 4.5.1	Pasal 4.5.1
		Pasal 4.5.2
Helipad Dengan berat lepas landas ≤ 3000 lb Dengan berat lepas landas ≥ 3000 lb	40( 1,92) 60 (2,87)	Lihat Pasal 4.11.2
Rumah sakit: Ruang operasi, laboratorium Ruang pasien Koridor diatas 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 diatas lantai pertama	60 (2,87) 150 (7,18) 80 (3,83)	1000(4,45) 1000(4,45) 1000(4,45)
Pabrik Ringan Berat	125 (6,00) 250 (11,97)	2000(8,9) 3000(13,35)

Sumber : SNI 1727:2020

Lanjutan Tabel 3.1 Beban Hidup Terdistribusi Merata Terpusat Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata psf(kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat lb (kN)
Gedung perkantoran: Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian Lobi dan koridor lantai pertama Kantor Koridor diatas lantai pertama	100 (4,79) 50 (2,40) 80 (3,83)	2000(8,9) 2000(8,9) 2000(8,9)
Lembaga hukum Blok sel Koridor	40 (1,92) 100 (4,79)	
Tempat rekreasi Tempat bowling, Kolam renang, dan penggunaan sejenis Ruang dansa dan ballroom Gimnasium	75 (3,59) 100 (4,79) 100 (4,79)	
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	10 (0,48) 20 (0,96) 30 (1,44)	
Semua hunian rumah tinggal lainnya Ruang pribadi dan koridor Ruang Publik Koridor Ruang Publik	40 (1,92) 100 (4,79) 100 (4,79)	

Sumber : SNI 1727:2020

Lanjutan Tabel 3.1 Beban Hidup Terdistribusi Merata Terpusat Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata psf(kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat lb (kN)
<p>Atap</p> <p>Atap datar, berbubung, dan lengkung Atap yang digunakan untuk hunian</p> <p>Atap untuk tempat berkumpul Atap vegetatif dan lansekap Atap bukan untuk hunian Atap untuk penggunaan lainnya</p> <p>Awning dan kanopi Konstruksi <i>fabric</i> yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan Rangka tumpu layar penutup</p>	<p>20 (0,96) Sama dengan penggunaan yang dilayani</p> <p>100 (4,70)</p> <p>20(0,96) Sama dengan penggunaan yang dilayani</p> <p>5(0,24)</p> <p>5(0,24)</p>	<p>200 (0,89)</p>
<p>Semua konstruksi lainnya</p> <p>Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai</p> <p>Titik panel tunggal dari batang bawah ranga atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap diatas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi</p> <p>Semua komponen struktur atap utama lainnya</p> <p>Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan</p>	<p>Berdasarkan area tributari dari atap yang didukung oleh komponen struktur rangka 20(0,96)</p>	<p>2000(0,89)</p> <p>300 (1,33)</p> <p>300 (1,33)</p>

Sumber : SNI 1727:2020

Lanjutan Tabel 3.1 Beban Hidup Terdistribusi Merata Terpusat Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata psf(kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat lb (kN)
Sekolah		
Ruang kelas	40 (1,92)	1 000 (4,5)
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	1 000 (4,5)
Koridor lantai pertama	100 (4,79)	1 000 (4,5)
<i>Scuttles</i> , rusuk untuk atap kaca dan langit langit yang dapat diakses		200 (0,89)
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/jalan untuk truk-truk	250 (11,97)	8000(35,6)
Tangga dan jalan keluar	100 (4,79)	300(1,33)
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	40 (1,92)	300(1,33)
Gudang diatas langit-langit	20 ( 0,96)	
Gudang penyimpan dan pekerja (harus dirancang untuk beban yang lebih berat jika diperlukan)		
Ringan	125(6,00) <sup>a</sup>	
Berat	250 (11,97)	
Toko		
Eceran		
Lantai pertama	100 (4,79)	1 000 (4,5)
Lantai diatasnya	75 (3,59)	1 000 (4,5)
Grosir, di semua lantai	125 (6,00)	1 000 (4,5)
Penghalang kendaraan		Lihat Pasal 4.5.3
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2,87)	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	100 (4,79)	

Sumber : SNI 1727:2020

### 3.1.3 Beban Gempa

Beban gempa merupakan suatu beban yang terjadi pada struktur bangunan disebabkan oleh Bergeraknya tanah karena getaran gempa. Beban gempa dapat menyebabkan dampak yang cukup besar dan menimbulkan risiko yang berbahaya.

#### 1. Parameter Percepatan Gempa

##### a. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko

Perencanaan beban gempa dilakukan dengan meninjau kategori risiko pada suatu struktur bangunan gedung dan nongedung yang sudah ditentukan oleh SNI 1726-2019 pada Tabel 3 Kategori risiko bangunan gedung dan bukan gedung untuk beban gempa halaman 24. Setelah mengetahui kategori risiko pada suatu bangunan, dapat ditentukan faktor keutamaan gempa yang kemudian perlu dikalikan dengan pengaruh gempa rencana. Faktor keutamaan gempa sudah ditentukan berdasarkan kategori risikonya seperti pada Tabel 3.2 sebagai berikut.

**Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa**

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ )
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : SNI 1726:2019

##### b. Respon Spektral Percepatan

Menentukan parameter percepatan terpetakan dilakukan dengan mengetahui nilai percepatan batuan dasar pada perioda pendek ( $S_s$ ) dan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik ( $S_1$ ). Nilai tersebut dapat diperoleh melalui situs yang disediakan oleh Kementrian Pekerjaan Umum Bagian Pusat Pengembangan dan Evaluasi Pemukiman yaitu [rsa.ciptakarya.pu.go.id](http://rsa.ciptakarya.pu.go.id).

##### c. Klasifikasi Situs

Klasifikasi situs dibagi berdasarkan tipe tanah dimana gedung akan dibangun. Pembagian tersebut terdiri dari batuan keras (SA), batuan (SB),



tanah keras dan batuan lunak (SC), tanah sedang (SD), dan tanah lunak (SE). Mengetahui tipe tanah ini, mengacu pada SNI 1726-2019, akan membantu untuk mendapatkan kriteria seismik bangunan. Klasifikasi situs tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.3 sebagai berikut.

**Tabel 3.3 Klasifikasi Situs**

<b>Kelas Situs</b>	<b>v (m/detik)</b>	<b>N atau Nch</b>	<b>s (kPa)</b>
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser niralisir $su < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $su < 50$ kPa		

Sumber SNI 1726:2019

d. Koefisien Situs

Sebelum dilakukannya penentuan respons spektral percepatan gempa maksimum (MCEr), diperlukan faktor amplifikasi getaran. Faktor ini diantaranya adalah faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran pada periode 1 detik ( $F_v$ ). Nilai faktor tersebut dapat ditentukan melalui tabel yang dapat dilihat pada Tabel 3.4 dan Tabel 3.5 sebagai berikut.

Tabel 3.4 Koefisien Situs  $F_a$ 

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko -tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$S_s^{(a)}$					

Sumber : SNI 1726-2019

Tabel 3.5 Koefisien Situs  $F_v$ 

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko -tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$					
	$S_s = 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s = 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$S_s^{(a)}$					

Sumber : SNI 1726-2019

## e. Parameter Respon Spektrum

Setelah didapatkan nilai  $F_a$  dan  $F_v$ , dilakukan perhitungan parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) serta periode 1 detik ( $S_{M1}$ ). Perhitungan dilakukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3.1)$$

$$S_{MI} = F_v S_I \quad (3.2)$$

Keterangan :

$S_s$  = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek

$S_1$  = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1,0 detik

$F_a$  = faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek

$F_v$  = faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode 1 detik

$S_{MS}$  = parameter respons spectral percepatan pada periode pendek

$S_{M1}$  = parameter respons spectral percepatan pada periode 1 detik

f. Sistem dan Parameter Struktur

Pembagian sistem struktur dilakukan berdasarkan elemen vertikal yang berperan sebagai penahan gaya gempa lateral. Nilai koefisien respons ( $R$ ), faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) dan koefisien amplifikasi defleksi ( $C_d$ ) didapatkan berdasarkan sistem struktur yang digunakan. Nilai tersebut berguna untuk menentukan gaya geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar lantai desain. Nilai faktor  $R$ ,  $\Omega_0$ , dan  $C_d$  dapat ditentukan berdasarkan Tabel 3.6 sebagai berikut.

**Tabel 3.6 Faktor  $R$   $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik**

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R	$\Omega_0$	$C_d$	Batasan sistem dan tinggi struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
<b>A. Sistem dinding penumpu</b>								
1. Dinding geser beton bertulang khusus	5	2,5	5	TB	TB	48	48	30
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2,5	4	TB	TB	TI	TI	TI
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2,5	2	TB	TI	TI	TI	TI

**Lanjutan Tabel 3.6 Faktor  $R$   $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik**

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R	$\Omega_0$	$C_d$	Batasan sistem dan tinggi struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
4. Dinding geser beton polos biasa	1,5	2,5	1,5	TB	TI	TI	TI	TI
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2,5	4	TB	TB	12 <sup>1</sup>	12 <sup>1</sup>	12 <sup>1</sup>
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2,5	3	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2,5	3,5	TB	TB	48	48	30
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3,5	2,5	2,25	TB	TB	TI	TI	TI
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2,5	1,75	TB	48	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2,5	1,75	TB	TI	TI	TI	TI
11. Dinding geser batu bata polos biasa	1,5	2,5	1,25	TB	TI	TI	TI	TI
12. Dinding geser batu bata prategang	1,5	2,5	1,75	TB	TI	TI	TI	TI
13. Dinding geser batu bata ringan (AAC) bertulang biasa	2	2,5	2	TB	10	TI	TI	TI
14. Dinding geser batu bata ringan (AAC) polos biasa	1,5	2,5	1,5	TB	TI	TI	TI	TI
15. Dinding rangka ringan (kayu) dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6,5	3	4	TB	TB	20	20	20
16. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6,5	3	4	TB	TB	20	20	20
17. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2	2,5	2	TB	TB	10	TI	TI
18. System dinding rangka ringan (baja canal dingin) menggunakan bresing strip datar	4	2	3,5	TB	TB	20	20	20

Lanjutan Tabel 3.6 Faktor  $R$   $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R	$\Omega_0$	$C_d$	Batasan sistem dan tinggi struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
<b>B. Sistem rangka bangunan</b>								
1. Rangka baja dengan breising eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
2. Rangka baja dengan breising konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
3. Rangka baja dengan breising konsentris biasa	3,25	2	3,25	TB	TB	10 <sup>1</sup>	10 <sup>1</sup>	TI <sup>1</sup>
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2,5	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2,5	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
6. Dinding geser beton polos detail	2	2,5	2	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser beton polos biasa	1,5	2,5	1,5	TB	TI	TI	TI	TI
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2,5	4,5	TB	TB	12 <sup>1</sup>	12 <sup>1</sup>	12 <sup>1</sup>
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2,5	4	TB	TI	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit dengan breising eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
11. Rangka baja dan beton komposit dengan breising konsentris khusus	5	2	4,5	TB	TB	48	48	30
12. Rangka baja dan beton komposit dengan breising konsentris biasa	3	2	3	TB	TB	TI	TI	TI
13. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	6,5	2,5	5,5	TB	TB	48	48	30
14. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	6	2,5	5	TB	TB	48	48	30
15. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	2,5	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
16. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5,5	2,5	4	TB	TB	48	48	30
17. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	2,5	4	TB	TB	TI	TI	TI
18. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2,5	2	TB	48	TI	TI	TI

**Lanjutan Tabel 3.6 Faktor  $R$   $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik**

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R	$\Omega_0$	$C_d$	Batasan sistem dan tinggi struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2,5	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1,5	2,5	1,25	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1,5	2,5	1,75	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2,5	4,5	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser atau dengan lembaran baja	7	2,5	4,5	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2,5	2,5	2,5	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2,5	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
<b>C. Sistem rangka pemikul momen</b>								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10 <sup>k</sup>	TI <sup>k</sup>	TI <sup>k</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI <sup>l</sup>	TI <sup>l</sup>	TI <sup>l</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI

**Lanjutan Tabel 3.6 Faktor R C<sub>d</sub> dan  $\Omega_0$  untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik**

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R	$\Omega_0$	C <sub>d</sub>	Batasan sistem dan tinggi struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5,5	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3,5	3	3,5	10	10	10	10	10
<b>D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan</b>								
1. Rangka baja dengan breising eksentris	8	2,5	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan breising konsentris khusus	7	2,5	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2,5	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2,5	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan breising eksentris	8	2,5	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan breising konsentris khusus	6	2,5	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7,5	2,5	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2,5	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2,5	5	TB	TB	TI	TI	TI

Lanjutan Tabel 3.6 Faktor  $R$   $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R	$\Omega_0$	$C_d$	Batasan sistem dan tinggi struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5,5	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3,5	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan breising terkekang terhadap tekuk	8	2,5	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2,5	6,5	TB	TB	TB	TB	TB
<b>E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan</b>								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2,5	5	TB	TB	10	TI	TI
2. Dinding geser beton bertulang khusus	6,5	2,5	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2,5	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3,5	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5,5	2,5	4,5	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3,5	2,5	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
8. Dinding geser beton bertulang biasa	5,5	2,5	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
<b>F. Sistem interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa</b>								
	4,5	2,5	4	TB	TI	TI	TI	TI



Lanjutan Tabel 3.6 Faktor R C<sub>d</sub> dan Ω<sub>0</sub> untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R	Ω <sub>0</sub>	C <sub>d</sub>	Batasan sistem dan tinggi struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
<b>G. Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk:</b>								
1. Sistem kolom baja dengan kantilever khusus	2,5	1,25	2,5	10	10	10	10	10
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1,25	1,25	1,25	10	10	TI <sup>1</sup>	TI <sup>1</sup>	TI <sup>1</sup>
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	2,5	1,25	2,5	10	10	10	10	10
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1,5	1,25	1,5	10	10	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1,25	1	10	TI	TI	TI	TI
6. Rangka kayu	1,5	1,5	1,5	10	10	10	TI	TI
<b>H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak terasuk sistem kolom kantilever</b>	3	3	3	TB	TB	TI	TI	TI

(Sumber : SNI 1726-2019)

## 2. Parameter Percepatan Spektral Desain

## a. Spektral Gempa Besar

Penentuan parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek (S<sub>DS</sub>) dan periode 1 detik (S<sub>D1</sub>) dapat dilakukan menggunakan rumus sebagai berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (3.4)$$

Keterangan:

$S_{DS}$  = parameter percepatan spektral desain periode pendek

$S_{D1}$  = parameter percepatan spektral desain periode 1 detik

b. Kategori Desain Seismik

Menentukan kategori desain seismik dilakukan dengan memperhatikan kategori risiko dan parameter respons spektral percepatan desain ( $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ ). Kategori ini mengacu pada Tabel 3.7 dan Tabel 3.8 sebagai berikut.

**Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik  $S_{DS}$**

Nilai $S_{DS}$	Kategori Risiko	
	I, II, atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber : SNI 1726-2019)

**Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik  $S_{D1}$**

Nilai $S_{D1}$	Kategori Risiko	
	I, II, atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{D1} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{D1} < 0,2$	C	D
$2,5 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber : SNI 1726-2019)

3. Spektrum Respon Desain

Nilai spektrum respon desain didapatkan melalui gambar grafik yang dapat dilihat pada Gambar 3.1 sebagai berikut. Grafik tersebut perlu dikembangkan berdasarkan ketentuan sebagai berikut.

- a. Untuk nilai  $T$  yang lebih kecil dari nilai  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$  harus diambil dari persamaan berikut;

$$S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 \times T/T_0) \quad (3.5)$$

- b. Untuk nilai  $T$  lebih besar dari atau sama dengan nilai  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan nilai  $T_S$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$ ;
- c. Untuk nilai  $T$  lebih besar dari nilai  $T_S$  tetapi lebih kecil dari atau sama dengan nilai  $T_L$ , respons spektral percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan berikut.

$$S_a = S_{D1}/T \quad (3.6)$$

- d. Untuk nilai  $T$  lebih besar dari nilai  $T_L$ , respons spektral percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan berikut.

$$S_a = S_{D1}T_L/T^2 \quad (3.7)$$

dengan:

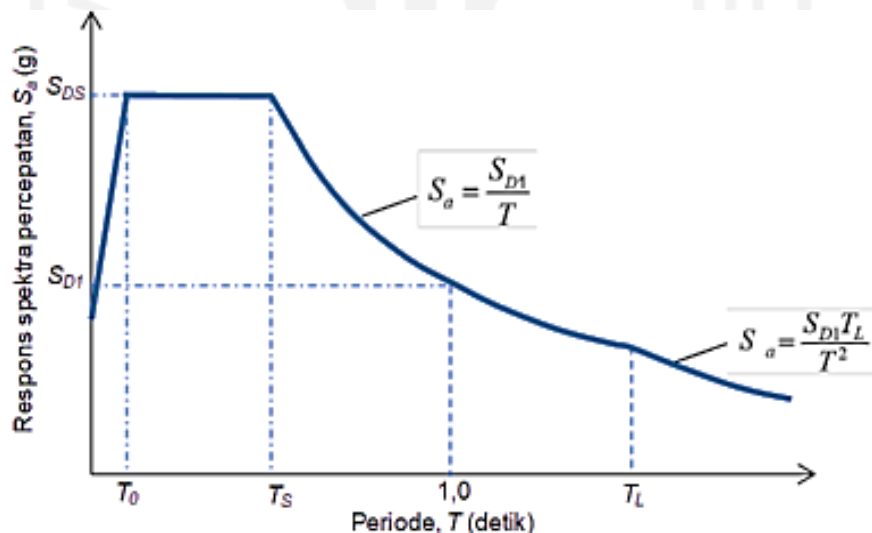
$S_{DS}$  = parameter respon spektral percepatan desain periode pendek,

$S_{D1}$  = parameter respon spektral percepatan desain periode 1 detik,

$T$  = periode getar fundamental struktur (detik)

$T_0$  =  $0,2 S_{D1}/S_{DS}$

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



**Gambar 3.1 Spektrum Respons Desain**

(Sumber : SNI 1726-2019)

#### 4. Periode Fundamental

Nilai dari periode fundamental tidak boleh melebihi koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung ( $C_u$ ) dan periode fundamental pendekatan.

Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung dapat diperoleh berdasarkan Tabel 3.9 sebagai berikut.

**Tabel 3.9 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung**

$S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber : SNI 1726-2019)

Sedangkan periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.8)$$

Keterangan:

$h_n$  = ketinggian struktur dari dasar hingga tingkat tertinggi (mm)

$C_t$  dan  $x$  = ditentukan pada Tabel 3.10 sebagai berikut.

**Tabel 3.10 Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $x$**

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

(Sumber : SNI 1726:2019)

## 5. Koefisien Respons Seismik

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.9)$$

dengan:

$C_s$  = koefisien respons seismik

$S_{DS}$  = parameter respons spektral desain dalam rentang periode pendek

$R$  = koefisien modifikasi respons

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa

Nilai  $C_s$  yang dihitung sesuai dengan persamaan (3.9) tidak perlu melebihi nilai  $C_s$  sesuai persamaan berikut ini.

a. Untuk  $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.10)$$

b. Untuk  $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

$C_s$  harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.12)$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka  $C_s$  harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.13)$$

dengan:

$S_{D1}$  = parameter percepatan respon spektral desain periode 1 detik,

$T$  = periode fundamental struktur

$S_1$  = parameter percepatan respon spektral maksimum yang dipetakan.

## 6. Gaya Geser Dasar Struktur

a. Beban Bangunan

Menghitung berat total struktur dilakukan dengan menjumlahkan beban mati, dan beban hidup secara keseluruhan pada struktur bangunan tersebut.

b. Gaya Geser Seismik

Menghitung gaya geser seismik ( $V$ ) dilakukan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$V = C_s W \quad (3.14)$$

dengan

$C_s$  = koefisien respons seismik

$W$  = berat seismik efektif (N)

7. Distribusi Beban Gempa Statik Ekuivalen

Menghitung gaya seismik lateral ( $F_x$ ) perlu dilakukan perhitungan nilai  $k$  berdasarkan nilai periode suatu bangunan yang kemudian dapat digunakan dalam perhitungan  $C_{vx}$  yang menjadi salah satu faktor pengali untuk menemukan nilai  $F_x$ .

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.15)$$

$$F_x = C_{vx} \times V \quad (3.16)$$

Mengacu kepada SNI 1726:2019 syarat menentukan nilai  $k$  adalah sebagai berikut.

- Nilai  $k = 1$  jika struktur mempunyai nilai perioda 0,5 detik atau kurang.
- Nilai  $k = 2$  jika struktur mempunyai nilai perioda 2,5 detik atau lebih.
- Nilai  $k$  sebesar 2 atau ditentukan dengan interpolasi antara 1 dengan 2 jika nilai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik.

8. *Base Shear*

Kontrol *base shear* dilakukan berdasarkan pada SNI 1726:2019 yaitu kombinasi respon untuk *base shear* ( $V_{\text{dinamik}}$ ) hasil analisis kurang dari *base shear* yang dihitung dengan metode statik ekuivalen ( $V_{\text{statik}}$ ), perlu dilakukan penskalaan dengan mengalikan dengan  $\frac{V_{\text{Statik}}}{V_{\text{Dinamik}}}$ .

### 3.1.4 Beban Notional

Bangunan dengan material baja perlu ditambahkan beban notional saat melakukan perhitungan pembebanan. Beban notional ditambahkan pada suatu struktur sebagai perwakilan efek kesalahan atau ketidaksepurnaan elemen, seperti batang baja yang akibat fabrikasi menjadi tidak lurus. Penentuan besarnya beban notional dilakukan dengan persamaan sebagai berikut.

$$N_i = 0,002\alpha Y_i \quad (3.17)$$

Keterangan

- $N_i$  = beban notional pada lantai i (N)  
 $Y_i$  = beban gravitasi pada lantai i (N)  
 $\alpha$  = 1,0 (LRFD) mengacu pada SNI 1729:2020

### 3.1.5 Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726:2019 dan SNI 1729:2020, metode LRFD khususnya struktur baja menggunakan kombinasi pembebanan sebagai berikut.

1. 1,4 D
2. 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L<sub>r</sub> atau R) + 1,0 N
3. 1,2 D + 1,6 (L<sub>r</sub> atau R) + (L atau 0,5 W) + 1,0 N
4. 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L<sub>r</sub> atau R) + 1,0 N
5. 0,9 D + 1,0 W + 1,0 N
6. 1,2 D + 1,0 E + L + 1,0 N
7. 0,9 D + 1,0 E + 1,0 N

Kombinasi f dan g memiliki pengaruh dari beban gempa (E) yang disesuaikan dengan persamaan sebagai berikut.

- a. Kombinasi f (1,2 D + 1,0 E + L + 1,0 N)

$$E = E_h + E_v \quad (3.18)$$

- b. Kombinasi g (0,9 D + 1,0 E + 1,0 N)

$$E = E_h - E_v \quad (3.19)$$

Pengaruh beban gempa vertikal ( $E_v$ ) dan horizontal ( $E_h$ ) dapat ditentukan menggunakan persamaan sebagai berikut.

- a. Gempa Horizontal ( $E_h$ )

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.20)$$

b. Gempa Vertikal ( $E_v$ )

$$E_v = 0,2 S_{DS}D \quad (3.21)$$

### 3.2 Ketidakberaturan Struktur

Pengklasifikasian suatu struktur terhadap beraturan atau tidak beraturan harus dilakukan berdasarkan kriteria yang ditentukan pada SNI 1726:2019. Konfigurasi horizontal dan vertikal dari suatu struktur dapat digunakan untuk mengklasifikasikan apakah suatu bangunan beraturan atau tidak. Pengklasifikasian dilakukan berdasarkan tipe ketidakberaturan baik secara horizontal dan vertikal. Tipe ketidakberaturan horizontal terdapat pada Tabel 3.11 sebagai berikut.

**Tabel 3.11 Ketidakberaturan Horizontal**

	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan KDS
1a.	<b>Ketidakteraturan Torsi</b> didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar 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	Tabel 3.13	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F F C, D, E, dan F F D, E, dan F B, C, D, E dan F



**Lanjutan Tabel 3.11 Ketidakberaturan Horizontal**

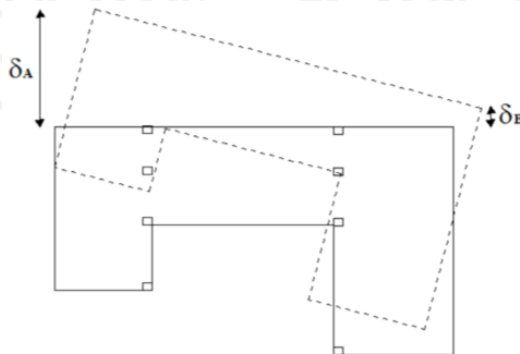
	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan KDS
1b.	<p><b>Ketidakberaturan Torsi Berlebihan</b> didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan <math>A_x = 1,0</math>, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku.</p>	Tabel 3.13	E dan F D B, C, dan D C dan D D B, C, dan D
2.	<p><b>Ketidakberaturan Sudut Dalam</b> didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.</p>	Tabel 3.13	D, E, dan F D, E, dan F
3.	<p><b>Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma</b> didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.</p>	Tabel 3.13	D, E, dan F D, E, dan F

**Lanjutan Tabel 3.11 Ketidakberaturan Horizontal**

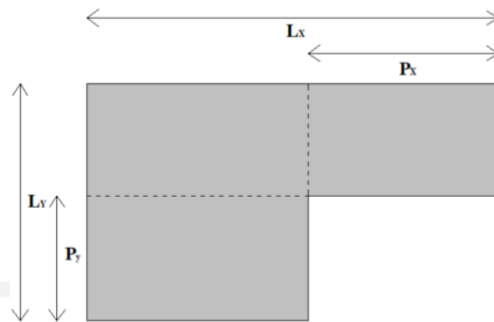
	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan KDS
4	<b>Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus</b> terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	Tabel 3.13	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	<b>Ketidakberaturan Sistem Nonparalel</b> didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	Tabel 3.13	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

(Sumber : SNI 1726:2019)

Masing-masing ketidakberaturan horizontal diatas, digambarkan seperti Gambar 3.2, Gambar 3.3, Gambar 3.4, Gambar 3.5, dan Gambar 3.6 sebagai berikut.



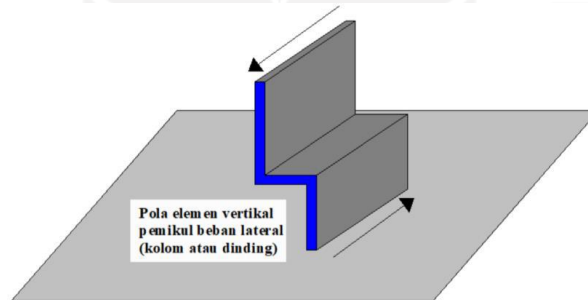
**Gambar 3.2 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b**



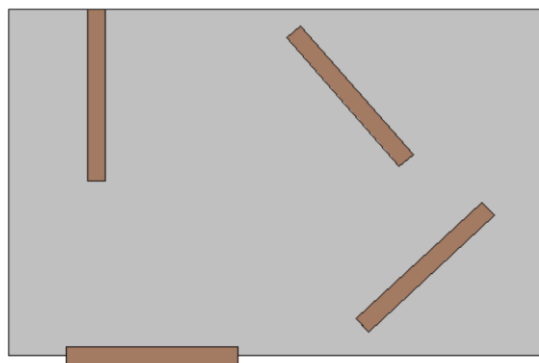
**Gambar 3.3 Ketidakberaturan Horizontal 2**



**Gambar 3.4 Ketidakberaturan Horizontal 3**



**Gambar 3.5 Ketidakberaturan Horizontal 4**



**Gambar 3.6 Ketidakberaturan Horizontal 5**

Selain ketidakberaturan horizontal, terdapat juga ketidakberaturan vertikal. Tipe ketidakberaturan vertikal dapat dilihat pada Tabel 3.12 sebagai berikut.

**Tabel 3.12 Ketidakberaturan Vertikal**

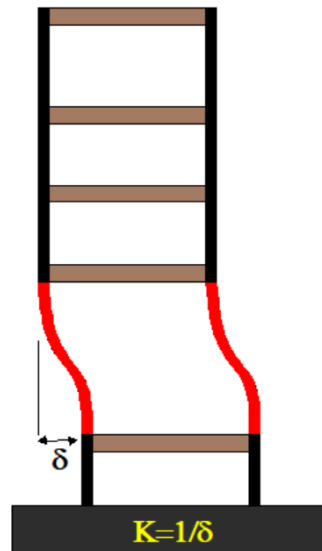
	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan KDS
1a.	<b>Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak</b> didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 3.13	D, E, dan F
1b.	<b>Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan</b> didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya	Tabel 3.13	E dan F D, E, dan F
2.	<b>Ketidakberaturan Berat (Massa)</b> didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 3.13	D, E, dan F
3.	<b>Ketidakberaturan Geometri Vertikal</b> didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 3.13	D, E, dan F

Lanjutan Tabel 3.12 Ketidakberaturan Vertikal

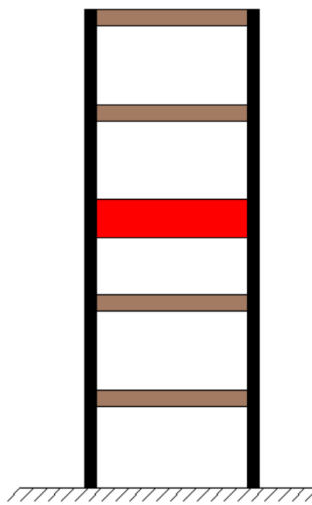
	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Pasal Referensi	Penerapan KDS
4	<p><b>Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral</b> didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya</p>	Tabel 3.13	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a	<p><b>Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat</b> didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.</p>	Tabel 3.13	E dan F D, E, dan F
5b	<p><b>Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat</b> didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.</p>	Tabel 3.13	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

(Sumber : SNI 1726:2019)

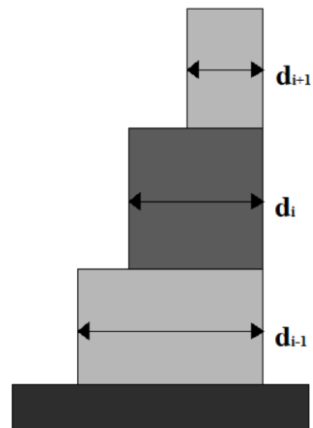
Masing-masing ketidakberaturan vertikal diatas, digambarkan seperti Gambar 3.7, Gambar 3.8, Gambar 3.9, Gambar 3.10, dan Gambar 3.11 sebagai berikut.



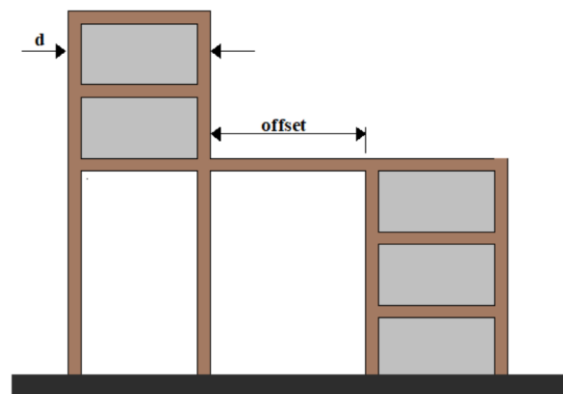
**Gambar 3.7 Ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b**



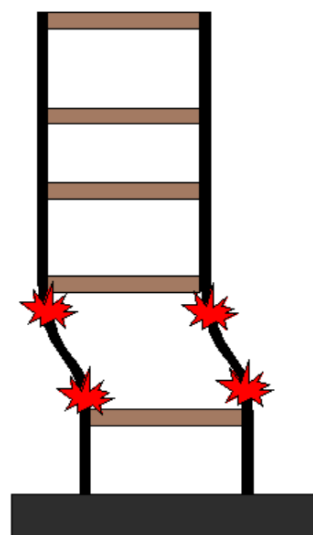
**Gambar 3.8 Ketidakberaturan Vertikal 2**



**Gambar 3.9 Ketidakberaturan Vertikal 3**



**Gambar 3.10 Ketidakberaturan Vertikal 4**



**Gambar 3.11 Ketidakberaturan Vertikal 5a dan 5b**

Prosedur analisis yang diizinkan dapat dilihat di Tabel 3.13.

**Tabel 3.13 Prosedur Analisis yang Diizinkan**

Kategori desain seismic	Karakteristik Struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 0	Analisis spektrum respon ragam pasal 0	Prosedur respons riwayat waktu seismic pasal 0
B, C	Semua struktur	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II yang tidak melebihi 2 tingkat diatas dasar	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dan ketinggiannya tidak melebihi 48,8 m	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dengan ketinggian melebihi 48,8 m dan $T < 3,5 T$	I	I	I
	Struktur dengan ketinggian tidak melebihi 48,8 m dan hanya memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 2,3,4 atau 5 atau ketidakberaturan vertikal tipe 4, 5a atau 5b	I	I	I

(Sumber : SNI 1726:2019)

### 3.3 Simpangan

#### 3.2.1 Simpangan Antar Lantai

Mengacu pada SNI 1726:2019, perhitungan simpangan antar lantai ( $\Delta$ ) dilakukan agar perbedaan defleksi pada pusat massa yang berada di atas dan di bawah tingkat diketahui. Jika ditemukan pusat massa tersebut didapatkan tidak segaris dengan arah vertikal, maka perhitungan simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat atasnya



diizinkan untuk dilakukan. Perhitungan defleksi pusat massa pada tingkat  $x$  ( $\delta_x$ ) (mm) dapat dilakukan sebagai berikut.

$$\delta_x = \frac{C_d + \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.22)$$

Keterangan

$\delta_x$  = simpangan (mm)

$C_d$  = faktor amplifikasi defleksi

$\delta_{xe}$  = defleksi pada lokasi yang disyaratkan (mm)

### 3.2.2 P-Delta

Pengaruh p-delta diatur dalam SNI 1726:2019 menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.23)$$

Keterangan

$P_x$  = beban desain vertikal total dari lantai  $x$  dan diatasya (N)

$\Delta$  = simpangan antar lantai (mm)

$I_e$  = faktor keutamaan gempa

$V_x$  = gaya geser seismic (N)

$h_{sx}$  = tinggi lantai  $x$  ke dasar (mm)

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi

## 3.4 Struktur Baja

Perencanaan struktur baja banyak digunakan karena mempertimbangkan sifat baja yaitu, memiliki daktilitas tinggi. Sifat baja ini menyebabkan bangunan yang dibangun memiliki ukuran yang lebih kecil dan berat yang lebih ringan daripada bangunan dengan struktur beton bertulang. Pelaksanaan perencanaan struktur bangunan baja dapat dilakukan dengan dua metode yaitu metode *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) dan metode *Allowable Stress Design* (ASD). Metode yang digunakan pada penelitian ini adalah metode LRFD

Menurut SNI 1729:2020, metode LRFD adalah metode yang memproporsikan komponen struktur sedemikian sehingga kekuatan desain sama

atau melebihi kekuatan perlu komponen tersebut akibat aksi kombinasi beban LRFD. Berdasarkan uraian tersebut, metode ini dilaksanakan dengan memperhatikan tegangan kerja pada struktur yang kemudian bangunan dikatakan aman jika dengan kombinasi beban yang diperlukan, kekuatan yang dimiliki oleh komponen struktural gedung tersebut sama dengan atau melebihi kekuatan yang diperlukan. Metode ini memiliki persamaan sebagai berikut.

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.24)$$

Keterangan :

$R_u$  = kekuatan perlu menggunakan kombinasi beban LRFD

$R_n$  = kekuatan nominal

$\phi$  = faktor ketahanan

$\phi R_n$  = kekuatan desain

Menurut SNI 1729:2020, metode ASD adalah Metode yang memproporsikan komponen struktur sedemikian rupa sehingga kekuatan izin sama dengan atau melebihi kekuatan perlu komponen akibat aksi kombinasi beban ASD.

#### 3.4.1 Pengecekan Kekompakan Profil

Demi memastikan tidak terjadinya tekuk lokal, perlu dilakukan pengecekan kekompakan profil. Perhitungan kekompakan profil ini berlandaskan pada SNI 1729:2015 sebagai berikut.

**Tabel 3.14 Batasan Rasio Lebar Terhadap Tebal untuk Elemen Tekan**

	Deskripsi Elemen	Rasio Lebar terhadap Tebal	Batasan Rasio Lebar terhadap Tebal	
			$\lambda_{hd}$ Komponen Struktur Daktil Tinggi	$\lambda_{md}$ Komponen Struktur Daktil Sedang
Elemen tidak diperkaku	Sayap profil I gilas panas, kanal, dan T	b/t	$0,38\sqrt{E/F_y}$	$1,0\sqrt{E/F_y}$
	Sayap profil tersusun bentuk I simetris ganda dan tunggal	b/t	$0,38\sqrt{E/F_y}$	$0,95\sqrt{k_c E/F_L}$
	Kaki siku tunggal	b/t	$0,54\sqrt{E/F_y}$	$0,91\sqrt{E/F_y}$
	Sayap semua rofil I dan kanal yang mengalami lentur terhadap sumbu lemah	b/t	$0,38\sqrt{E/F_y}$	$1,0\sqrt{E/F_y}$
	Badan T	d/t	$0,84\sqrt{E/F_y}$	$1,52\sqrt{E/F_y}$
Elemen tidak diperkaku	Badan profil I simetris ganda dan kanal	h/t <sub>w</sub>	$3,76\sqrt{E/F_y}$	$5,7\sqrt{E/F_y}$
	Badan profil I simetris tunggal	h <sub>c</sub> /t <sub>w</sub>	$\frac{h_c}{h_p}\sqrt{E/F_y}$ $\left(0,54\frac{M_p}{M_y} - 0,09\right)^2$	$5,7\sqrt{k_c E/F_L}$

Sumber : SNI 1729:2020

**Lanjutan Tabel 3.14 Batasan Rasio Lebar Terhadap Tebal untuk Elemen Tekan**

	Deskripsi Elemen	Rasio Lebar terhadap Tebal	Batasan Rasio Lebar terhadap Tebal	
			$\lambda_{hd}$ Komponen Struktur Daktil Tinggi	$\lambda_{md}$ Komponen Struktur Daktil Sedang
Elemen tidak diperkaku	Sayap PSR persegi panjang	b/t	$1,12 \sqrt{E/F_y}$	$1,4 \sqrt{E/F_y}$
	Pelat penutup sayap dan pelat diafragma antara baris-baris pengencang atau las	b/t	$1,12 \sqrt{E/F_y}$	$1,4 \sqrt{E/F_y}$
	Badan PSR persegi panjang dan boks	h/t	$2,42 \sqrt{E/F_y}$	$5,7 \sqrt{E/F_y}$
	PSR bundar	D/t	$0,07 \sqrt{E/F_y}$	$0,31 \sqrt{E/F_y}$
	Sayap penampang boks	b/t	$1,12 \sqrt{E/F_y}$	$1,49 \sqrt{E/F_y}$

Sumber : SNI 1729:2020

### 3.4.2 Perhitungan Kuat Lentur

Perencanaan balok pada struktur bangunan umumnya dilakukan dengan perencanaan struktur lentur. Perencanaan ini menggunakan profil baja IWF. Perhitungan kuat lentur menurut SNI 1729:2020 harus memperhatikan kondisi batas sebagai berikut.

#### 1. Material leleh (momen plastis)

Berdasarkan SNI 1729:2020, perhitungan momen plastis dilakukan dengan persamaan sebagai berikut.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (3.25)$$

Keterangan:

$M_p$  = momen plastis (Nmm)

$F_y$  = tegangan leleh minimum (MPa)

$Z_x$  = modulus penampang elastis terhadap sumbu x ( $\text{mm}^3$ )

#### 2. Tekuk torsi lateral

Berdasarkan SNI 1729:2020, berdasarkan jaraknya, analisa tekuk torsi lateral dibagi menjadi 3 yaitu

- a. Apabila  $L_b \leq L_p$ , keadaan batas tekuk torsi lateral tidak berlaku
- b. Apabila  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.26)$$

- c. Apabila  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} \times S_x \leq M_p \quad (3.27)$$

Persamaan diatas perlu dihitung menggunakan nilai tegangan kritis ( $F_{cr}$ ) yang dapat ditentukan dengan persamaan berikut.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (3.28)$$

Sebelum menghitung nilai  $F_{cr}$ , perlu dilakukan perhitungan  $C_b$  dengan menggunakan persamaan berikut.

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{12,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (3.29)$$

$L_b$  = panjang antara titik-titik, baik terbreis terhadap perpindahan lateral sayap tekan atau terbreis terhadap punter penampang melintang (mm)

$E$  = modulus elastisitas baja = 200.000 MPa

$J$  = konstanta torsi (mm<sup>4</sup>)

$S_x$  = modulus penampang elastis terhadap sumbu x (mm<sup>3</sup>)

$h_o$  = jarak antara titik berat sayap (mm)

### 3.4.3 Perhitungan Kuat Geser

#### 1. Beban seismic horizontal

Sebagaimana dijelaskan pada SNI 7860:2020,  $V_u$  perlu ditentukan menggunakan efek beban seismik terbatas-kapasitas. Perhitungan beban seismik horizontal ( $E_{cl}$ ) dilakukan berdasarkan persamaan sebagai berikut.

$$E_{cl} = \frac{2(I, IR_y M_p)}{L_b} \quad (3.30)$$

Keterangan

$R_y$  = Rasio tegangan leleh terekspektasi terhadap  $F_y$

#### 2. Kuat geser nominal

Kekuatan geser izin dapat dihitung menggunakan persamaan yang diatur pada SNI 1729:2020. Persamaan tersebut adalah sebagai berikut.

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} \quad (3.31)$$

Keterangan

$F_y$  = Tegangan leleh minimum (MPa)

$A_w$  = Luas badan (mm<sup>2</sup>)

$C_{v1}$  = Koefisien kuat geser badan

Menentukan nilai  $C_{v1}$  memerlukan beberapa tahapan perhitungan sesuai dengan ketentuan berdasarkan komponen struktur profil yang akan dihitung.

Ketentuan perhitungan nilai  $C_{v1}$  adalah sebagai berikut.

- a. Badan komponen struktur profil-I gilas panas dengan  $\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$C_{v1} = 1,0$$

b. Semua komponen struktur profil-I lain dan kanal

$$1) \text{ Jika } \frac{h}{tw} \leq 1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \text{ maka,}$$

$$C_{v1} = 1,0$$

$$2) \text{ Jika } \frac{h}{tw} > 1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}} \text{ maka,}$$

$$C_{v1} = \frac{1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}}{\frac{h}{tw}} \quad (3.32)$$

Keterangan

$h$  = Jarak bersih antara sayap (mm)

$k_v$  = Koefisien tekuk geser pelat badan

Menentukan nilai  $k_v$  dilakukan berdasarkan ada atau tidaknya pengaku transversal. Berikut persamaan yang dapat digunakan untuk menghitung nilai  $k_v$ .

a. Tanpa pengaku transversal

$$k_v = 5,34$$

b. Dengan pengaku transversal

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (3.33)$$

Keterangan

$a$  = Jarak bersih antara pengaku transversal (mm)

#### 3.4.4 Perhitungan Kuat Tekan

1. Panjang efektif

Berdasarkan SNI 1729:2020, rasio kelangsingan efektif ( $L_c / r$ ) tidak melebihi 200 untuk komponen struktur yang didesain berdasarkan tekan. Sehingga nilai faktor panjang efektif ( $K$ ) dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \quad (3.34)$$

Keterangan

L = panjang tak terbreis lateral (mm)

r = radius girasi (mm)

Nilai faktor panjang efektif perlu dihitung berdasarkan nomogram berdasarkan nilai  $G_A$  dan  $G_B$ . Nilai  $G_A$  dan  $G_B$  dapat dihitung dengan menggunakan rumus (3.35) dan (3.36). Gambar nomogram nilai faktor panjang efektif untuk gedung dengan breising dan tanpa breising dapat dilihat pada Gambar 3.12 dan Gambar 3.13 sebagai berikut.

$$G_A = \frac{\sum(I_{cA} / L_{cA})}{\sum(I_{bA} / L_{bA})} \quad (3.35)$$

$$G_B = \frac{\sum(I_{cB} / L_{cB})}{\sum(I_{bB} / L_{bB})} \quad (3.36)$$

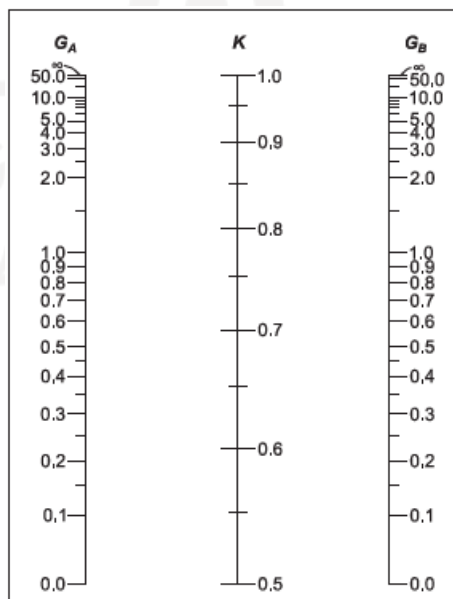
Keterangan :

$I_{CA/B}$  = Inersia kolom ( $\text{mm}^4$ )

$I_{BA/B}$  = Inersia balok ( $\text{mm}^4$ )

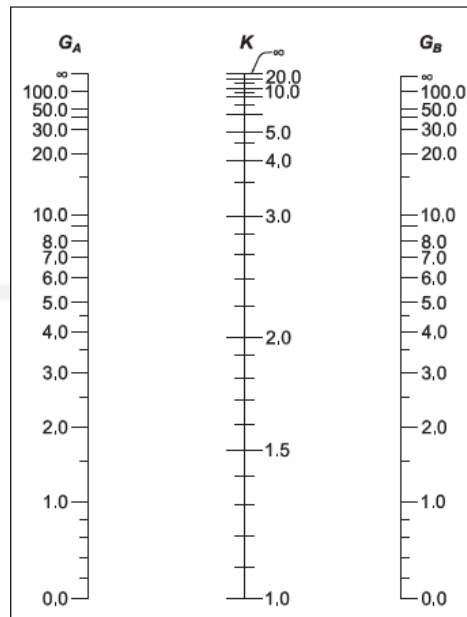
$L_{CA/B}$  = Panjang kolom (mm)

$L_{BA/B}$  = Panjang balok (mm)



**Gambar 3.12 Nomogram Panjang Efektif Gedung dengan Breising**





**Gambar 3.13 Nomogram Panjang Efektif Gedung Tanpa Breising**

2. Tekuk lentur

Berdasarkan SNI 1729:2020, penentuan kuat tekan nominal ( $P_n$ ) dilakukan berdasarkan keadaan batas berupa tekuk lentur. Kuat tekan nominal ( $P_n$ ) dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$P_n = F_{cr}A_g \quad (3.37)$$

Sedangkan nilai tegangan kritis ( $F_{cr}$ ) sendiri dapat ditentukan dengan persamaan berikut.

a. Bila  $\frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  (atau  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$ )

$$F_{cr} = \left( 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (3.38)$$

b. Bila  $\frac{L_c}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  (atau  $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$ )

$$F_{cr} = 0,877F_e \quad (3.39)$$

Serta nilai tegangan tekuk elastis ( $F_e$ ) dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad (3.40)$$

Keterangan

$A_g$  : luas penampang melintang bruto komponen struktur ( $\text{mm}^2$ )

$E$  : modulus elastisitas baja (200.000MPa)

$F_e$  : tegangan tekuk elastis (MPa)

$F_y$  : tegangan leleh minimum (MPa)

$r$  : radius girasi (mm)

3. Tekuk torsi dan tekuk torsi-lentur

Berdasarkan SNI 1729:2020, penentuan kuat tekan nominal ( $P_n$ ) dilakukan berdasarkan keadaan batas berupa tekuk torsi dan tekuk torsi-lentur. Kuat tekan nominal ( $P_n$ ) dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.41)$$

Persamaan diatas menggunakan nilai  $F_{cr}$  sesuai dengan persamaan (3.38) atau (3.39) dengan menggunakan tegangan tekuk elastis torsi atau torsi lentur ( $F_e$ ) yang ditentukan dengan persamaan sebagai berikut.

- a. Untuk komponenstruktur simetris ganda yang mengalami torsi terhadap pusat geser

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{I}{I_x + I_y} \quad (3.42)$$

- b. Untuk komponen struktur simetris tunggal yang mengalami torsi terhadap pusat geser dengan y adalah sumbu simetri

$$F_e = \left( \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey} F_{ez} H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (3.43)$$

Jika komponen struktur yang digunakan adalah simetris tunggal dengan sumbu x sebagai sumbu simetrinya,  $F_{ey}$  dapat diganti dengan  $F_{ex}$ .

- c. Untuk komponen struktur asimetris yang mengalami torsi terhadap pusat geser,  $F_e$  adalah akar terendah dari persamaan pangkat tiga

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e + F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_0}{r_0}\right)^2 = 0 \quad (3.44)$$

Untuk mencari nilai  $F_{ex}$ ,  $F_{ey}$  dan  $F_{ez}$  dapat menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{r_x}\right)^2} \quad (3.45)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{r_y}\right)^2} \quad (3.46)$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 EC_w}{L_{cz}^2} + GJ\right) \frac{I}{A_g r_0^2} \quad (3.47)$$

Keterangan :

$C_w$  : konstanta pilin ( $\text{mm}^6$ )

$G$  : modulus elastisitas geser baja (77.200 MPa)

$H$  : Konstanta lentur ( $H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2}$ )

$I_x, I_y$  : momen inersia terhadap sumbu ( $\text{mm}^4$ )

$J$  : konstanta torsi ( $\text{mm}^4$ )

$L_{cx}, L_{cy}, L_{cz}$  : panjang efektif komponen struktur untuk tekuk terhadap sumbu. (KL)

$K_x, K_y, K_z$  : faktor panjang efektif untuk tekuk terhadap sumbu

$L_x, L_y, L_z$  : panjang efektif komponen struktur untuk tekuk terhadap sumbu (mm)

$r_0$  : radius girasi polar terhadap pusat geser (mm)

$$r_0^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

$r_x, r_y$  : radius girasi terhadap sumbu (mm)

$x_o, y_o$  : koordinat pusat geser yang dinyatakan dalam sumbu berat (mm)

#### 4. Desain LRFD komponen struktur balok-kolom

Mengacu pada SNI 1729:2020, komponen struktur simetris ganda serta komponen simetris tunggal mengalami interaksi lentur dan gaya tekan. Perhitungan interaksi ini perlu dibatasi dengan persamaan berikut.

a. Apabila  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.48)$$

b. Apabila  $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.49)$$

Keterangan:

$P_r$  = kekuatan aksial perlu (N)

$P_c$  = kekuatan aksial tersedia (N)

$M_r$  = kekuatan lentur perlu (Nmm)

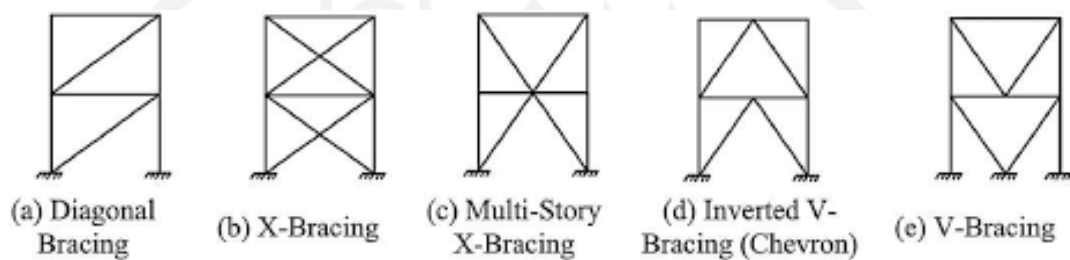
$M_c$  = kekuatan lentur tersedia (Nmm)

### 3.5 Breising

Struktur baja relatif lebih efisien dibanding struktur beton. Akan tetapi, respon struktur akan membesar pada struktur yang tinggi dan cenderung langsing. Akibat dari membesarnya respon struktur adalah momen yang terjadi pada struktur juga ikut membesar, sehingga mendorong untuk penggunaan profil yang lebih besar juga. Hal ini bisa diantisipasi dengan menambah pengaku (breising). Breising mampu menahan deformasi lateral akibat gempa yang terjadi pada suatu struktur. Perencanaan breising, karena gaya gempa bersifat bolak-balik (siklik), didasarkan pada gaya aksial maksimum baik tarik maupun tekan. Secara umum, perhitungan breising sama dengan perhitungan kolom, akan tetapi terdapat perbedaan dari nilai panjang efektif.

### 3.5.1 Sistem Rangka Breising Konsentrik (SRBK)

Portal penahan momen (*moment resisting frame*) sebagaimana namanya, dirancang hanya agar untuk menahan momen. Kemudian dikembangkanlah sistem rangka breising konsentrik dengan tujuan memperoleh kekakuan yang baik dan memiliki kemampuan menahan gaya lateral.



Terdapat dua jenis sistem rangka breising konsentrik, antara lain

#### 1. Sistem Rangka Breising Konsentrik Biasa

Sistem ini didesain agar ketika struktur mengalami gaya yang berasal dari gaya gempa, struktur memiliki kapasitas dalam menahan deformasi inelastic yang terbatas.

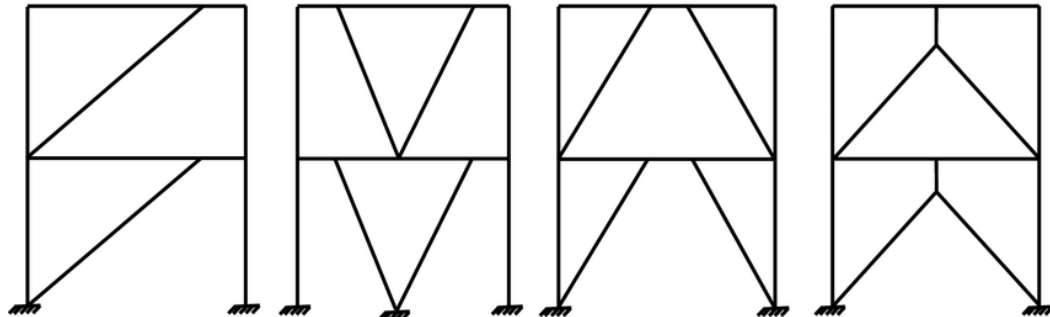
#### 2. Sistem Rangka Breising Konsentrik Khusus

Sistem ini didesain memiliki daktilitas yang lebih besar daripada sistem rangka breising konsentrik biasa dan memiliki kekakuan aksial kolom dan kekakuan aksial breising. Dengan begitu, breising yang didesain mengalami tekan, juga mampu mengalami tekuk untuk mengantisipasi pergerakan gaya gempa yang bolak-balik.

### 3.5.2 Sistem Rangka Breising Eksentrik (SRBE)

Perencanaan portal baja dengan menggunakan sistem rangka breising eksentrik akan menyisakan jarak tertentu (eksentrisitas) pada balok. Hal ini terjadi karena pada sistem rangka breising eksentrik, baja yang berperan sebagai breising dipasang tidak dari ujung pertemuan kolom dan balok hingga pertemuan kolom dan balok yang lain. Bagian yang disisakan inilah yang disebut *link*. Pada bagian ini, tidak diperbolehkan adanya lubang, baut, dan *shot pins* pada daerah sayap karena *link* merupakan daerah terproteksi (*protected zone*). *Link* didesain sebagai bagian terlemah, melebihi kolom, breising, dan balok diluar *link*. Perencanaan yang

dilakukan ini, menyebabkan perilaku plastis hanya terbatas pada *link* saja. Terdapat beberapa macam konfigurasi untuk breising eksentrik, antara lain sebagai berikut.



(a) D-Braced EBF (b) V-Braced EBF (c) K-Braced EBF (d) EBF with vertical link

### 3.5.3 Sistem Rangka Tahan Tekuk

*Buckling Restrained Braced* atau disebut breising penahan tekuk didesain dengan memberi selimut pada breising. Selimut ini berfungsi sebagai penahan tekuk yang terjadi. Oleh karena itu, pemberian selimut tidak dilakukan secara menyeluruh, melainkan pada bagian tertentu dan menyisakan bagian yang memiliki sifat elastis untuk menahan leleh.

## 3.6 Sambungan

Sambungan merupakan bagian yang sangat penting pada perencanaan dengan struktur baja. Kegagalan struktur secara keseluruhan akan terjadi apabila kegagalan pada sambungan terjadi. Diperlukan adanya sambungan apabila

1. Panjang batang tidak cukup
2. Menyalurkan gaya antar bagian, misalnya antara kolom dan balok
3. Diperlukan pelat simpul pada struktur rangka batang sebagai media penyambung
4. Diperlukan untuk membentuk sendi gerber
5. Digunakan untuk membentuk batang tersusun
6. Terdapat perubahan dimensi penampang

Apabila didasarkan pada kemampuan batang-batang sambungan untuk berotasi, sambungan dibagi menjadi tiga jenis yaitu

### 3.6.1 Sambungan Sederhana

Sambungan sederhana bekerja untuk memindahkan gaya lintang/geser ke batang lain, sebagai contoh dari balok ke kolom. Rotasi yang terjadi pada ujung batang relatif besar karena derajat pengekangan ujung batang kurang dari 20% terhadap kapasitas pencegahan perubahan sudut. Pada perhitungan, sambungan sederhana dianggap sebagai tumpuan sendi.

### 3.6.2 Sambungan Kaku

Sudut antara batang yang disambung pada sambungan kaku relatif tidak akan berubah pada saat diberi beban. Pengekangan rotasi lebih dari 90% terhadap kapasitas pencegahan perubahan sudut dan dapat dikatakan relatif besar.

### 3.6.3 Sambungan Semi Kaku

Sambungan semi kaku memiliki derajat pengekangan rotasi antara 20% hingga 90% terhadap kapasitas pencegahan perubahan sudut. Akan tetapi, derajat pengekangan rotasi ini nilainya tidak mudah ditentukan. Oleh karena itu, metode ini jarang digunakan.

## BAB IV METODE PENELITIAN

### 4.1 Data Penelitian

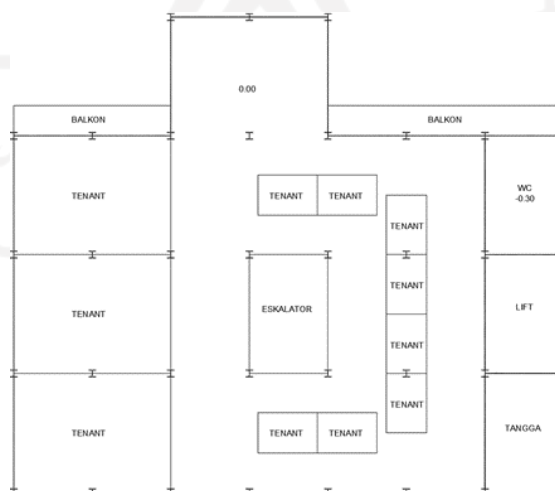
Penelitian ini dilakukan terhadap bangunan sebagai berikut.

**Tabel 4.1 Data Penelitian**

No	Parameter	Nilai
1	Fungsi bangunan	Mal
2	Letak bangunan	Yogyakarta
3	Jenis tanah dasar	Sedang
4	Jumlah Lantai	8
5	Luas Tanah	1.840 m <sup>2</sup>
6	Luas Bangunan	5.050 m <sup>2</sup>

### 4.2 Denah Penelitian

Penelitian dilakukan dengan acuan denah seperti pada Gambar 4.1 untuk lantai 1 hingga lantai 2. Denah lebih jelas dapat dilihat pada Lampiran 1



**Gambar 4.1 Denah Mall**



### 4.3 Tahapan Penelitian

Tahapan – tahapan yang dilakukan pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

#### 1. Studi Literatur

Sebagai pertimbangan penulisan, dilakukan studi literatur yang berasal dari jurnal-jurnal dan tugas akhir terdahulu. Jurnal dan tugas akhir yang digunakan memiliki rentang waktu penelitian 5 tahun kebelakang. Hal ini dilakukan supaya data yang didapat lebih optimal dan lebih relevan dengan aturan-aturan terbaru supaya dapat memaksimalkan penelitian yang dilaksanakan.

#### 2. *Preliminary Design* dan Permodelan Struktur

Dilakukan perhitungan awal guna didapatkan estimasi berkenaan dengan jenis dan mutu material serta dimensi penampang elemen struktur. Setelah diketahuinya deskripsi material yang digunakan, dilakukan penggambaran struktur bangunan gedung menggunakan aplikasi SAP 2000.

#### 3. Analisa Pembebanan

Setelah dilakukan penggambaran *preliminary design*, pembebanan struktur dimasukkan kedalam gambar struktur bangunan pada aplikasi SAP 2000. Beban yang digunakan didapat berdasarkan SNI 1727:2020 untuk pembebanan mati dan hidup, SNI 1726:2019 untuk beban gempa, serta SNI 1729:2020 untuk beban notional. Selanjutnya dilakukan *running program* guna mendapatkan output analisa berupa berat bangunan, gaya geser, dan periode dari struktur bangunan gedung.

#### 4. Analisis Desain Elemen

Dilakukan analisis terhadap desain bangunan yang kemudian akan dapat ditentukan apakah struktur beraturan atau tidak beraturan. Analisis dilanjutkan untuk mendapatkan respon struktur berupa simpangan dan p-delta sebagaimana diatur pada SNI 1726:2019, serta mendapatkan elemen struktur baja yang sesuai untuk digunakan sebagaimana diatur pada SNI 1729:2020 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural dan SNI 7860:2020 tentang Ketentuan Seismik untuk Bangunan Gedung Baja Struktural. Hasil dari perencanaan yang dilakukan kemudian di-*input* pada aplikasi SAP 2000 dan dilakukan *running program* sehingga dapat diketahui

profil baja dan konfigurasi yang efektif berdasarkan sistem rangka baja dengan breising eksentris. Jika hasil perhitungan yang didapatkan masih belum memenuhi kriteria yang harus dipenuhi, permodelan perlu dilakukan ulang hingga tercapai bangunan yang kuat dan aman.

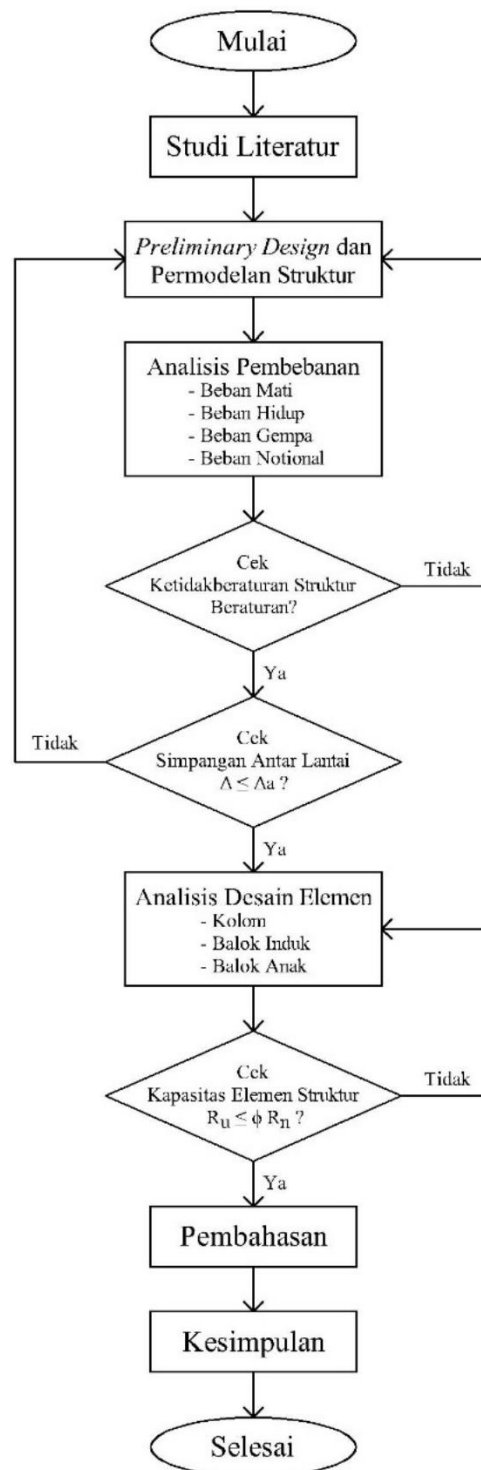
5. Pembahasan

Dilakukan pembahasan berdasarkan hasil yang didapatkan oleh *output* aplikasi SAP 2000 mengenai kapasitas struktur bangunan gedung.

6. Membuat Kesimpulan

Didapatkan kesimpulan berdasarkan penelitian yang dilakukan.





**Gambar 4.3 Flowchart Penelitian**

## BAB V

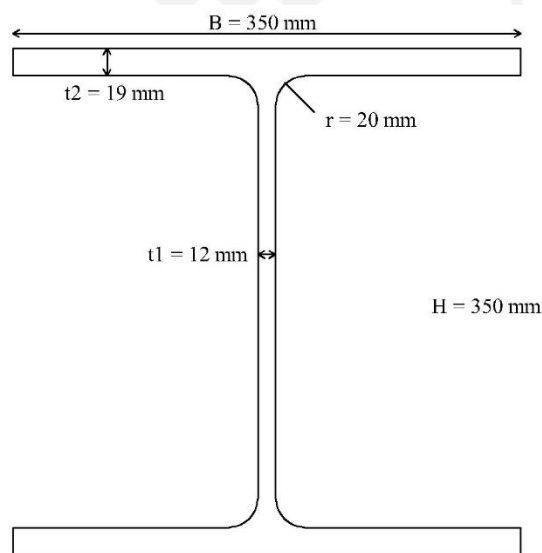
### PEMBAHASAN

#### 5.1 Preliminary Design

Pelaksanaan analisis struktur perlu diawali dengan penentuan profil struktur yang digunakan. Penentuan profil struktur yang digunakan dalam penelitian ini dilakukan berdasarkan trial yang dilakukan hingga diperoleh profil yang mampu menopang bangunan yang diteliti. Berikut adalah profil struktur yang digunakan pada penelitian ini.

##### 5.1.1 Profil Kolom

Kolom yang digunakan dalam penelitian ini menggunakan profil HWF berukuran  $350 \times 350$  mm. penampang profil baja tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.1 sebagai berikut.



**Gambar 5.1 Penampang Profil HWF 350×350**

$$F_y = 400 \text{ MPa}$$

$$F_u = 540 \text{ MPa}$$

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

$$A_g = 17390 \text{ mm}^2$$

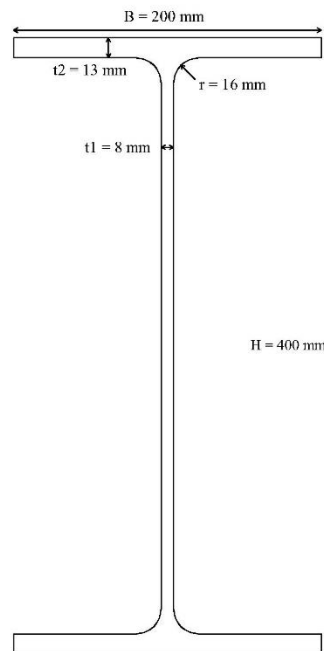
$$I_x = 403000000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 136000000 \text{ mm}^4$$

H	= 600 mm	$r_x$	= 152 mm
B	= 300 mm	$r_y$	= 88,4 mm
T2	= 19 mm	$S_x$	= 2300000 mm <sup>3</sup>
T1	= 12 mm	$S_y$	= 776000 mm <sup>3</sup>
r	= 20 mm	$\phi$	= 0,9

### 5.1.2 Profil Balok Induk

Balok induk dalam penelitian ini menggunakan profil IWF berukuran 400 × 200 mm. penampang profil baja tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.2 sebagai berikut.

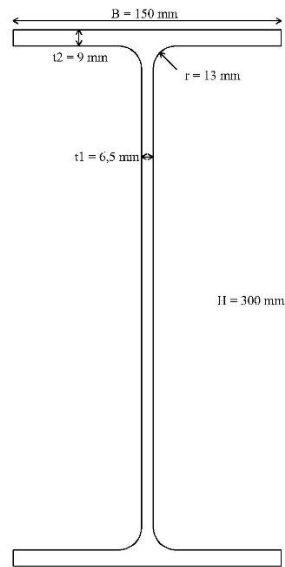


**Gambar 5.2 Penampang Profil IWF 300×150**

$F_y$	= 400 MPa	$A_g$	= 8412 mm <sup>2</sup>
$F_u$	= 540 MPa	$I_x$	= 237000000 mm <sup>4</sup>
E	= 200000 MPa	$I_y$	= 17400000 mm <sup>4</sup>
H	= 400 mm	$r_x$	= 168 mm
B	= 200 mm	$r_y$	= 45,4 mm
T2	= 13 mm	$S_x$	= 1190000 mm <sup>3</sup>
T1	= 8 mm	$S_y$	= 174000 mm <sup>3</sup>
r	= 16 mm	$\phi$	= 0,9

### 5.1.3 Profil Balok Anak

Balok anak dalam penelitian ini menggunakan profil IWF berukuran  $300 \times 150$  mm. penampang profil baja tersebut dapat dilihat pada Gambar ... sebagai berikut.

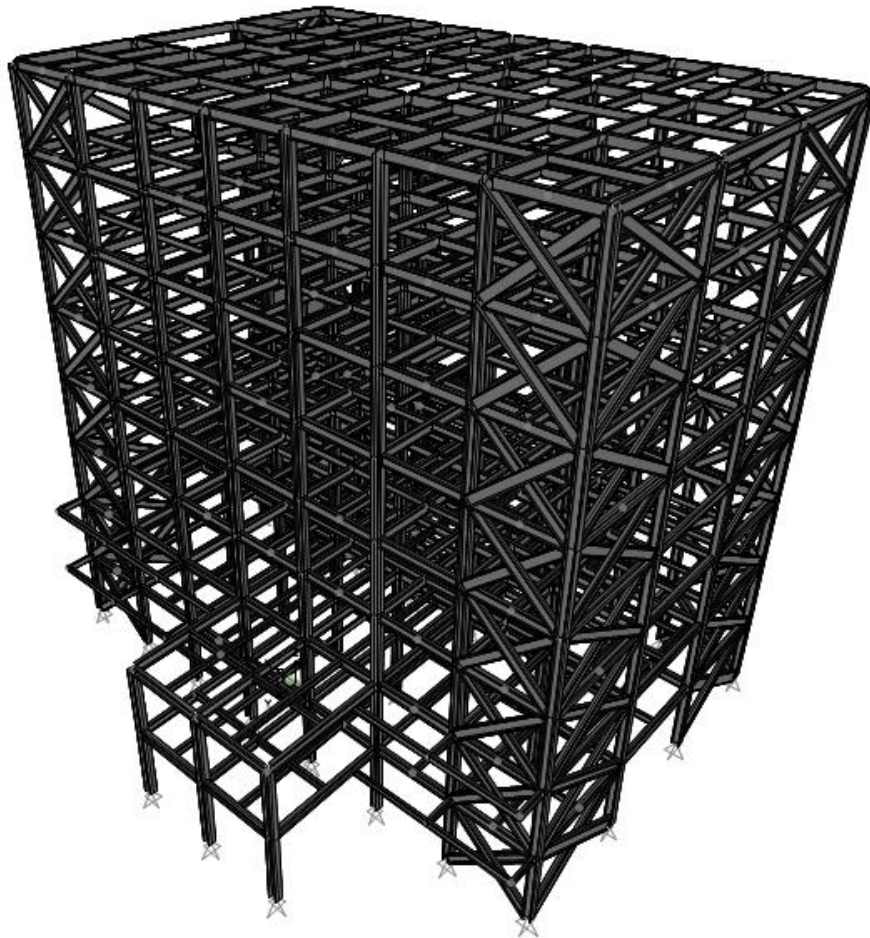


**Gambar 5.3 Penampang Profil IWF 300×150**

$F_y$	$= 400$ MPa	$A_g$	$= 4678$ mm <sup>2</sup>
$F_u$	$= 540$ MPa	$I_x$	$= 72100000$ mm <sup>4</sup>
$E$	$= 200000$ MPa	$I_y$	$= 5080000$ mm <sup>4</sup>
$H$	$= 300$ mm	$r_x$	$= 124$ mm
$B$	$= 150$ mm	$r_y$	$= 32,9$ mm
$T_2$	$= 9$ mm	$S_x$	$= 481000$ mm <sup>3</sup>
$T_1$	$= 6,5$ mm	$S_y$	$= 67700$ mm <sup>3</sup>
$r$	$= 13$ mm	$\phi$	$= 0,9$

## 5.2 Permodelan Struktur dengan SAP 2000

Menggunakan profil baja yang sudah direncanakan pada *preliminary design* dilakukan permodelan struktur menggunakan aplikasi SAP 2000 v22 yang dapat dilihat pada Gambar 5.4 sebagai berikut.



**Gambar 5.4 Model 3D Gedung Mal**

### **5.3 Perhitungan Pembebanan**

#### **5.3.1 Beban Mati**

##### **1. Beban mati pada lantai**

$$\begin{aligned} \text{Pelat lantai} &= 0,125\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 \times 0,00981 \\ &= 2,943\text{kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kramik} &= 63\text{kg/m}^2 \times 0,00981 \\ &= 0,618\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lapis Spesi} = 0,63\text{kg/m}^2/\text{cm tebal} \times 0,00981$$

$$= 0,618 \text{ kN/m}^2$$

Lapis Pasir  $= 80 \text{ kg/m}^2 / \text{cm tebal} \times 0,00981$

$$= 0,7848 \text{ kN/m}^2$$

Rangka plafond  $= 5 \text{ kg/m}^2 \times 0,00981$

$$= 0,04905 \text{ kN/m}^2$$

Plafond  $= 9 \text{ kg/m}^2 \times 0,00981$

$$= 0,08829 \text{ kN/m}^2$$

Mekanikal Elektrikal  $= 30 \text{ kg/m}^2 \times 0,00981$

$$= 0,2943 \text{ kN/m}^2$$

Partisi  $= 100 \text{ kg/m}^2 \times 0,00981$

$$= 0,981 \text{ kN/m}^2$$

Beban mati lantai  $= 2,943 + 0,618 + 0,785 + 0,049 + 0,088 +$

$$0,294 + 0,918$$

$$= 5,925 \text{ kN/m}^2$$

2. Beban mati input  $= \text{Beban mati} - \text{beban pelat}$

$$= 5,925 - 2,943$$

$$= 2,982 \text{ kN/m}^2$$

3. Beban Mati pada atap

Pelat atap  $= 100 \text{ mm} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,00981$

$$= 2,35 \text{ kN/m}^2$$



$$\begin{aligned} \text{Lapis Spesi} &= 1\text{cm} \times 21\text{kg/m}^2 \times 0,00981 \\ &= 0,206\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lapis Pasir} &= 5\text{cm} \times 1600\text{kg/m}^3 \times 0,00981 \\ &= 0,7848\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Plafond dan Lampu} &= 20\text{ kg/m}^2 \times 0,00981 \\ &= 0,1962\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

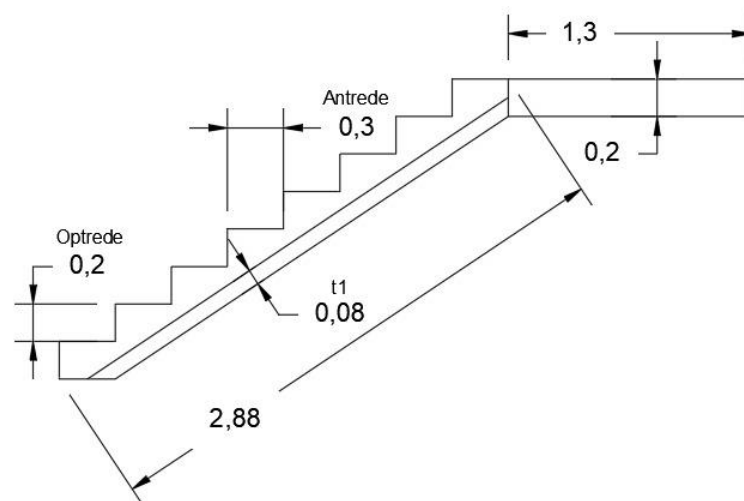
$$\begin{aligned} \text{Lapisan } \textit{waterproof} &= 5\text{ kg/m}^2 \times 0,00981 \\ &= 0,049\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati atap} &= 2,35 + 0,206 + 0,748 + 0,1962 + 0,049 \\ &= 3,59\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4. \text{ Beban mati input} &= \text{Beban mati atap} - \text{beban pelat} \\ &= 3,59 - 2,35 \\ &= 1,236\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5. Beban mati pada tangga

Tangga pada penelitian ini dimodelkan menjadi satu dengan model gedung 3D. Perhitungan tangga dibagi menjadi bordes dan tangga.



**Gambar 5.5 Model Tangga**

## a. Tangga 1

$$\begin{aligned}
 \text{Antrede} &= 0,3 \text{ m} \\
 \text{Optrede} &= 0,2 \text{ m} \\
 \text{Jumlah} &= 8 \text{ buah} \\
 \text{Lebar} &= 2 \text{ m} \\
 \text{L Bordes} &= 1,3 \text{ m} \\
 \text{L Tangga} &= 4,184 \text{ m} \\
 \text{Tebal} &= 0,2 \text{ m} \\
 t_1 &= \frac{1}{2} \text{ Optrede} \cos \alpha \\
 &= \frac{1}{2} 0,2 \cos 33,69 \\
 &= 0,0832 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan beban mati tambahan pada plat tangga adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat tangga} &= \text{Lebar} \times t_1 \times 24 \\
 &= 2 \times 0,0832 \times 24 \\
 &= 3,994 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## b. Tangga 2

$$\begin{aligned}
 \text{Antrede} &= 0,3 \text{ m} \\
 \text{Optrede} &= 0,225 \text{ m} \\
 \text{Jumlah} &= 18 \text{ buah} \\
 \text{Lebar} &= 2 \text{ m} \\
 \text{L Bordes} &= 2 \text{ m} \\
 \text{L Tangga} &= 6,435 \text{ m} \\
 \text{Tebal} &= 0,28 \text{ m} \\
 t_1 &= \frac{1}{2} \text{ Optrede} \cos \alpha \\
 &= \frac{1}{2} 0,225 \cos 33,69 \\
 &= 0,09 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan beban mati tambahan pada plat tangga adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat tangga} &= \text{Lebar} \times t_1 \times 24 \\
 &= 2 \times 0,09 \times 24 \\
 &= 4,32 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### 5.3.2 Beban Hidup

1. Beban hidup di semua ruangan  
Fungsi ruangan sebagai koridor = 6 kN/m<sup>2</sup>
2. Beban hidup atap = 0,96 kN/m<sup>2</sup>
3. Beban hidup lift = 0,68 kN/m<sup>2</sup>

### 5.3.3 Beban Dinding

$$\begin{aligned} \text{Beban Bata} &= \text{Berat bata} \times \text{tinggi} \times \text{angka reduksi} \\ &= 1,962 \times 3,5 \times 70\% \\ &= 4,8069 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Spesi} &= \text{Berat spesi} \times \text{tinggi} \times \text{tebal spesi} \times \text{angka reduksi} \\ &= 0,206 \times 3,5 \times 6 \times 70\% \\ &= 3,028 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban dinding} &= \text{Beban bata} + \text{beban spesi} \\ &= 4,8069 + 3,028 \end{aligned}$$

### 5.3.4 Beban Gempa

#### 1. Parameter Percepatan Gempa

##### a. Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko

Nilai faktor keutamaan gempa dapat diketahui melalui SNI 1726:2019 yang didapatkan melalui kategori risiko bangunan berdasarkan fungsi dari bangunan tersebut. Bangunan mal termasuk pada kategori risiko II sehingga memiliki faktor keutamaan ( $I_e$ ) 1,0.

##### b. Respon Spektral Percepatan

Nilai respon spektral percepatan dapat diketahui berdasarkan dengan peta zonasi gempa Indonesia, baik untuk respon spectral percepatan periode pendek maupun periode panjang. Nilai  $S_s$  dan  $S_1$  diperoleh melalui web puskim [rsa.ciptakarya.pu.go.id](http://rsa.ciptakarya.pu.go.id) adalah sebagai berikut.

$$S_s = 1,139$$

$$S_1 = 0,513$$

##### c. Klasifikasi Situs

Perencanaan pembangunnan gedung salah satu pekerjaan yang penting dilakukan adalah pengujian tanah. Pengujian tanah ini menghasilkan jenis

tanah dimana gedung akan dibangun. Berdasarkan jenis tanah, dilakukan pengklasifikasian. Pada penelitian ini gedung dibangun pada tanah dengan jenis tanah sedang, sehingga termasuk pada kategori SD.

d. Koefisien Situs

Nilai koefisien situs diperoleh berdasarkan nilai respon spektral percepatan dan klasifikasi situs sesuai pada Tabel 6 dan Tabel 7 pada SNI 1726:2019. Nilai koefisien situs yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$F_a = 1,024$$

$$F_v = 1,862$$

e. Parameter Respon Spektrum

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,024 \times 1,139 \\ &= 1,166 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,862 \times 0,513 \\ &= 0,956 \end{aligned}$$

f. Sistem dan Parameter Struktur

Berdasarkan Tabel 12 pada SNI 1726:2019, untuk sistem rangka baja pemikul momen khusus memiliki nilai  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  sebagai berikut.

$$R = 8$$

$$C_d = 3$$

$$\Omega_0 = 5,5$$

2. Parameter Percepatan Spektral

a. Spectral Gempa Besar Periode Pendek ( $S_{DS}$ )

$$S_{DS} = 0,79$$

b. Spektral Gempa Besar Periode 1 Detik ( $S_{D1}$ )

$$S_{D1} = 0,61$$

c. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  serta kategori risiko, diperoleh kategori desain seismik D

3. Desain Respon Spektrum

$$\begin{aligned}
 \text{a. } T_0 &= 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
 &= 0,2 \times \frac{0,61}{0,79} \\
 &= 0,1544 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. } T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
 &= \frac{0,61}{0,79} \\
 &= 0,772 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c. } S_a \\
 1) T < T_0
 \end{aligned}$$

Untuk  $T = 0$  detik, perhitungan dapat dilakukan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S_a &= S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \\
 &= 0,79 \left( 0,4 + 0,6 \frac{0}{0,1544} \right) \\
 &= 0,316
 \end{aligned}$$

$$2) T_0 \leq T \leq T_s$$

Untuk  $T = 0,1541$  detik, perhitungan dapat dilakukan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S_a &= S_{DS} \\
 &= 0,79
 \end{aligned}$$

$$3) T_s \leq T \leq T_L$$

Untuk  $T = 1$  detik, perhitungan dapat dilakukan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S_a &= \frac{S_{D1}}{T} \\
 &= \frac{0,61}{1} \\
 &= 0,61
 \end{aligned}$$

$$4) T \geq T_L$$

Untuk  $T = 4$  detik, perhitungan dapat dilakukan sebagai berikut.

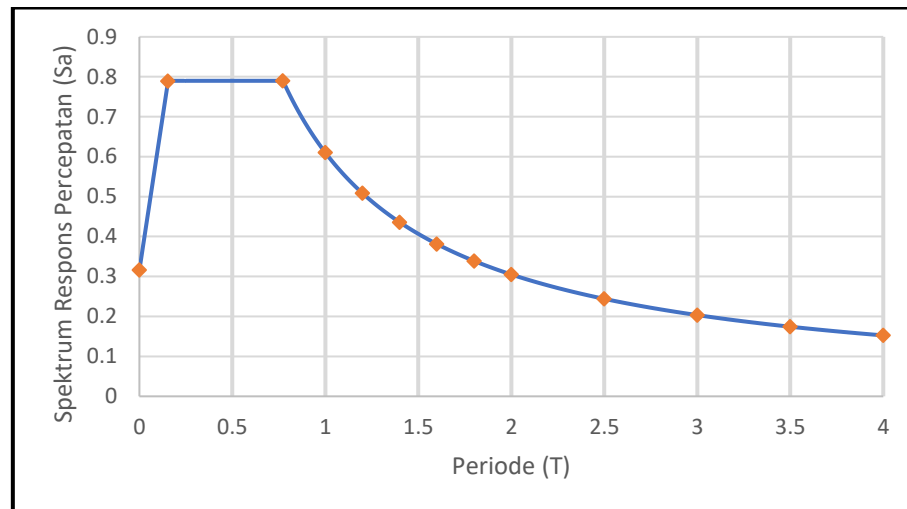
$$\begin{aligned}
 S_a &= \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2} \\
 &= \frac{0,61 \times 6}{4^2} \\
 &= 0,152
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan desain respon spektrum pada bangunan uji dapat dilihat pada Tabel 5.1

**Tabel 5.1 Hasil Perhitungan Desain Respon Spektrum**

T	Sa
0	0,316
0,1541	0,79
0,7721	0,79
1	0,61
1,2	0,508
1,4	0,436
1,6	0,381
1,8	0,339
2	0,305
2,5	0,244
3	0,203
3,5	0,174
4	0,153

Grafik respon spektrum dapat dilihat pada Gambar 5.6



**Gambar 5.6 Grafik Respon Spektrum**

4. Periode Pendekatan Fundamental

a. Waktu Getar Struktur ( $T_a$ )

$$\begin{aligned} T_a &= C_t h_n^x \\ &= 0,0724 \times 28^{0,8} \\ &= 1,041 \text{ detik} \end{aligned}$$

b. Periode Maksimum ( $T_{max}$ )

$$\begin{aligned} T_{max} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 1,041 \\ &= 1,457 \text{ detik} \end{aligned}$$

c. Periode Struktur Pakai

Nilai  $T_c$  didapatkan berdasarkan nilai periode yang didapatkan pada program SAP 2000 v22 yaitu sebesar 1,1173 detik sehingga digunakan nilai  $T = 1,1173$  detik.

5. Koefisien Respon Seismik

$$\begin{aligned} \text{a. } C_s &= \frac{SDS}{(R/I_e)} \\ &= \frac{0,79}{(8/1)} \\ &= 0,09875 \end{aligned}$$

b. Karena nilai  $T \leq T_L$ , maka

$$\begin{aligned}
 C_{smax} &= \frac{SD1}{T(R/Ie)} \\
 &= \frac{0,61}{1,1173(8/1)} \\
 &= 0,0682
 \end{aligned}$$

c. Sebagaimana diatur dalam SNI 1726:2019 jika nilai  $S_1 < 0,6$ , maka

$$\begin{aligned}
 C_{smin} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \\
 &= 0,044 \times 0,79 \times 1 \geq 0,01 \\
 &= 0,0348
 \end{aligned}$$

d.  $C_{spakai}$

Berdasarkan perhitungan nilai  $C_s$  yang sudah dilakukan, nilai  $C_s > C_{smin}$  dan nilai  $C_s > C_{smax}$ , sehingga nilai  $C_{spakai}$  sesuai dengan nilai  $C_{smax}$  yaitu 0,0682

## 6. Gaya Geser Dasar Seismik

a. Beban Bangunan

Berat total bangunan merupakan beban mati yang terdiri dari berat dari material setiap elemen struktur dan beban hidup yang direncanakan sesuai dengan acuan SNI 1727:2020. Berat total bangunan yang didapatkan dari output SAP2000 v22 adalah sebagai berikut.

**Tabel 5.2 Berat Total Bangunan**

Lantai	Berat (W)
1	6864,294 kN
2	6934,997 kN
3	6070,957 kN
4	6079,428 kN
5	6076,526 kN
6	6075,921 kN
7	6080,348 kN
8	2709,049 kN
Total	46891,52 kN



## b. Gaya Geser

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,0682 \times 46891,52 \\
 &= 3200,089 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 7. Distribusi Beban Gempa Statik Ekuivalen

Dengan nilai T yang berada diantara 0,5 dan 2,5 detik, yaitu 1,1173 detik, maka digunakan interpolasi untuk menentukan nilai k, maka nilai k pada model mal adalah 1,308653. Berdasarkan nilai k yang sudah didapatkan, dapat dilakukan perhitungan gaya seismik lateral pada masing-masing lantai. Perhitungan gaya seismik lateral pada lantai 1 dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 H &= 3,5 \text{ m} \\
 W &= 7079,092 \text{ kN} \\
 H^k &= 3,5^{1,308653} \\
 &= 4,58 \\
 W \times H^k &= 6864,294 \times 4,58 \\
 &= 31440,426 \\
 C_{vx} &= \frac{31440,426}{890122,859} \\
 &= 0,035 \\
 F_x &= C_{vx} \times V \\
 &= 0,035 \times 3200,089 \\
 &= 113,032 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menggunakan perhitungan yang sama, rekapitulasi perhitungan gaya seismik lateral dapat dilihat pada Tabel 5.3 sebagai berikut.

**Tabel 5.3 Gaya Horizontal Model Mal**

Lt	H (m)	W (kN)	H <sup>k</sup>	W×H <sup>k</sup>	Cvx	Gaya Fx (kN)
1	3,5	6864,294	4,580	31440,426	0,035	113,032
2	7	6934,997	9,161	63528,532	0,071	228,392
3	10,5	6070,957	13,741	83420,149	0,094	299,905
4	14	6079,428	18,321	111382,064	0,125	400,431
5	17,5	6076,526	22,901	139161,120	0,156	500,299
6	21	6075,921	27,482	166976,717	0,188	600,300
7	24,5	6080,348	32,062	194948,108	0,219	700,860
8	28	2709,049	36,642	99265,743	0,112	356,871
		46891,52		890122,859		

#### 8. Base Shear

Perhitungan nilai *base shear* dilakukan sebagaimana diatur pada SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1 dapat dilihat pada Tabel 5.4 sebagai berikut.

**Tabel 5.4 Kontrol Base Shear Trial 1**

	Arah	Vs (kN)	Vd (kN)	Kontrol	Skala
Trial 1	X	3200,09	1607,006	50%	1,991
	Y	3200,09	1808,711	57%	1,769

Perhitungan pada trial 1 menghasilkan nilai skala yang akan digunakan pada perhitungan, jika hasilnya memenuhi. Berikut hasil pengecekan base shear trial 2 dapat dilihat pada Tabel 5.5 sebagai berikut.

**Tabel 5.5 Kontrol Base Shear Trial 2**

	Arah	Vs (kN)	Vd (kN)	Kontrol	Skala
Trial 2	X	3200,09	3200,743	100%	1
	Y	3200,09	3200,743	100%	1

### 5.3.5 Beban Notional

Perhitungan beban notional dilakukan berdasarkan SNI 1729:2020 sebagaimana sudah dijelaskan pada subbab 3.1.4. Berikut adalah hasil perhitungan beban notional yang diperoleh dapat dilihat pada Tabel 5.6

**Tabel 5.6 Beban Notional**

Lantai	Berat Bangunan (kN)	Beban Notional (kN)
1	6864,294	13,729
2	6934,997	13,870
3	6070,957	12,142
4	6079,428	12,159
5	6076,526	12,153
6	6075,921	12,152
7	6080,348	12,161
8	2709,049	5,418

## 5.4 Analisis Desain

### 5.4.1 Ketidakberaturan Struktur

#### 1. Ketidakberaturan Vertikal

##### a. Ketidakberaturan Beban Gempa

Suatu struktur yang memiliki kekuatan lateral tidak mencapai 70% kekakuan lantai di atasnya atau tidak mencapai 80% rata-rata kekakuan tiga lantai di atasnya dianggap memiliki ketidakberaturan vertikal tipe 1 ini.

Kekakuan di lantai 1

$$\begin{aligned}
 70\% \text{ kekakuan di atas} &= 70\% \times k_2 \\
 &= 70\% \times 1003,728 \\
 &= 702,610 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek ketidakberaturan} &= k_1 > 70\% k_2 \\
 &= 2182,810 > 702,610
 \end{aligned}$$

Maka tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 1 pada lantai 1

$$80\% \text{ kekakuan rerata 3 lantai di atas} = 80\% \times \frac{k_2 + k_3 + k_4}{3}$$

$$= 80\% \times \frac{1003,728 + 677,254 + 500,701}{3}$$

$$= 581,809 \text{ kN/m}$$

Cek ketidakberaturan

$$= k_1 > 80\% \text{ rerata k 3 lantai diatas}$$

$$= 2182,810 > 581,809$$

Maka tidak terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 1 pada lantai 1.

Pengecekan ketidakberaturan vertikal akibat beban gempa ini dilakukan pada tiap lantai dengan menggunakan cara yang sama. Rekapitulasi perhitungan ketidakberaturan ini terdapat pada Tabel 5.7 dan Tabel 5.8 sebagai berikut.



Tabel 5.7 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1 Arah X

Arah X										
Story	Elevasi	Fx	Gaya Akumulatif	U1	Di	K	70% k lt diatasnya	Cek	Rerata 80% k lt diatasnya	Cek
	m	kN	kN	mm	mm	kN/m	kN/m		kN/m	
8	28	1	1	0,069	0,009	109,794	0	Beraturan	0	Beraturan
7	24,5	1	2	0,060	0,010	200,803	76,856	Beraturan	87,835	Beraturan
6	21	1	3	0,050	0,010	288,378	140,562	Beraturan	124,239	Beraturan
5	17,5	1	4	0,040	0,010	382,738	201,865	Beraturan	159,727	Beraturan
4	14	1	5	0,029	0,010	500,701	267,917	Beraturan	232,512	Beraturan
3	10,5	1	6	0,019	0,009	677,354	350,491	Beraturan	312,485	Beraturan
2	7	1	7	0,011	0,007	1003,728	474,148	Beraturan	416,212	Beraturan
1	3,5	1	8	0,004	0,004	2182,810	702,610	Beraturan	581,809	Beraturan
0	0	1	9	0	0		0			

**Tabel 5.8 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1 Arah Y**

Arah Y										
Story	Elevasi	Fx	Gaya Akumulatif	U2	Di	K	70% k lt diatasnya	Cek	Rerata 80% k lt diatasnya	Cek
	m	kN	kN	mm	mm	kN/m	kN/m		kN/m	
8	28	1	1	0,051	0,006	162,180	0	Beraturan	0	Beraturan
7	24,5	1	2	0,044	0,007	281,254	113,526	Beraturan	129,744	Beraturan
6	21	1	3	0,037	0,008	398,248	196,878	Beraturan	177,374	Beraturan
5	17,5	1	4	0,030	0,008	526,108	278,773	Beraturan	224,448	Beraturan
4	14	1	5	0,022	0,007	683,247	368,276	Beraturan	321,496	Beraturan
3	10,5	1	6	0,015	0,007	904,023	478,273	Beraturan	428,694	Beraturan
2	7	1	7	0,008	0,005	1287,475	632,816	Beraturan	563,567	Beraturan
1	3,5	1	8	0,003	0,003	2864,304	901,232	Beraturan	766,599	Beraturan
0	0	1	9	0	0		0			

b. Ketidakberaturan Berat Massa

Pengecekan ketidakberaturan berat massa dilakukan dengan membandingkan berat massa yang terjadi pada tiap lantainya. Batasan suatu struktur dianggap memiliki ketidakberaturan berat massa adalah berat massa antar lantai tidak lebih dari 150%.

Massa lantai 1

$$W_i > 150\% \times W_{i+1}$$

$$7079,092 > 150\% \times 7145,104$$

$$7079,092 < 10717,656$$

Berdasarkan nilai diatas, maka tidak terjadi ketidakberaturan massa

Hasil perhitungan ketidakberaturan massa dapat dilihat pada Tabel 5.9 sebagai berikut.

**Tabel 5.9 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2**

Lantai	Berat (kN)	150 % Lantai Atas (kN)	150 % Lantai Bawah (kN)	Keterangan
8	2640,756	0	9456,173	Beraturan
7	6304,115	3961,134	9439,161	Beraturan
6	6292,774	9456,173	9440,400	Beraturan
5	6293,600	9439,161	9444,585	Beraturan
4	6296,390	9440,400	9424,578	Beraturan
3	6283,052	9444,585	10717,656	Beraturan
2	7145,104	9424,578	10618,638	Beraturan
1	7079,092	10717,656		Beraturan

Mengacu pada Tabel 5.9 diatas, semua nilai persentase massa tidak melebihi 150% sehingga bangunan dianggap beraturan.

c. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Perbandingan luasan bangunan pada arah x dan arah y menentukan apakah gedung beraturan atau tidak. Sesuai Tabel 3.12, lebar bangunan pada sumbu x dan y, dinyatakan beraturan apabila nilainya kurang dari 130%

lebar lantai atasnya. Berikut contoh perhitungan ketidakberaturan geometri vertikal pada lantai 7.

$$\begin{aligned} di_8 &= 7 \times 3,9 \\ &= 27,3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} di_7 &= 7 \times 3,9 \\ &= 27,3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 130\% di_8 &= 130\% \times 27,3 \\ &= 35,49 \text{ m} \end{aligned}$$

$$di_7 < 130\% di_8 \quad \text{Beraturan}$$

Tabel ketidakberaturan geometri vertikal dapat dilihat pada Tabel 5.10 sebagai berikut.

**Tabel 5.10 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3**

Arah X				Arah Y			
Lantai	di(m)	di/di+1 (m)	status	Lantai	di(m)	di/di+1 (m)	status
Atap	27,3			Atap	23,6		
7	27,3	35,49	Beraturan	7	23,6	30,68	Beraturan
6	27,3	35,49	Beraturan	6	23,6	30,68	Beraturan
5	27,3	35,49	Beraturan	5	23,6	30,68	Beraturan
4	27,3	35,49	Beraturan	4	23,6	30,68	Beraturan
3	27,3	35,49	Beraturan	3	23,6	30,68	Beraturan
2	27,3	35,49	Beraturan	2	23,6	30,68	Beraturan
1	27,3	35,49	Beraturan	1	23,6	30,68	Beraturan

## 2. Ketidakberaturan Horizontal

### a. Ketidakberaturan Torsi

Perhitungan ketidakberaturan torsi pada lantai 8 arah +Ex dilakukan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \Delta A &= \delta_8 - \delta_7 \\ &= 0,0690 - 0,0601 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 &= 0,0089 \text{ m} \\
 \Delta B &= \delta_8 - \delta_7 \\
 &= 0,0707 - 0,0615 \\
 &= 0,0092 \text{ m} = \Delta_{\max} \\
 \Delta_{\text{rata}} &= \frac{1}{2} (0,0089 + 0,0092) \\
 &= 0,0090 \\
 \Delta_{\max} &< 1,2 \Delta_{\text{rata}}
 \end{aligned}$$

Mengacu pada SNI 1726:2019, perhitungan ketidakberaturan torsi dilakukan berdasarkan ketentuan berikut.

- 1)  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  tidak terdapat ketidakberaturan torsi
- 2)  $1,2 \delta_{\text{avg}} \leq \delta_{\max} \leq 1,4 \delta_{\text{avg}}$  terdapat ketidakberaturan 1a
- 3)  $\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}}$  terdapat ketidakberaturan 1b

Berdasarkan ketentuan diatas, tidak terdapat ketidakberaturan pada lantai 8 bangunan. Hasil perhitungan ketidakberaturan torsi dapat dilihat pada Tabel 5.11, Tabel 5.12, Tabel 5.13, Tabel 5.14, Tabel 5.15, Tabel 5.16, Tabel 5.17, dan Tabel 5.18 sebagai berikut.

**Tabel 5.11 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah +Ex**

Lt	$\delta A$ (m)	$\delta B$ (m)	$\Delta A$ (m)	$\Delta B$ (m)	$\Delta_{\text{avg}}$ (m)	$\Delta_{\text{max}}$ (m)	$\Delta_{\text{max}}/\Delta_{\text{avg}}$	Status
8	0,0690	0,0707	0,0089	0,0092	0,0090	0,0092	1,0149	Beraturan
7	0,0601	0,0615	0,0096	0,0099	0,0098	0,0099	1,0144	Beraturan
6	0,0504	0,0516	0,0102	0,0105	0,0103	0,0105	1,0132	Beraturan
5	0,0402	0,0411	0,0104	0,0107	0,0105	0,0107	1,0127	Beraturan
4	0,0298	0,0305	0,0101	0,0103	0,0102	0,0103	1,0124	Beraturan
3	0,0197	0,0201	0,0090	0,0092	0,0091	0,0092	1,0095	Beraturan
2	0,0107	0,0110	0,0071	0,0072	0,0071	0,0072	1,0101	Beraturan
1	0,0037	0,0038	0,0037	0,0038	0,0037	0,0038	1,0095	Beraturan

**Tabel 5.12 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah +Ex-**

Lt	$\delta A$ (m)	$\delta B$ (m)	$\Delta A$ (m)	$\Delta B$ (m)	$\Delta_{avg}$ (m)	$\Delta_{max}$ (m)	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Status
8	0,0678	0,0715	0,0088	0,0092	0,0090	0,0092	1,0184	Beraturan
7	0,0590	0,0623	0,0095	0,0100	0,0097	0,0100	1,0242	Beraturan
6	0,0495	0,0523	0,0101	0,0106	0,0103	0,0106	1,0265	Beraturan
5	0,0394	0,0417	0,0102	0,0108	0,0105	0,0108	1,0268	Beraturan
4	0,0292	0,0309	0,0099	0,0105	0,0102	0,0105	1,0274	Beraturan
3	0,0193	0,0205	0,0088	0,0093	0,0091	0,0093	1,0273	Beraturan
2	0,0105	0,0112	0,0069	0,0073	0,0071	0,0073	1,0272	Beraturan
1	0,0036	0,0038	0,0036	0,0038	0,0037	0,0038	1,0400	Beraturan

**Tabel 5.13 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah -Ex**

Lt	$\delta A$ (m)	$\delta B$ (m)	$\Delta A$ (m)	$\Delta B$ (m)	$\Delta_{avg}$ (m)	$\Delta_{max}$ (m)	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Status
8	-0,0690	-0,0707	-0,0089	-0,0092	-0,0090	-0,0089	0,9851	Beraturan
7	-0,0601	-0,0615	-0,0096	-0,0099	-0,0098	-0,0096	0,9856	Beraturan
6	-0,0504	-0,0516	-0,0102	-0,0105	-0,0103	-0,0102	0,9868	Beraturan
5	-0,0402	-0,0411	-0,0104	-0,0107	-0,0105	-0,0104	0,9873	Beraturan
4	-0,0298	-0,0305	-0,0101	-0,0103	-0,0102	-0,0101	0,9876	Beraturan
3	-0,0197	-0,0201	-0,0090	-0,0092	-0,0091	-0,0090	0,9905	Beraturan
2	-0,0107	-0,0110	-0,0071	-0,0072	-0,0071	-0,0071	0,9899	Beraturan
1	-0,0037	-0,0038	-0,0037	-0,0038	-0,0037	-0,0037	0,9905	Beraturan

**Tabel 5.14 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah -Ex+**

Lt	$\delta A$ (m)	$\delta B$ (m)	$\Delta A$ (m)	$\Delta B$ (m)	$\Delta_{avg}$ (m)	$\Delta_{max}$ (m)	$\Delta_{max}/$ $\Delta_{avg}$	Status
8	-0,0678	-0,0715	-0,0088	-0,0092	-0,0090	-0,0088	0,9816	Beraturan
7	-0,0590	-0,0623	-0,0095	-0,0100	-0,0097	-0,0095	0,9758	Beraturan
6	-0,0495	-0,0523	-0,0101	-0,0106	-0,0103	-0,0101	0,9735	Beraturan
5	-0,0394	-0,0417	-0,0102	-0,0108	-0,0105	-0,0102	0,9732	Beraturan
4	-0,0292	-0,0309	-0,0099	-0,0105	-0,0102	-0,0099	0,9726	Beraturan
3	-0,0193	-0,0205	-0,0088	-0,0093	-0,0091	-0,0088	0,9727	Beraturan
2	-0,0105	-0,0112	-0,0069	-0,0073	-0,0071	-0,0069	0,9728	Beraturan
1	-0,0036	-0,0038	-0,0036	-0,0038	-0,0037	-0,0036	0,9600	Beraturan

**Tabel 5.15 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah +Ey**

Lt	$\delta A$ (m)	$\delta B$ (m)	$\Delta A$ (m)	$\Delta B$ (m)	$\Delta_{avg}$ (m)	$\Delta_{max}$ (m)	$\Delta_{max}/$ $\Delta_{avg}$	Status
8	0	0	-0,0026	-0,0029	-0,0027	-0,0026	0,0991	Beraturan
7	0,0026	0,0029	-0,0053	-0,0056	-0,0054	-0,0053	0,9675	Beraturan
6	0,0070	0,0085	-0,0063	-0,0068	-0,0066	-0,0063	0,9668	Beraturan
5	0,0142	0,0152	-0,0070	-0,0075	-0,0072	-0,0070	0,9673	Beraturan
4	0,0212	0,0227	-0,0072	-0,0077	-0,0074	-0,0072	0,9671	Beraturan
3	0,0283	0,0304	-0,0070	-0,0075	-0,0073	-0,0070	0,9679	Beraturan
2	0,0354	0,0379	-0,0066	-0,0070	-0,0068	-0,0066	0,9709	Beraturan
1	0,0419	0,0448	0,0419	0,0448	0,0434	0,0448	1,0333	Beraturan

**Tabel 5.16 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah +Ey-**

Lt	$\delta A$ (m)	$\delta B$ (m)	$\Delta A$ (m)	$\Delta B$ (m)	$\Delta_{avg}$ (m)	$\Delta_{max}$ (m)	$\Delta_{max}/$ $\Delta_{avg}$	Status
8	0	0	-0,0026	-0,0029	-0,0027	-0,0026	0,9522	Beraturan
7	0,0026	0,0029	-0,0051	-0,0058	-0,0054	-0,0051	0,9409	Beraturan
6	0,0077	0,0086	-0,0062	-0,0069	-0,0065	-0,0062	0,9442	Beraturan
5	0,0139	0,0155	-0,0068	-0,0076	-0,0072	-0,0068	0,9418	Beraturan
4	0,0207	0,0231	-0,0070	-0,0078	-0,0074	-0,0070	0,9410	Beraturan
3	0,0276	0,0310	-0,0068	-0,0077	-0,0072	-0,0068	0,9416	Beraturan
2	0,0344	0,0386	-0,0064	-0,0071	-0,0068	-0,0064	0,9441	Beraturan
1	0,0408	0,0458	0,0408	0,0458	0,0433	0,0458	1,0571	Beraturan

**Tabel 5.17 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah -Ey**

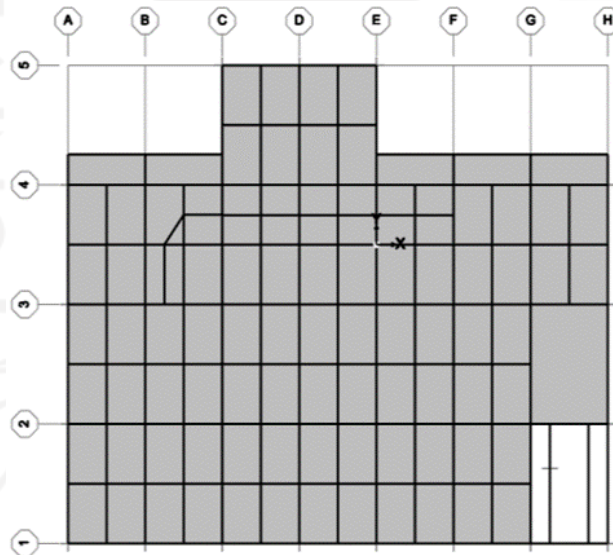
Lt	$\delta A$ (m)	$\delta B$ (m)	$\Delta A$ (m)	$\Delta B$ (m)	$\Delta_{avg}$ (m)	$\Delta_{max}$ (m)	$\Delta_{max}/$ $\Delta_{avg}$	Status
8	0	0	0,0026	0,0029	0,0027	0,0029	1,0509	Beraturan
7	-0,0026	-0,0029	0,0053	0,0056	0,0054	0,0056	1,0325	Beraturan
6	-0,0078	-0,0085	0,0063	0,0068	0,0066	0,0068	1,0332	Beraturan
5	-0,0142	-0,0152	0,0070	0,0075	0,0072	0,0075	1,0327	Beraturan
4	-0,0212	-0,0227	0,0072	0,0077	0,0074	0,0077	1,0329	Beraturan
3	-0,0283	-0,0304	0,0070	0,0075	0,0073	0,0075	1,0321	Beraturan
2	-0,0354	-0,0379	0,0066	0,0070	0,0068	0,0070	1,0291	Beraturan
1	-0,0419	-0,0448	-0,0419	-0,0448	-0,0434	-0,0419	0,9667	Beraturan

**Tabel 5.18 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1 Arah -Ey+**

L t	$\delta A$ (m)	$\delta B$ (m)	$\Delta A$ (m)	$\Delta B$ (m)	$\Delta_{avg}$ (m)	$\Delta_{max}$ (m)	$\Delta_{max}/$ $\Delta_{avg}$	Status
8	0	0	0,0026	0,0029	0,0027	0,0029	1,0478	Beraturan
7	-0,0026	-0,0029	0,0051	0,0058	0,0054	0,0058	1,0591	Beraturan
6	-0,0077	-0,0086	0,0062	0,0069	0,0065	0,0069	1,0558	Beraturan
5	-0,0139	-0,0155	0,0068	0,0076	0,0072	0,0076	1,0582	Beraturan
4	-0,0207	-0,0231	0,0070	0,0078	0,0074	0,0078	1,0590	Beraturan
3	-0,0276	-0,0310	0,0068	0,0077	0,0072	0,0077	1,0584	Beraturan
2	-0,0344	-0,0386	0,0064	0,0071	0,0068	0,0071	1,0560	Beraturan
1	-0,0408	-0,0458	-0,0408	-0,0458	-0,0433	-0,0408	0,9429	Beraturan

Berdasarkan hasil perhitungan torsi diatas, tidak terdapat ketidakberaturan torsi pada bangunan.

b. Ketidakberaturan Sudut Dalam

**Gambar 5.7 Denah Bangunan untuk Perhitungan Ketidakberaturan**

Perhitungan ketidakberaturan sudut dalam arah x adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} 15\% L_x &= 15\% \times 7 \times 3,9 \\ &= 4,095 \text{ m} \end{aligned}$$

$$P_x = 5 \times 3,9$$

$$= 19,5 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, nilai  $P_x$  lebih besar dari 15%  $L_x$  sehingga terdapat ketidakberaturan sudut dalam. Ketidakberaturan ini menyebabkan struktur tidak diperbolehkan dianalisis menggunakan ekivalen statik.

**Tabel 5.19 Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2**

$L_x$	$P_x$	15% $L_x$	Status	$L_y$	$P_y$	15% $L_y$	Status
27,3	19,5	4,095	Tak Beraturan	23,6	5,9	3,54	Tak Beraturan

c. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Diskontinuitas diafragma terjadi apabila adanya bukaan atau biasa disebut *void* pada lantai tertentu bangunan. Pada penelitian ini, tidak terdapat *void* yang dapat menyebabkan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

d. Ketidakberaturan akibat Pergeseran Tegak Lurus Bidang

Mengacu pada Gambar 3.5 tidak terdapat ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus bidang karena semua kolom seragam tanpa adanya pergeseran seperti gambar tersebut. Setiap kolom yang ada pada bangunan yang direncanakan terletak tepat diatas atau dibawah dari kolom yang lain sehingga tidak terdapat ketidakberaturan akibat tegak lurus bidang pada bangunan.

e. Ketidakberaturan Non Paralel

Mengacu pada Gambar 3.6 tidak terdapat struktur pada bangunan yang diteliti yang tidak teratur sebagaimana ditampilkan pada gambar tersebut. Seluruh sistem portal saling orthogonal (siku) sehingga tidak menunjukkan adanya ketidakberaturan non paralel

3. Rekapitulasi Ketidakberaturan

Menggunakan analisis yang sudah dilakukan diatas, dilakukan rekapitulasi terhadap ketidakberaturan yang terjadi pada struktur. Berikut rekapitulasi ketidakberaturan struktur dapat dilihat pada Tabel 5.20

**Tabel 5.20 Rekapitulasi Ketidakberaturan**

Tipe	Vertikal	Horizontal
1	Beraturan	Beraturan
2	Beraturan	Tidak Beraturan
3	Beraturan	Beraturan
4	Beraturan	Beraturan
5	Beraturan	Beraturan

Berdasarkan tabel rekapitulasi ketidakberaturan diatas, didapatkan bangunan tidakberaturan pada ketidakberaturan horizontal tipe 2. Hal ini menyebabkan struktur tidak diperbolehkan dianalisis menggunakan ekivalen statik sehingga digunakan analisis respon spektrum untuk melakukan perhitungan beban gempa.

#### 5.4.2 Respon Struktur

##### 1. Simpangan

Perhitungan simpangan antar lantai pada lantai 1 arah x gedung mal penelitian ini adalah sebagai berikut.

$$h_{sx} = 3,5 \text{ m}$$

$$C_d = 5,5$$

$$\delta_{e8} = 0,062791 \text{ m}$$

$$\delta_{e7} = 0,05535 \text{ m}$$

$$I_e = 1$$

$$\Delta = \frac{(\delta_{e8} - \delta_{e7}) \times C_d}{I_e}$$

$$= \frac{(0,062791 - 0,05535) \times 5,5}{1}$$

$$= 0,0345351 \text{ m}$$

$$\Delta_i = 0,02 \times h_{sx}$$

$$= 0,02 \times 3,5$$

$$= 0,07 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta_i}{\rho} = \frac{0,07}{1}$$

$$= 0,07 \text{ m}$$

Maka didapatkan  $0,0345351 \text{ m} < 0,07 \text{ m}$  (Aman)

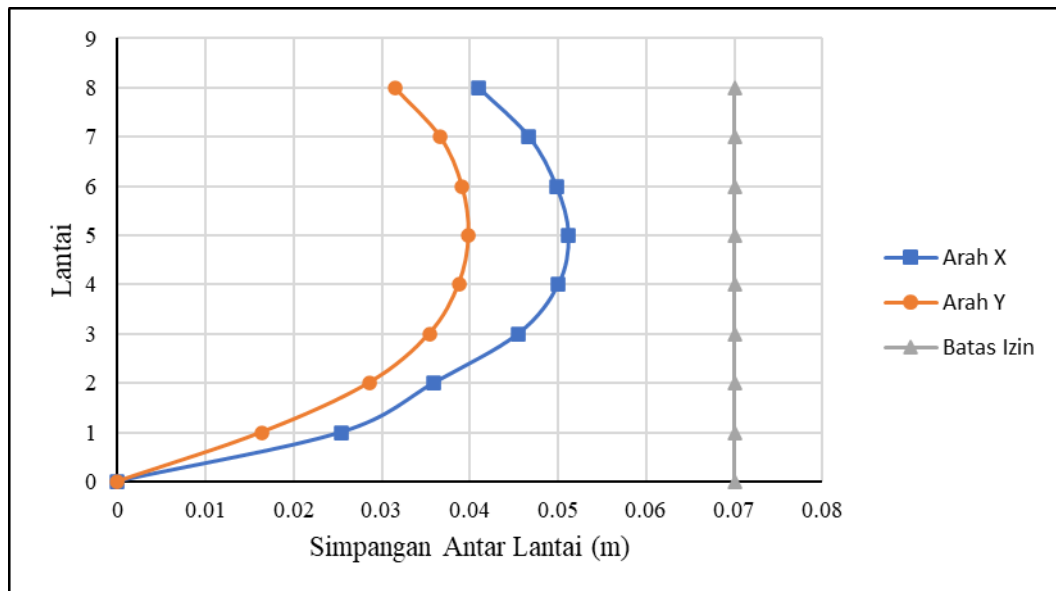
Perhitungan simpangan antar lantai lainnya dapat dilakukan dengan menggunakan rumus yang sama. Rekapitulasi perhitungan simpangan antar lantai dapat dilihat pada Tabel 5.21 sebagai berikut.

**Tabel 5.21 Simpangan Antar Lantai pada Arah X dan Y**

Lantai	Elevasi Lantai (m)	Tinggi (m)	Simpangan (m)	Story Drift (m)	Story Drift Izin (m)	Kontrol $\delta < \Delta$
Arah X						
8	28	3,5	0,062791	0,0409255	0,07	Aman
7	24,5	3,5	0,05535	0,046662	0,07	Aman
6	21	3,5	0,046866	0,049764	0,07	Aman
5	17,5	3,5	0,037818	0,051172	0,07	Aman
4	14	3,5	0,028514	0,050023	0,07	Aman
3	10,5	3,5	0,019419	0,045485	0,07	Aman
2	7	3,5	0,011149	0,0358875	0,07	Aman
1	3,5	3,5	0,004624	0,025432	0,07	Aman
Arah Y						
8	28	3,5	0,048373	0,0314435	0,07	Aman
7	24,5	3,5	0,042656	0,0366245	0,07	Aman
6	21	3,5	0,035997	0,0391105	0,07	Aman
5	17,5	3,5	0,028886	0,0398475	0,07	Aman
4	14	3,5	0,021641	0,038709	0,07	Aman
3	10,5	3,5	0,014603	0,035387	0,07	Aman
2	7	3,5	0,008169	0,028534	0,07	Aman
1	3,5	3,5	0,002981	0,0163955	0,07	Aman



Perbandingan antara simpangan antar lantai pada arah x dengan simpangan antar lantai pada arah y serta kedudukannya terhadap batas izin simpangan antar lantai bila digambarkan menggunakan grafik adalah seperti pada Gambar 5.8 sebagai berikut.



**Gambar 5.8 Grafik Perbandingan Simpangan Antar Lantai Arah X dan Y dengan Batas Izin Simpangan Antar Lantai**

Berdasarkan perhitungan yang sudah dilakukan, dapat dilihat bahwa nilai simpangan antar lantai bangunan dibawah nilai batas izin simpangan.

## 2. P-Delta

Contoh perhitungan p-delta berdasarkan SNI 1726:2019 dilakukan pada lantai 8 arah x adalah sebagai berikut.

$$P_x = 2640,76 \text{ kN}$$

$$\Delta = 0,03643 \text{ m}$$

$$I_e = 1$$

$$V_x = 111,417 \text{ kN}$$

$$h_{sx} = 3,5 \text{ m}$$

$$C_d = 4$$

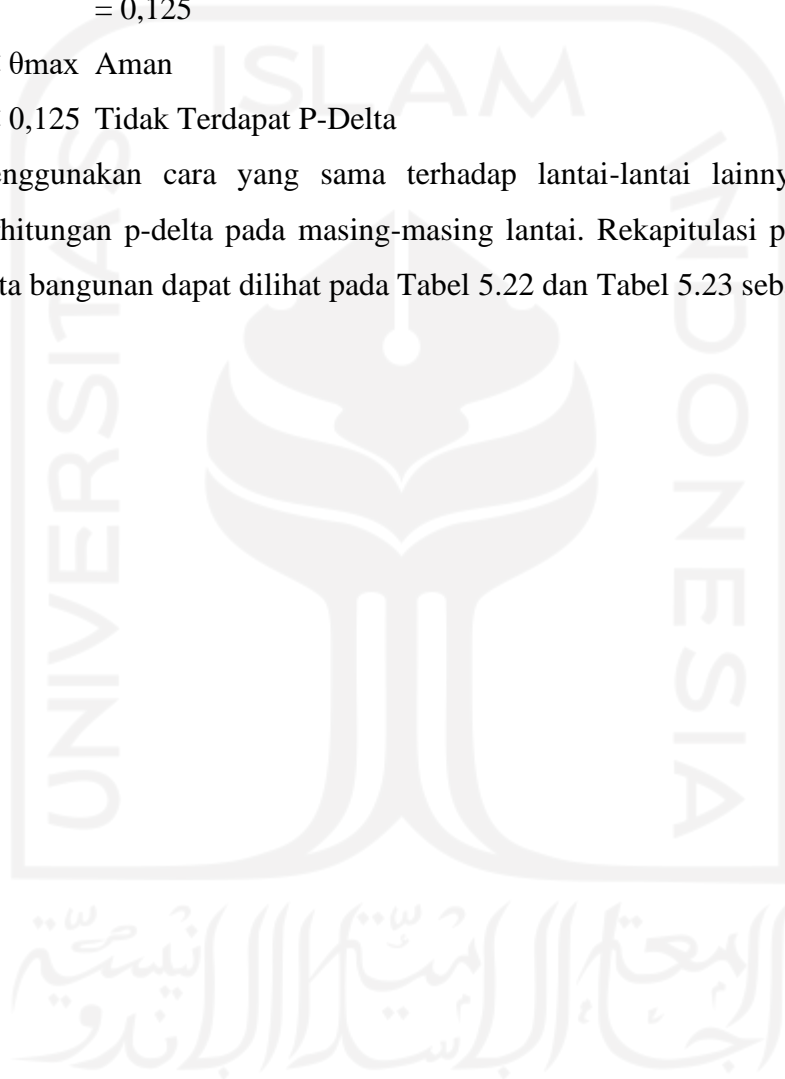
$$\begin{aligned} \theta &= \frac{P_x \times \Delta \times I_e}{V_x \times H_{sx} \times C_d} \\ &= \frac{2640,76 \times 0,03643 \times 1}{111,417 \times 3,5 \times 4} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 0,06168 \\ \theta_{\max} &= \frac{1}{2\beta Cd} \\ &= \frac{1}{2 \times 1 \times 4} \\ &= 0,125 \end{aligned}$$

$\theta < \theta_{\max}$  Aman

$\theta < 0,125$  Tidak Terdapat P-Delta

Menggunakan cara yang sama terhadap lantai-lantai lainnya, dilakukan perhitungan p-delta pada masing-masing lantai. Rekapitulasi perhitungan p-delta bangunan dapat dilihat pada Tabel 5.22 dan Tabel 5.23 sebagai berikut.



Tabel 5.22 Perhitungan P-Delta Arah X

Lantai	Tinggi	hsx	$\Delta$	Ie	Cd	Px	Vx	$\Theta$	$\theta_{max}$	Kontrol	Status
	m	m	m			kN	kN				
Arah X											
8	28	3,5	0,036432	1	4	2640,756	111,417	0,061678	0,125	Oke	No Pdeleta
7	24,5	3,5	0,03984	1	4	6304,115	336,3289	0,05334	0,125	Oke	No Pdeleta
6	21	3,5	0,041612	1	4	6292,774	632,9935	0,029548	0,125	Oke	No Pdeleta
5	17,5	3,5	0,041804	1	4	6293,6	1029,386	0,018256	0,125	Oke	No Pdeleta
4	14	3,5	0,039944	1	4	6296,39	1524,657	0,011783	0,125	Oke	No Pdeleta
3	10,5	3,5	0,035432	1	4	6283,052	2118,904	0,007505	0,125	Oke	No Pdeleta
2	7	3,5	0,027896	1	4	7145,104	2813,442	0,00506	0,125	Oke	No Pdeleta
1	3,5	3,5	0,01466	1	4	7079,092	3145,943	0,002356	0,125	Oke	No Pdeleta

**Tabel 5.23 Perhitungan P-delta Arah Y**

Lantai	Tinggi	hsx	$\Delta$	Ie	Cd	Px	Vx	$\Theta$	$\theta_{max}$	Kontrol	Status
	m	m	m			kN	kN				
Arah Y											
8	28	3,5	0,024664	1	4	2640,756	111,417	0,041755	0,125	Oke	No Pdeleta
7	24,5	3,5	0,028444	1	4	6304,115	336,3289	0,038082	0,125	Oke	No Pdeleta
6	21	3,5	0,030132	1	4	6292,774	632,9935	0,021397	0,125	Oke	No Pdeleta
5	17,5	3,5	0,030412	1	4	6293,6	1029,386	0,013281	0,125	Oke	No Pdeleta
4	14	3,5	0,029272	1	4	6296,39	1524,657	0,008635	0,125	Oke	No Pdeleta
3	10,5	3,5	0,026548	1	4	6283,052	2118,904	0,005623	0,125	Oke	No Pdeleta
2	7	3,5	0,021748	1	4	7145,104	2813,442	0,003945	0,125	Oke	No Pdeleta
1	3,5	3,5	0,011172	1	4	7079,092	3145,943	0,001796	0,125	Oke	No Pdeleta

### 5.4.3 Kapasitas Elemen Struktur

Analisa struktur yang dilakukan menggunakan program SAP 2000 beberapa hasilnya dapat dilihat pada Tabel 5.24 berikut ini.

**Tabel 5.24 Output SAP 2000**

	Frame	Pu (kN)	Vu (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
Balok Induk	541	378,883	-18,945	-9,209	0,837
	933	-19,330	37,452	-102,301	-0,102
	615	-26,214	-108,003	-76,809	2,857
Balok Anak	94	27,544	31,076	-21,655	0,036
	98	-7,853	32,125	-31,074	-0,00027
	91	-1,977	36,235	-22,115	-0,0087
Kolom	325	-3656,156	-11,408	-27,163	-0,093
	143	-41,565	37,467	93,705	-30,533
	326	-2819,963	-71322	-64,522	-11,215

Berdasarkan Tabel 5.24, dapat dilakukan perhitungan kapasitas *frame* baik pada balok induk, balok anak, dan kolom. Perhitungan dilakukan dengan cara sebagai berikut.

#### 1. Balok Induk

$$Mux = 76,809 \text{ kNm}$$

$$Muy = 2,857 \text{ kNm}$$

$$Vg = 108,003 \text{ kN}$$

$$Pu = 26,214 \text{ kN}$$

##### a. Kelangsingan Balok

##### 1) Sayap

$$\lambda_f = b/t$$

$$= \frac{200}{13}$$

$$= 7,692$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 0,38 \sqrt{\frac{200000}{400}} \\ &= 8,497\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,0 \sqrt{\frac{200000}{400}} \\ &= 22,361\end{aligned}$$

$$\lambda_f \leq \lambda_p \leq \lambda_r \quad \text{Kompak}$$

2) Badan

$$\begin{aligned}\lambda_f &= h/t_w \\ &= \frac{400 - (2 \times 13)}{8} \\ &= 46,75\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 3,76 \sqrt{\frac{200000}{400}} \\ &= 84,076\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 5,7 \sqrt{\frac{200000}{400}} \\ &= 127,456\end{aligned}$$

$$\lambda_f \leq \lambda_p \leq \lambda_r \quad \text{Kompak}$$

b. Pengaruh Tekuk Lateral

$$\begin{aligned} rts &= \frac{b_f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1h \times t_w}{6b_f t_f} \right)}} \\ &= \frac{200}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{400 \times 8}{6 \times 200 \times 13} \right)}} \end{aligned}$$

$$= 52,738 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} ho &= H - t_f \\ &= 400 - 13 \\ &= 387 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J &= \sum \frac{1}{3} b_i^3 \\ &= 2 \left( \frac{1}{3} B \times t_f^3 \right) + \left( \frac{1}{3} ho \times t_w^3 \right) \\ &= 2 \left( \frac{1}{3} 200 \times 13^3 \right) + \left( \frac{1}{3} 387 \times 8^3 \right) \\ &= 358981,333 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$c = 1 \text{ (profil simetris ganda)}$$

$$Lb = 3900 \text{ mm}$$

$$Lp = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 1,76 \times 45,4 \sqrt{\frac{200000}{400}}$$

$$= 1786,708 \text{ mm}$$

$$Lr = 1,95rts \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x ho} + \sqrt{\left( \frac{Jc}{S_x ho} \right)^2 + 6,76 \left( \frac{0,7F_y}{E} \right)^2}}$$

$$1,95 \times 52,738 \times \frac{200000}{0,7 \times 400} \sqrt{\frac{358981,333}{1190000 \times 387} + \sqrt{\left( \frac{358981,333}{1190000 \times 387} \right)^2 + 6,76 \left( \frac{0,7 \times 400}{200000} \right)^2}}$$

$$= 4928,761 \text{ mm}$$

Karena nilai  $L_p < L_b \leq L_r$  maka nilai  $M_{nx}$  dihitung menggunakan rumus

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

c. Kuat Lentur

$$y = H - 2 \times \sum \frac{A_x \times y_x}{A_x}$$

$$= 400 - 2 \times \frac{\left( 200 \times 13 \times \frac{13}{2} \right) + \left( 8 \times \left( \frac{400}{2} - 13 \right) \times \frac{1}{2} \left( \frac{400}{2} - 13 \right) \right)}{\left( 200 \times 13 \right) + \left( 8 \times \left( \frac{400}{2} - 13 \right) \right)}$$

$$= 323,449 \text{ mm}$$

$$Z_x = \frac{8412}{2} \times 323,449$$

$$= 1360427,414 \text{ mm}^3$$

$$M_p = Z_x \times F_y$$

$$= 1360427,414 \times 400$$

$$= 544,171 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 |M_{\max}|}{2,5 |M_{\max}| + 3 |M_a| + 4 |M_b| + 3 |M_c|}$$

$$= 1,080$$

$$M_{nx} =$$

$$1,080 \left[ 544,171 - \left( 544,171 - 0,7 \times 400 \times 1,19 \times 10^{-3} \right) \left( \frac{3,9 - 1,787}{4,929 - 1,787} \right) \right]$$

$$= 434,594 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{nx} = 0,9 \times 434,594$$

$$= 391,134 \text{ kNm} > M_{ux} \quad \text{OKE}$$

$$M_{ny} = 1,6 \times S_y \times F_y$$

$$= 1,6 \times 174000 \times 400$$

$$= 111,360 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{ny} = 0,9 \times 111,360$$

$$= 100,224 \text{ kNm} > M_{uy} \quad \text{OKE}$$



## d. Kuat Geser

$$E_{cl} = \frac{2(1,1R_y M_p)}{L_b}$$

$$= \frac{2(1,1 \times 1,1 \times 544,171)}{3,9}$$

$$= 337,665 \text{ kN}$$

$$V_u = V_g + E_{cl}$$

$$= 108,003 + 337,665$$

$$= 445,668 \text{ kN}$$

$$A_w = H \times t_w$$

$$= 400 \times 8$$

$$= 3200 \text{ mm}^2$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{374}{8} \leq 2,24 \sqrt{\frac{200000}{400}}$$

$$48,000 \leq 50,088$$

Berdasarkan pernyataan diatas, digunakan nilai  $C_{v1} = 1$

$$V_n = 0,6 \times F_y \times A_w \times C_{v1}$$

$$= 0,6 \times 400 \times 3200 \times 1$$

$$= 768 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = \phi \times V_n$$

$$= 0,9 \times 768$$

$$= 691,200 \text{ kN} > \text{nilai } V_u, \text{ OKE}$$

## e. Kapasitas Aksial Balok

$$L_c = KL$$

$$L_c = 1 \times 3900$$

$$= 3900 \text{ mm}$$

$$L_c/r = 3900/45,4$$

$$= 85,903$$

$$4,71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71\sqrt{\frac{200000}{400}}$$

$$= 105,3188$$

Karena nilai  $L_c/r \leq 4,71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ , digunakan rumus

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

dengan

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 200000}{85,903^2}$$

$$= 267,493 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

$$= \left(0,658^{\frac{400}{267,493}}\right) \times 400$$

$$= 213,915 \text{ MPa}$$

f. Kapasitas Batang

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$= 213,915 \times 8412$$

$$= 1799452,041 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 0,9 \times 1799452,041$$

$$= 1619506,837$$

$$= 1619,507 \text{ kN}$$

$$P_u = 26,214 \text{ kN} < \phi P_n \quad \text{OKE}$$

g. Interaksi Aksial Lentur

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{26,214}{1619,507} < 0,2 \text{ maka digunakan rumus:}$$

$$\frac{Pu}{2\phi Pn} + \left( \frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{26,214}{2 \times 1619,507} + \left( \frac{76,809}{391,134} + \frac{2,857}{100,224} \right) \leq 1,0$$

$$0,013 \leq 1,0 \quad \text{OKE}$$

## 2. Balok Anak

$$Mux = 31,074 \text{ kNm}$$

$$Muy = 0,0003 \text{ kNm}$$

$$Vg = 32,125 \text{ kN}$$

$$Pu = 7,853 \text{ kN}$$

### a. Kelangsingan Balok

#### 1) Sayap

$$\lambda_f = b/t$$

$$= \frac{150/2}{9}$$

$$= 8,333$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 0,38 \sqrt{\frac{200000}{400}}$$

$$= 8,497$$

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 1,0 \sqrt{\frac{200000}{400}}$$

$$= 22,361$$

$$\lambda_f \leq \lambda_p \leq \lambda_r \quad \text{Kompak}$$

#### 2) Badan

$$\lambda_f = h/t_w$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{300 - (2 \times 9)}{6,5} \\
 &= 43,385 \\
 \lambda_p &= 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 3,76 \sqrt{\frac{200000}{400}} \\
 &= 84,076 \\
 \lambda_r &= 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 5,7 \sqrt{\frac{200000}{400}} \\
 &= 127,456 \\
 \lambda_f \leq \lambda_p \leq \lambda_r & \quad \text{Kompak}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Lentur

$$\begin{aligned}
 rts &= \frac{b_f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1h \times t_w}{6b_f t_f} \right)}} \\
 &= \frac{150}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{300 \times 6,5}{6 \times 150 \times 9} \right)}}
 \end{aligned}$$

$$= 38,988 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 h_o &= H - t_f \\
 &= 300 - 9 \\
 &= 291 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 J &= \sum \frac{1}{3} b_t^3 \\
 &= 2 \left( \frac{1}{3} B \times t_f^3 \right) + \left( \frac{1}{3} h_o \times t_w^3 \right) \\
 &= 2 \left( \frac{1}{3} 150 \times 9^3 \right) + \left( \frac{1}{3} 291 \times 6,5^3 \right)
 \end{aligned}$$

$$= 99538,625 \text{ mm}^4$$

$$c = 1 \text{ (profil simetris ganda)}$$

$$L_b = 1500 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 1,76 \times 32,9 \sqrt{\frac{200000}{400}}$$

$$= 1294,773 \text{ mm}$$

$$L_r = 1,95r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_{xho}} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_{xho}}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}}$$

$$1,95 \times 38,988 \times \frac{200000}{0,7 \times 400} \sqrt{\frac{99538,625}{481000 \times 291} + \sqrt{\left(\frac{99538,625}{481000 \times 291}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 400}{200000}\right)^2}}$$

$$= 3610,299 \text{ mm}$$

$$F_{cr} = \frac{Cb\pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{rts}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_{xho}} \left(\frac{L_b}{rts}\right)^2}$$

$$= \frac{1,080\pi^2 200000}{\left(\frac{3900}{52,738}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{358981,333}{1190000 \times 387} \left(\frac{3900}{52,738}\right)^2}$$

$$= 450,140 \text{ Mpa}$$

Karena nilai  $L_p < L_b \leq L_r$  maka nilai  $M_{nx}$  dihitung menggunakan rumus

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

c. Kuat Lentur

$$y = H - 2 \times \sum \frac{A_x \times y_x}{A_x}$$

$$= 300 - 2 \times \frac{\left(150 \times 9 \times \frac{9}{2}\right) + \left(6,5 \times \left(\frac{300}{2} - 9\right) \times \frac{1}{2} \left(\frac{300}{2} - 9\right)\right)}{\left(150 \times 9\right) + \left(6,5 \times \left(\frac{300}{2} - 9\right)\right)}$$

$$= 237,623 \text{ mm}$$

$$Z_x = \frac{4678}{2} \times 237,623$$

$$= 555801,199 \text{ mm}^3$$

$$M_p = Z_x \times F_y$$

$$= 555801,199 \times 400$$

$$= 222,320 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 |M_{\max}|}{2,5 |M_{\max}| + 3 |M_a| + 4 |M_b| + 3 |M_c|}$$

$$= 1,432$$

$$M_{nx} =$$

$$1,432 \left[ 222,320 - \left( 222,320 - 0,7 \times 400 \times 0,481 \times 10^{-3} \right) \left( \frac{1,5 - 1,295}{3,61 - 1,295} \right) \right]$$

$$= 307,147 \text{ kNm}$$

Karena nilai  $M_{nx} > M_p$ , maka digunakan nilai  $M_p$  sebagai  $M_{nx}$

$$\phi M_{nx} = 0,9 \times 222,320$$

$$= 200,088 \text{ kNm} > M_u \quad \text{OKE}$$

$$M_{ny} = 1,6 \times S_y \times F_y$$

$$= 1,6 \times 67700 \times 400$$

$$= 43,328 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{ny} = 0,9 \times 43,328$$

$$= 38,995 \text{ kNm} > M_{uy} \quad \text{OKE}$$

d. Kuat Geser

$$E_{cl} = \frac{2(1,1R_y M_p)}{L_b}$$

$$= \frac{2(1,1 \times 1,1 \times 222,320)}{1,5}$$

$$= 358,677 \text{ kN}$$

$$V_u = V_g + E_{cl}$$

$$= 32,125 + 358,677$$

$$= 390,802 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_w &= d \times t_w \\ &= 300 \times 6,5 \\ &= 1950 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{287}{6,5} \leq 2,24 \sqrt{\frac{200000}{400}}$$

$$44,154 \leq 50,088$$

Berdasarkan pernyataan diatas, nilai  $C_{v1} = 1$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times F_y \times A_w \times C_{v1} \\ &= 0,6 \times 400 \times 1950 \times 1 \\ &= 468 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \times V_n \\ &= 0,9 \times 421,200 \\ &= 421,200 \text{ kN} > V_u \quad \text{OKE} \end{aligned}$$

e. Kapasitas Aksial Balok

$$L_c = KL$$

$$\begin{aligned} L_c &= 1 \times 1500 \\ &= 1500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_c/r &= 1500/32,9 \\ &= 45,593 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} &= 4,71 \sqrt{\frac{200000}{400}} \\ &= 105,319 \end{aligned}$$

Karena nilai  $L_c/r \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ , digunakan rumus

$$F_{cr} = \left( 0,658^{\frac{F_y}{F_{ce}}} \right) F_y$$

dengan

$$\begin{aligned}
 F_e &= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \\
 &= \frac{\pi^2 \times 200000}{45,593^2} \\
 &= 949,596 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \left(0,658^{\frac{400}{949,596}}\right) \times 400 \\
 &= 335,344 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

f. Kapasitas Batang

$$\begin{aligned}
 P_n &= F_{cr} \times A_g \\
 &= 335,344 \times 4678 \\
 &= 1568740,851 \text{ N} \\
 \phi P_n &= 0,9 \times 1568740,851 \\
 &= 1411866,766 \\
 &= 1411,867 \text{ kN} > P_u \quad \text{OKE}
 \end{aligned}$$

g. Interaksi Aksial Lentur

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{7,853}{1411,867} < 0,2 \text{ maka digunakan rumus:}$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}}\right) \leq 1,0$$

$$\frac{7,853}{2 \times 1411,867} + \left(\frac{31,0739}{200,088} + \frac{0,0003}{38,9952}\right) \leq 1,0$$

$$0,0028 \leq 1,0 \quad \text{OKE}$$

3. Kolom

Perhitungan kolom pada penelitian dilakukan dengan proses sebagai berikut.

$$M_{ux} = 27,163 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 0,0929 \text{ kNm}$$

$$P_u = 3656,156 \text{ kN}$$

a. Kelangsingan Kolom



## 1) Sayap

$$\begin{aligned}\lambda_f &= b/t \\ &= \frac{350/2}{19} \\ &= 9,211\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 0,38 \sqrt{\frac{200000}{400}} \\ &= 8,497\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,0 \sqrt{\frac{200000}{400}} \\ &= 22,361\end{aligned}$$

$$\lambda_p \leq \lambda_f \leq \lambda_r \quad \text{NonKompak}$$

## 2) Badan

$$\begin{aligned}\lambda_f &= h/t_w \\ &= \frac{350 - (2 \times 19)}{12} \\ &= 26\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 3,76 \sqrt{\frac{200000}{400}} \\ &= 84,076\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 5,7 \sqrt{\frac{200000}{400}}\end{aligned}$$

$$= 127,456$$

$$\lambda_f \leq \lambda_p \leq \lambda_r \quad \text{Kompak}$$

b. Kapasitas Lentur

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1h \times t_w}{6b_f t_f} \right)}}$$

$$= \frac{350}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{350 \times 12}{6 \times 350 \times 19} \right)}}$$

$$= 96,354 \text{ mm}$$

$$h_o = H - t_f$$

$$= 350 - 19$$

$$= 331 \text{ mm}$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b_t^3$$

$$= 2 \left( \frac{1}{3} B \times t_f^3 \right) + \left( \frac{1}{3} h_o \times t_w^3 \right)$$

$$= 2 \left( \frac{1}{3} 350 \times 19^3 \right) + \left( \frac{1}{3} 331 \times 12^3 \right)$$

$$= 1791089,333 \text{ mm}^4$$

$$L_b = 3500 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 1,76 \times 88,4 \sqrt{\frac{200000}{400}}$$

$$= 3478,9640 \text{ mm}$$

$$L_r = 1,95r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left( \frac{J_c}{S_x h_o} \right)^2 + 6,76 \left( \frac{0,7F_y}{E} \right)^2}}$$

$$1,95 \times 96,354 \times \frac{200000}{0,7 \times 400} \sqrt{\frac{1791089,333}{2300000 \times 331} + \sqrt{\left(\frac{1791089,333}{2300000 \times 331}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 400}{200000}\right)^2}}$$

$$= 10974,529 \text{ mm}$$

Karena nilai  $L_p < L_b \leq L_r$  maka perhitungan nilai  $M_{nx}$  dilakukan menggunakan rumus sebagai berikut.

$$M_{nx} = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

c. Kuat Lentur Sumbu Kuat

$$y = H - 2 \times \sum \frac{A_x \times y_x}{A_x}$$

$$= 350 - 2 \times \frac{\left( 350 \times 19 \times \frac{19}{2} \right) + \left( 12 \times \left( \frac{350}{2} - 19 \right) \times \frac{1}{2} \left( \frac{350}{2} - 19 \right) \right)}{\left( 350 \times 19 \right) + \left( 12 \times \left( \frac{350}{2} - 19 \right) \right)}$$

$$= 300,906 \text{ mm}$$

$$Z_x = \frac{17390}{2} \times 300,906$$

$$= 2616374,678 \text{ mm}^3$$

$$M_p = Z_x \times F_y$$

$$= 2616374,678 \times 400$$

$$= 1046,550 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 |M_{\max}|}{2,5 |M_{\max}| + 3 |M_a| + 4 |M_b| + 3 |M_c|}$$

$$= 1,218$$

$$M_{nx} =$$

$$1,218 \left[ 1046,550 - \left( 1046,550 - 0,7 \times 400 \times 2,3 \times 10^{-3} \right) \left( \frac{3,5 - 3,479}{10,974 - 3,479} \right) \right]$$

$$= 1273,259 \text{ kNm}$$

Karena nilai  $M_{nx} < M_p$ , maka nilai  $M_p$  digunakan sebagai nilai  $M_{nx}$ .

Karena sayap dalam keadaan nonkompak, maka nilai  $M_n$  perlu dihitung dengan menggunakan rumus

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{\lambda_f - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \\
 &= 1046549871 - (1046549871 - 0,7 \times 400 \times 2300000) \left( \frac{9,211 - 8,497}{22,361 - 8,497} \right) \\
 &= 1025,833 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Nilai  $M_n$  yang digunakan adalah nilai  $M_n$  yang nilainya terendah. Sehingga nilai  $M_n$  pakai adalah 1025,833 kNm.

$$\begin{aligned}
 \phi M_{nx} &= 0,9 \times 1025,833 \\
 &= 923,250 \text{ kNm} > M_{ux} \quad \text{OKE}
 \end{aligned}$$

d. Kuat Lentur Sumbu Lemah

$$\begin{aligned}
 y &= 2 \times \sum \frac{A_x \times y_x}{A_x} \\
 &= 2 \times \frac{\left( 2 \times 19 \times \frac{350}{2} \times \frac{350}{4} \right) + \left( (350 - 2 \times 19) \times \frac{12}{2} \times \frac{12}{2} \right)}{\left( 2 \times 19 \times \frac{350}{2} \right) + \left( (350 - 2 \times 19) \times \frac{12}{2} \right)} \\
 &= 139,194 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z_y &= \frac{17390}{2} \times 139,194 \\
 &= 1210294,617 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= Z_y \times F_y \\
 &= 1210294,617 \times 400 \\
 &= 484,118 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{12,5 |M_{\max}|}{2,5 |M_{\max}| + 3 |M_a| + 4 |M_b| + 3 |M_c|} \\
 &= 1,218
 \end{aligned}$$

$$M_{ny} =$$

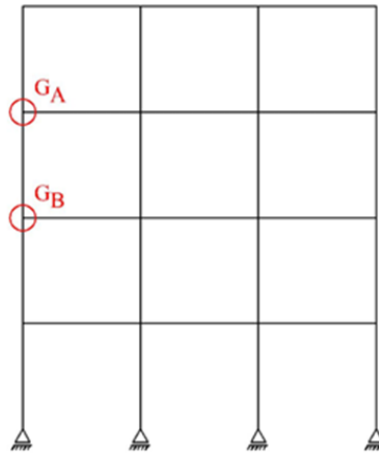
$$\begin{aligned}
 &1,218 \left[ 484,118 - \left( 484,118 - 0,7 \times 400 \times 0,776 \times 10^{-3} \right) \left( \frac{3,5 - 3,479}{10,974 - 3,479} \right) \right] \\
 &= 496,640 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_{ny} = 0,9 \times 496,640$$

$$= 446,976 \text{ kNm} > M_{uy} \quad \text{OKE}$$

e. Panjang Efektif

Contoh perhitungan panjang efektif dilakukan pada *frame* arah y dengan profil kolom  $350 \times 350 \text{ mm}$  dan profil balok induk  $400 \times 200 \text{ mm}$  seperti pada Gambar 5.9 sebagai berikut.



**Gambar 5.9 Lokasi  $G_A$  dan  $G_B$  Pada *Frame***

$$I_{cA} = 40,3 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$L_{cA} = 3500 \text{ mm}$$

$$I_{bA} = 23,7 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$L_{bA} = 2950 \text{ mm}$$

$$I_{cB} = 40,3 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$L_{cB} = 3500 \text{ mm}$$

$$I_{bB} = 23,7 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$L_{bB} = 2950 \text{ mm}$$

$$G_A = \frac{\sum (I_{cA} / L_{cA})}{\sum (I_{bA} / L_{bA})}$$

$$G_A = \frac{2 \times (40,3 \times 10^7 / 3500)}{(23,7 \times 10^7 / 2950)}$$

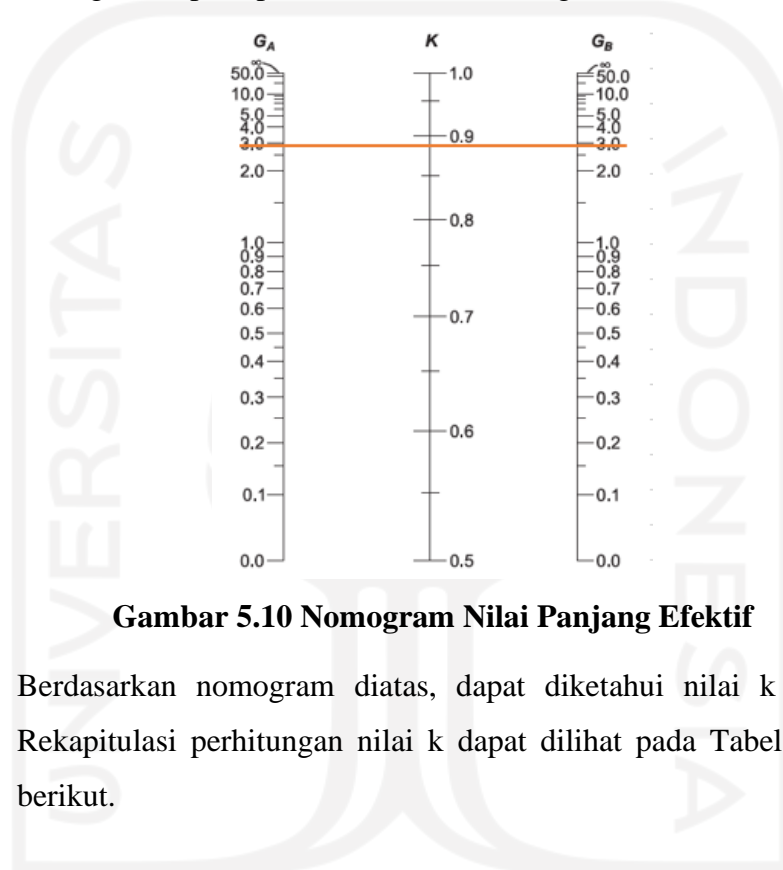
$$G_A = 27,9731$$

$$G_B = \frac{\sum (I_{cB} / L_{cB})}{\sum (I_{bB} / L_{bB})}$$

$$G_B = \frac{2 \times (40,3 \times 10^7 / 3500)}{(23,7 \times 10^7 / 2950)}$$

$$G_B = 27,9731$$

Berdasarkan perhitungan diatas, nilai k perlu ditentukan menggunakan nomogram seperti pada Gambar 5.10 sebagai berikut.

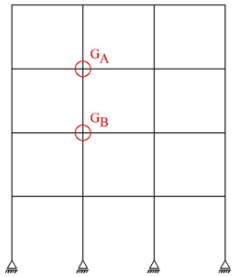
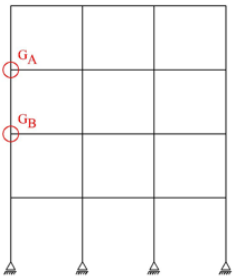
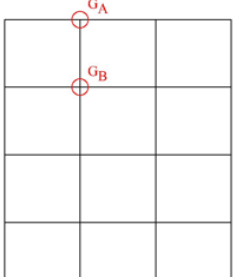
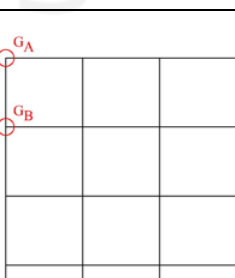


**Gambar 5.10 Nomogram Nilai Panjang Efektif**

Berdasarkan nomogram diatas, dapat diketahui nilai k adalah 0,88. Rekapitulasi perhitungan nilai k dapat dilihat pada Tabel 5.25 sebagai berikut.

الجمعة، الأستد الاندو  
الجمعة، الأستد الاندو

Tabel 5.25 Perhitungan Nilai k

Frame	Arah	$G_A$	$G_B$	k
	X	0,94738	0,94738	0,76
	Y	1,43321	1,43321	0,81
	X	1,89476	1,89476	0,85
	Y	2,86643	2,86643	0,88
	X	0,47369	0,94738	0,54
	Y	0,71661	1,43321	0,76
	X	0,94738	1,89476	0,81
	Y	1,43321	2,86643	0,84

f. Kelangsingan Efektif ( $L_c/r$ )

$$L_c = KL$$

$$L_c = 0,88 \times 3500$$

$$= 3080 \text{ mm}$$

$$L_c/r = 3080/88,4$$

$$= 34,842$$

$$4,71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71\sqrt{\frac{200000}{400}}$$

$$= 105,3188$$

Karena nilai  $L_c/r \leq 4,71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ , digunakan rumus

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

dengan

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 200000}{34,842^2}$$

$$= 1626,046 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$$

$$= \left(0,658^{\frac{400}{1626,046}}\right) \times 400$$

$$= 360,865 \text{ MPa}$$

g. Kapasitas Batang

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$= 360,865 \times 17390$$

$$= 6275436,828 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 0,9 \times 6275436,828$$

$$= 5647893,145$$

$$= 5647,893 \text{ kN}$$

$$P_u = 3656,156 \text{ kN} < \phi P_n \quad \text{OKE}$$



## h. Interaksi Aksial Lentur

$$\frac{Pr}{Pc} = \frac{3656,156}{5647,893} > 0,2 \text{ maka digunakan rumus:}$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{8}{9} \left( \frac{Mux}{\phi Mnx} + \frac{Muy}{\phi Mny} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{3656,156}{5647,893} + \frac{8}{9} \left( \frac{27,163}{923,250} + \frac{0,0929}{446,976} \right) \leq 1,0$$

$$0,647 \leq 1,0 \text{ OKE}$$

Berdasarkan perhitungan elemen struktur diatas, hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas elemen struktur dapat dilihat pada Tabel 5.26 sebagai berikut.

**Tabel 5.26 Kapasitas Elemen Struktur**

	Profil	Demand			Capacity			<i>d/c Ratio</i>	Keterangan
		Pu (kN)	Mu (kNm)	Vu (kN)	$\phi P_n$ (kN)	$\phi M_n$ (kNm)	$\phi V_n$ (kN)		
Balok Induk	400×200	26,214	76,809	445,668	1865,113	391,134	691,200	0,196 0,645	Memenuhi $M_u \leq \phi M_n$ ; $V_u \leq \phi V_n$
Balok Anak	300×150	7,853	31,074	390,802	1411,867	200,088	421,200	0,155 0,835	Memenuhi $M_u \leq \phi M_n$ ; $V_u \leq \phi V_n$
Kolom	350×350	3656,156	27,163	-	5647,893	923,250	-	0,647 0,029 0,647	Memenuhi $P_u \leq \phi P_n$ ; $M_u \leq \phi M_n$ ; Interaksi Aksial-Lentur

Hasil desain struktur baja pada gedung mal untuk elemen balok induk didesain dengan profil IWF  $400 \times 200$  yang membentang sepanjang 3,9 m. Balok yang didesain mengalami lentur sebesar 76,809 kNm, sedangkan kemampuan balok induk untuk menahan lentur adalah sebesar 391,134 kNm. Rasio kebutuhan dan kemampuan menahan lentur dari balok induk adalah sebesar 0,196 sehingga dapat dinyatakan balok induk aman terhadap lentur. Balok induk didesain mampu menahan gaya geser sebesar 691,200 kN dengan gaya geser yang terjadi senilai 445,668 kN. Rasio kebutuhan dan kemampuan menahan geser adalah sebesar 0,645 sehingga dapat dikatakan balok induk kuat untuk menahan gaya geser yang terjadi. Selain balok induk, desain balok anak dilakukan menggunakan profil IWF  $300 \times 150$  dengan bentang 1,5 m. Kemampuan balok anak dalam menahan lentur adalah sebesar 200,088 kNm sedangkan gaya lentur yang terjadi hanya sebesar 31,074 kNm. Rasio kebutuhan dan kemampuan menahan lentur dari balok anak adalah sebesar 0,155 sehingga dapat dinyatakan balok induk aman terhadap lentur. Gaya geser yang terjadi sebesar 390,802 kN dengan kemampuan balok anak untuk menahan geser sebesar 421,200 kN. Rasio kebutuhan dan kemampuan menahan geser adalah sebesar 0,835 sehingga dapat dikatakan balok anak kuat untuk menahan gaya geser yang terjadi.

Kolom didesain memiliki profil HWF  $350 \times 350$  dengan bentang 3,5 m. Desain kolom yang dibuat memiliki kemampuan menahan gaya aksial ( $\phi P_n$ ) sebesar 5647,893 kN, sedangkan nilai gaya aksial yang terjadi pada kolom ( $P_u$ ) sebesar 3656,156 kN. Rasio kebutuhan dan kemampuan menahan tekan adalah sebesar 0,647 sehingga dapat dikatakan kolom kuat untuk menahan gaya aksial yang terjadi. Selain gaya aksial, gaya lentur yang mampu ditahan oleh kolom yang didesain adalah sebesar 923,250 kNm, sedangkan gaya lentur yang terjadi hanya sebesar 27,163 kNm. Rasio kebutuhan dan kemampuan menahan lentur dari kolom adalah sebesar 0,029 sehingga dapat dinyatakan kolom aman terhadap lentur. Perhitungan interaksi aksial-lentur menghasilkan nilai 0,647 yang menyatakan bahwa kolom didesain dengan keamanan yang memenuhi SNI 1729:2020.

## **BAB VI**

### **KESIMPULAN**

#### **6.1 Kesimpulan**

Setelah melakukan analisis perhitungan desain struktur portal baja pada bangunan mal ini, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut.

##### **1. Desain Balok**

- a. Desain balok induk yang didesain menggunakan profil IWF  $400 \times 200$  memiliki nilai  $V_u$  sebesar 445,668 kN dengan  $\phi V_n = 691,200$  kN;  $M_u = 76,809$  kNm dan  $\phi M_n = 391,200$  kNm. Hal ini menunjukkan bahwa balok induk aman.
- b. Desain balok anak yang didesain menggunakan profil IWF  $300 \times 150$  memiliki nilai  $V_u$  sebesar 390,802 kN dengan  $\phi V_n = 421,200$  kN;  $M_u = 31,074$  kNm dan  $\phi M_n = 200,088$  kNm. Hal ini menunjukkan bahwa balok anak aman.

##### **2. Desain Kolom**

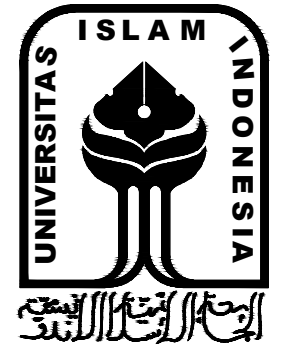
Desain kolom yang didesain menggunakan profil HWF  $350 \times 350$  memiliki nilai  $P_u$  sebesar 3656,156 kN dengan  $\phi P_n = 5647,893$  kN;  $M_u = 27,163$  kNm dan  $\phi M_n = 923,250$  kNm; interaksi aksial-lentur senilai 0,647. Hal ini menunjukkan bahwa kolom aman.

## DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-16*. Illinois.
- Badan Standarisasi Nasional. (2020). *Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain, SNI 03-1727-2020*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional. (2019). *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 03-1726-2019*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum
- Badan Standarisasi Nasional. (2020). *Ketentuan Seismik untuk Bangunan Gedung Baja Struktural, SNI 03-7860-2020*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum
- Badan Standarisasi Nasional. (2020). *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural, SNI 03-1729-2020*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum
- Baskoro, I. A. (2019). 2.1.2 Perancangan Ulang Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta Menggunakan Struktur Baja dengan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Undergraduate Thesis, Universitas Islam Indonesia.
- Indrawan, I. E., & Hardawati, A. (2022). Analisis Respons Struktur Gedung Akibat Alih Fungsi Bangunan (Studi Kasus Hotel Mutiara Yogyakarta). *2nd Civil Engineering Research Forum*, 14-25.
- Moruk, L. F., Indra, H. S., & Priskasari, E. (2019). Studi Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Breising Konsentris Tipe X pada Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang. *Jurnal Sondir. Vol. 3 No. 2*, 20-24.
- Munawar, I. A., Tata, A., & Togubu, J. (2018). Modifikasi Desain Menggunakan Struktur Baja dengan Kolom Komposit Pada Gedung Pasar Modern Ternate. *Jurnal Sipil Sains. Vol. 8 No. 16*, 23-31.
- Pamungkas, A. T. (2019). Redesign Gedung Kantor Terpadu Sukoharjo. Undergraduate Thesis, Universitas Islam Sultan Agung.



# LAMPIRAN



JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI 1 DAN 2  
GEDUNG MAL

MAHASISWA

NAMA ANIZAR RAFI ARROSYID

NIM 18511255

LOKASI

YOGYAKARTA

TANGGAL PENGGAMBARAN

19 AGUSTUS 2022

SKALA

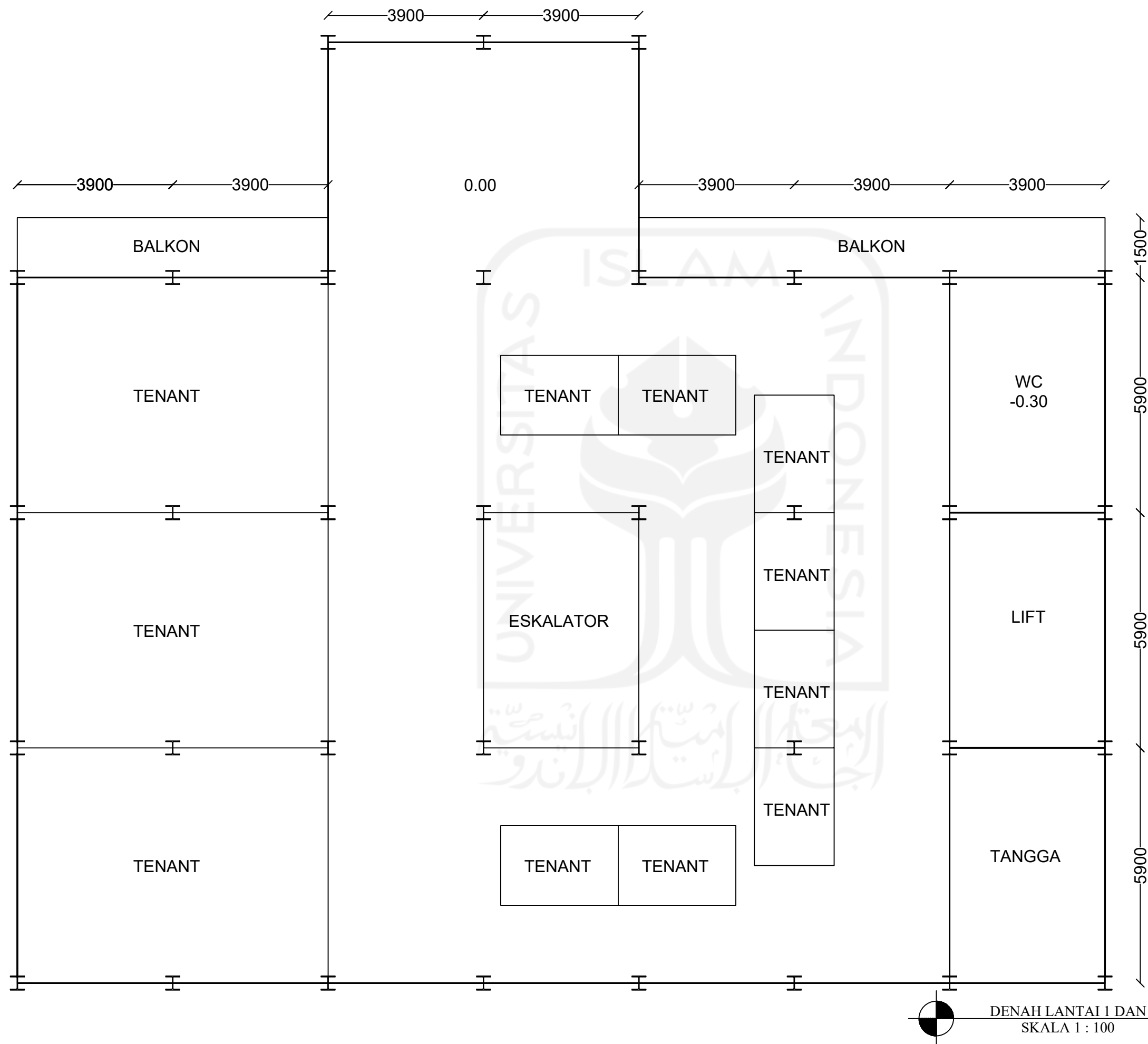
1:100

NO LEMBAR

1

JUMLAH LEMBAR

2





JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI 3 - 7  
GEDUNG MAL

MAHASISWA

NAMA ANIZAR RAFI ARROSYID

NIM 18511255

LOKASI

YOGYAKARTA

TANGGAL PENGGAMBARAN

19 AGUSTUS 2022

SKALA

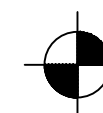
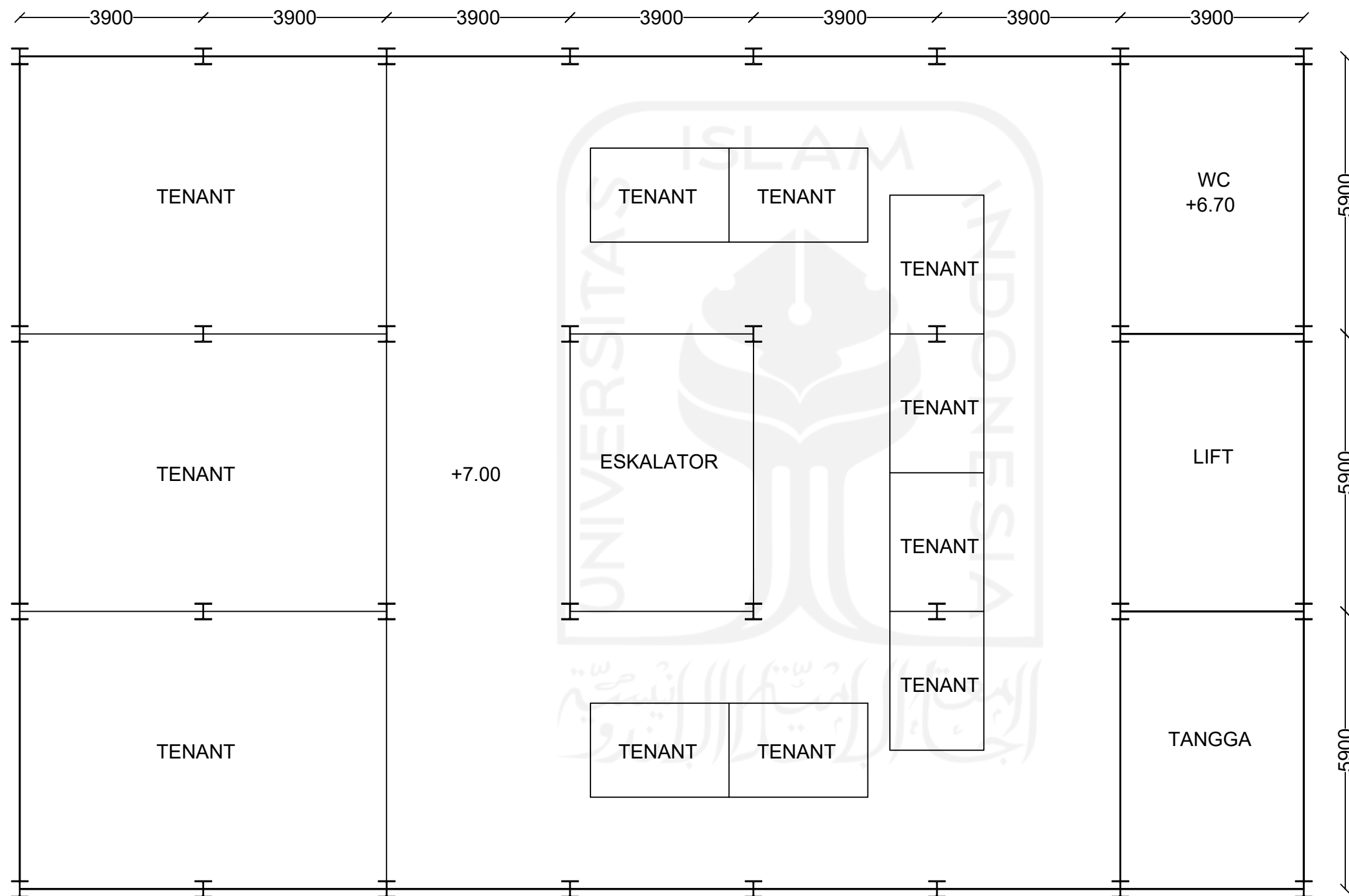
1:100

NO LEMBAR

2

JUMLAH LEMBAR

2



DENAH LANTAI 3 - 7  
SKALA 1 : 100