

TUGAS AKHIR

**KAJIAN KINERJA STRUKTUR GEDUNG BETON
BERTULANG 10 TINGKAT PADA WILAYAH
SEISMIC TINGGI DENGAN ANALISIS RESPON
SPEKTRUM DAN RIWAYAT WAKTU
(*STRUCTURAL PERFORMANCE ASSESSMENT OF A
10-STORY REINFORCED CONCRETE BUILDING IN
HIGH SEISMIC ZONE USING RESPONSE SPECTRUM
AND TIME HISTORY ANALYSES*)**

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



**Ikrar Alif Rayhan Dahya
20511433**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2026**

TUGAS AKHIR

KAJIAN KINERJA STRUKTUR GEDUNG BETON BERTULANG 10 TINGKAT PADA WILAYAH SEISMIC TINGGI DENGAN ANALISIS RESPON SPEKTRUM DAN RIWAYAT WAKTU (*STRUCTURAL PERFORMANCE ASSESSMENT OF A 10-STORY REINFORCED CONCRETE BUILDING IN HIGH SEISMIC ZONE USING RESPONSE SPECTRUM AND TIME HISTORY ANALYSES*)

Disusun Oleh

Ikrar Alif Rayhan Dahya
20511433

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

Diuji pada tanggal 6 Mei 2026

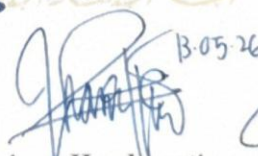
Oleh Dewan Penguji:

Pembimbing



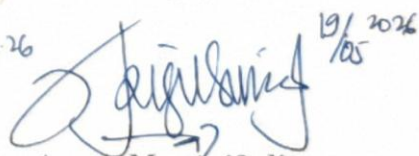
Ir. Yunalia Muntafi S.T.,
M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.
NIK: 095110101

Penguji I



Astriana Hardawati
S.T., M.Eng.
NIK: 165111301

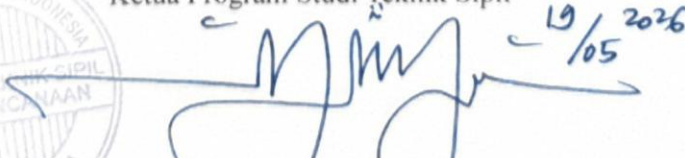
Penguji II



Anggit Mas Arifudin
S.T., M.T.
NIK: 185111304

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Ir. Yunalia Muntafi S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.
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 perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 20 Mei2026

Yang membuat pernyataan,



Ikrar Alif Rayhan Dahya
(20511433)

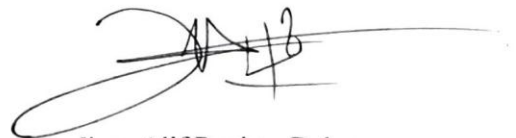
KATA PENGANTAR

Puji syukur dipanjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa atas Rahmat dan karunia-nya sehingga Tugas Akhir yang berjudul Kajian Kinerja Struktur Gedung Beton Bertulang 10 Tingkat pada Wilayah Seismik Tinggi dengan Analisis Respons Spektrum dan Riwayat Waktu dapat diselesaikan dengan baik. Tugas Akhir ini merupakan salah satu persyaratan akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta. Penyusunan Tugas Akhir ini tidak terlepas dari berbagai kendala dan keterbatasan. Namin demikian, berkat bimbingan, saran, kritik, serta dukungan dari berbagai pihak, seluruh tahapan penelitian dan penulisan dapat diselesaikan sesuai dengan ketentuan akademik yang berlaku. Berkaitan dengan hal tersebut, penghargaan dan ucapan terimakasih disampaikan kepada:

1. Ibu Ir. Yunalia Muntafi S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM. selaku Dosen Pembimbing I atas arahan, koreksi dan kontribusi ilmiah yang diberikan selama proses penelitian dan penyusunan Tugas Akhir,
2. Astriana Hardawati S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji I atas masukan dan saran yang bersifat konstruktif,
3. Anggit Mas Arifudin S.T., M.T. selaku Dosen Penguji II atas evaluasi dan rekomendasi ilmiah yang memperkaya kualitas kajian, serta
4. Orang tua yang telah memberikan dukungan moral dan material secara berkelanjutan hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini.

Sebagai penutup, diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi akademik dalam bidang rekayasa struktur, khususnya terkait evaluasi respons seismik bangunan gedung beton bertulang, serta menjadi referensi bagi penelitian selanjutnya.

Yogyakarta, ^{20 Mei}.....2026



Ikrar Alif Rayhan Dahya
20511433

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR LAMPIRAN	xvi
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvii
ABSTRAK	xxi
<i>ABSTRACT</i>	xxii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	4
1.3 Tujuan Penelitian	5
1.4 Manfaat Penelitian	5
1.5 Batasan Penelitian	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	8
2.1 Penelitian Terdahulu	8
2.2 Perbedaan dari Penelitian Sebelumnya	11
2.3 Keaslian Penelitian	18
BAB III LANDASAN TEORI	19
3.1 Umum	19
3.2 Struktur Bangunan	20

3.2.1	Fungsi Struktur Bangunan	20
3.2.2	Komponen Utama Struktur	21
3.3	Konsep Bangunan Tahan Gempa	23
3.4	Pembebanan Struktur	24
3.4.1	Beban Mati (<i>Dead Load</i>)	25
3.4.2	Beban Hidup (<i>Live Load</i>)	26
3.4.3	Verifikasi Berat Struktur	27
3.4.4	Beban Gempa (<i>seismic load</i>)	28
3.5	Analisis Struktur	40
3.5.1	Analisis Respon Spektrum	40
3.5.2	Analisis <i>Time History</i>	50
3.6	Ketidakteraturan	52
3.6.1	Simpangan Antar Tingkat	52
3.6.2	Pengaruh P-Delta	54
3.6.3	Ketidakteraturan Horizontal	55
3.6.4	Ketidakteraturan Vertikal	58
3.7	Performance Based Seismic Design (PBSD)	62
3.8	Tingkat Kinerja Bangunan (Building Performance Level)	63
3.9	Tingkat Kinerja Struktur Bangunan Berdasarkan ATC-40	64
BAB IV METODE PENELITIAN		68
4.1	Tinjauan Umum	68
4.2	Objek Penelitian	68
4.3	Data Bangunan	69
4.4	Instrumen Penelitian	75
4.5	Prosedur Penelitian	77
4.6	Alur Metodologi dan Tahapan Penelitian	82
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN		86
5.1	Deskripsi Umum Model Struktur	86
5.2	Hasil Pemodelan dan Validasi Struktur	86
5.2.2	Beban Gravitasi	91
5.2.3	Berat Seismik Efektif (W)	98

5.3	Analisis Respons Spektrum	110
5.3.1	Parameter Respons Spektrum Desain	110
5.3.2	Desain Respons Spektrum	111
5.3.3	Gaya Geser Dasar Seismik	119
5.3.4	Distribusi Vertikal Gaya Gempa	120
5.3.5	Analisis Simpangan Antar Tingkat (<i>Story Drift</i>)	123
5.3.6	Analisis Pengaruh P-Delta	127
5.3.7	Penskalaan Gaya Gempa Respons Spektrum	130
5.3.8	Penskalaan Simpangan Antar Tingkat	133
5.4	Analisis Linear <i>Time History</i>	133
5.4.1	Kriteria Pemilihan Gerakan Tanah Dasar	134
5.4.2	Pengambilan Rekaman Gerakan Tanah	135
5.4.3	Periode Spektral Rekaman Gempa	138
5.4.4	Pencocokan Spektral	139
5.4.5	Analisis Gaya Geser Dasar Berdasarkan Linear <i>Time History</i>	141
5.4.6	Analisis Simpangan Antar Tingkat (<i>Story Drift</i>) Berdasarkan Linear <i>Time History</i>	143
5.4.7	Analisis Pengaruh P-Delta Berdasarkan Linear <i>Time History</i>	146
5.5	Analisis Ketidakberaturan Struktur	150
5.5.1	Analisis Ketidakberaturan Horizontal	150
5.5.2	Analisis Ketidakberaturan Vertikal	162
5.6	Analisis Komparatif Berdasarkan Respons Struktur	182
5.6.1	Evaluasi Komparatif Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear</i>)	182
5.6.2	Evaluasi Komparatif Perpindahan Struktur (<i>Displacement</i>)	183
5.6.3	Evaluasi Komparatif Simpangan Antar Tingkat (<i>Story Drift</i>)	185
5.6.4	Evaluasi Komparatif Pengaruh P-Delta (<i>P-Delta Effect</i>)	187
5.6.5	Evaluasi Komparatif Ketidakberaturan Struktur (<i>Structural Irregularity</i>)	190
5.7	Evaluasi Tingkat Kinerja Struktur Berdasarkan ATC – 40	195
5.7.1	Tingkat Kinerja Struktur Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum	195

5.7.2	Tingkat Kinerja Struktur Berdasarkan Hasil Analisis Linear <i>Time History</i>	197
BAB VI	KESIMPULAN DAN SARAN	200
6.1	Kesimpulan	200
6.2	Saran	201
	DAFTAR PUSTAKA	203
	LAMPIRAN	206

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan	14
Tabel 3.1 Rincian Beban Mati (<i>Dead Load</i>)	25
Tabel 3.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o dan Beban Hidup Terpusat Minimum	26
Tabel 3.3 Koefisien Batas Atas Periode Fundamental Struktur	30
Tabel 3.4 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	31
Tabel 3.5 kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung Untuk beban Gempa	33
Tabel 3.6 Faktor Keutamaan Gempa	36
Tabel 3.7 Persyaratan pada Setiap Tingkat yang Menahan Lebih Dari 35%	36
Tabel 3.8 Persyaratan pada Setiap Tingkat yang Menahan Lebih Dari 35%	37
Tabel 3.9 Klasifikasi Situs	39
Tabel 3.10 Koefisien Situs F_a	43
Tabel 3.11 Koefisien Situs F_v	44
Tabel 3.12 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode Pendek	46
Tabel 3.13 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode 1 Detik	47
Tabel 3.14 Faktor R , C_d , dan Ω_0 Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	47
Tabel 3.15 Prosedur Analisis yang Diizinkan	48
Tabel 3.16 Simpangan Antar Tingkat Izin (Δ_a)	53
Tabel 3.17 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur	55
Tabel 3.18 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur	59
Tabel 3.19 Level Kinerja Struktur Bangunan Ditinjau Dari Kombinasi Level Kinerja Struktural dan Nonstruktural Berdasarkan ATC-40	66

Tabel 3.20 Batasan Drift Ratio Atap Berdasarkan ATC-40	67
Tabel 4.1 Dimensi dan Tipe Balok	72
Tabel 4.2 Dimensi dan Tipe Kolom	72
Tabel 4.3 Dimensi dan Tipe Pelat Lantai	72
Tabel 4.4 Dimensi dan Tipe Pelat Atap	73
Tabel 5.1 Beban mati Tambahan Pelat Lantai (<i>Superimposed Dead Load</i>)	93
Tabel 5.2 Beban mati Tambahan Pelat Atap (<i>Superimposed Dead Load</i>)	94
Tabel 5.3 Beban mati Tambahan Pelat Tangga (<i>Superimposed Dead Load</i>)	96
Tabel 5.4 Beban Mati Tambahan Pelat Bordes (<i>Superimposed Dead Load</i>)	97
Tabel 5.5 Beban Hidup Pelat (<i>Live Load</i>)	97
Tabel 5.6 Rekapitulasi Beban Total Struktur Bangunan	108
Tabel 5.7 Validasi Berat Seismik Efektif Total (W_{total}) Berdasarkan Hasil Analisis Teoritis dan Numerik (ETABS)	110
Tabel 5.8 Data Percepatan Respons Spektrum Desain Struktur	117
Tabel 5.9 Distribusi Gaya Seismik Vertikal Arah X pada Setiap Tingkat Struktur	122
Tabel 5.10 Distribusi Gaya Seismik Vertikal Arah Y pada Setiap Tingkat Struktur	122
Tabel 5.11 Evaluasi Kinerja Simpangan Antar Tingkat Struktur pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil <i>Modal Response Spectrum Analysis</i> (MRSA)	126
Tabel 5.12 Evaluasi Stabilitas dan Batas Pengaruh P–Delta pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil <i>Modal Response Spectrum Analysis</i> (MRSA)	129
Tabel 5.13 Parameter dan Kriteria Pemilihan Gerakan Tanah	134
Tabel 5.14 Pemilihan Rekaman Gerakan Tanah	137
Tabel 5.15 Hasil Analisis Gaya Geser Dasar Pada Arah X Berdasarkan Linear <i>Time History</i>	142
Tabel 5.16 Hasil Analisis Gaya Geser Dasar Pada Arah Y Berdasarkan Linear <i>Time History</i>	142

Tabel 5.17 Perpindahan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Linear <i>Time History</i>	143
Tabel 5.18 Perpindahan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear <i>Time History</i>	144
Tabel 5.19 Evaluasi Kinerja Simpangan Antar Tingkat Struktur pada Arah X dan Y berdasarkan Hasil Analisis Linear <i>Time History</i>	145
Tabel 5.20 Distribusi Gaya Geser Antar Tingkat Pada Arah X Berdasarkan Analisis Hasil <i>Time History</i>	147
Tabel 5.21 Distribusi Gaya Geser Antar Tingkat Pada Arah Y Berdasarkan Analisis Hasil Linear <i>Time History</i>	147
Tabel 5.22 Evaluasi Stabilitas dan Batas Pengaruh P–Delta pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear <i>Time History</i>	149
Tabel 5.23 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan Arah X Berdasarkan Analisis Hasil Respons Spektrum	151
Tabel 5.24 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum	152
Tabel 5.25 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Linear <i>Time History</i>	155
Tabel 5.26 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear <i>Time History</i>	157
Tabel 5.27 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum	165
Tabel 5.28 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum	165
Tabel 5.29 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan Arah X Berdasarkan Analisis Hasil Linear <i>Time History</i>	168

Tabel 5.30 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear <i>Time History</i>	170
Tabel 5.31 Evaluasi Ketidakberaturan Massa Struktur	172
Tabel 5.32 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum	175
Tabel 5.33 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum	176
Tabel 5.34 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Linear <i>Time History</i>	178
Tabel 5.35 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear <i>Time History</i>	180
Tabel 5.36 Perpindahan Struktur (<i>Displacement</i>) pada Arah X dan Y Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear <i>Time History</i>	183
Tabel 5.37 Simpangan Antar Tingkat (<i>Story Drift</i>) pada Arah X dan Y Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear <i>Time History</i>	185
Tabel 5.38 Pengaruh P-Delta (<i>P-Delta Effect</i>) pada Arah X dan Y Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear <i>Time History</i>	188
Tabel 5.39 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum dan Linear <i>Time History</i>	190
Tabel 5.40 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan pada Arah X dan Y Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear <i>Time History</i>	192
Tabel 5.41 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan pada Arah X dan Y Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear <i>Time History</i>	194
Tabel 5.42 Evaluasi Tingkat Kinerja Struktur Berdasarkan Analisis Respons Spektrum (RSA) dan Linear <i>Time History</i> (LTHA)	199

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Zonasi Gempa Yogyakarta	2
Gambar 3.1 Ilustrasi Respon Struktur Bangunan Akibat Gelombang Gempa	24
Gambar 3.2 Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5 %)	42
Gambar 3.3 Parameter gerak tanah, S_I , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2- detik (redaman kritis 5%)	42
Gambar 3.4 Peta transisi periode panjang, T_L , wilayah Indonesia	43
Gambar 3.5 Spektrum Respons Desain	46
Gambar 3.6 Penentuan Simpangan Antar Tingkat	52
Gambar 3.7 Ketidakberaturan 1a dan 1b	57
Gambar 3.8 Ketidakberaturan 2	57
Gambar 3.9 Ketidakberaturan 3	57
Gambar 3.10 Ketidakberaturan 4	58
Gambar 3.11 Ketidakberaturan 5	58
Gambar 3.12 Ketidakberaturan 1a dan 1b	60
Gambar 3.13 Ketidakberaturan 2	61
Gambar 3.14 Ketidakberaturan 3	61
Gambar 3.15 Ketidakberaturan 4	61
Gambar 3.16 Ketidakberaturan 5a dan 5b	62
Gambar 3.17 Level Kinerja Struktur Berdasarkan ATC-40	67
Gambar 4.1 Peta Lokasi Penelitian dan Jalur Sesar Opak	69
Gambar 4.2 Denah Struktur Bangunan	70
Gambar 4.3 Potongan Memanjang Struktur Bangunan Tingkat 1–10	70
Gambar 4.4 Potongan Melintang Struktur Bangunan Tingkat 1-10	71

Gambar 4.5 Diagram Alir Penelitian	83
Gambar 5.1 Denah Struktur Bangunan	87
Gambar 5.2 Kodefikasi Balok Induk	87
Gambar 5.3 Kodefikasi Balok Anak	88
Gambar 5.4 Kodefikasi Kolom	88
Gambar 5.5 Kodefikasi Pelat Lantai	88
Gambar 5.6 Kodefikasi Pelat Atap	89
Gambar 5.7 Potongan Memanjang Struktur Bangunan Tingkat 1–10	89
Gambar 5.8 Potongan Melintang Struktur Bangunan Tingkat 1-10	90
Gambar 5.9 Tampilan Isometrik (3D) Hasil Pemodelan Struktur dengan ETABS	90
Gambar 5.10 Konfigurasi Lapisan Beban pada Sistem Pelat Lantai	93
Gambar 5.11 Konfigurasi Lapisan Beban pada Sistem Pelat Atap	95
Gambar 5.12 Grafik Respons Spektrum Desain Kecamatan Kretek	119
Gambar 5.13 Grafik Distribusi Simpangan Antar Tingkat Inelastik Arah X dan Y Terhadap Batas Simpangan Izin Berdasarkan Hasil <i>Modal Response Spectrum Analysis</i> (MRSA)	127
Gambar 5.14 Distribusi Koefisien Stabilitas (θ) Antar Tingkat dengan Mempertimbangkan Pengaruh P–Delta pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil <i>Modal Response Spectrum Analysis</i> (MRSA)	130
Gambar 5.15 Parameter Input Rekaman Gerakan Tanah untuk Sumber Gempa Sesar Dangkal (<i>Shallow Crustal</i>) Berdasarkan PEER <i>Ground Motion Database</i>	136
Gambar 5.16 Hasil Rekaman Gerakan Tanah untuk Gempa Sesar Dangkal (<i>Shallow Crustal</i>) Berdasarkan PEER <i>Ground Motion Database</i>	137
Gambar 5.17 Penentuan Batas Periode Getar Struktur Berdasarkan Parameter T_{Lower} dan T_{Upper}	138
Gambar 5.18 Proses Input Rekaman Gerakan Tanah	139
Gambar 5.19 Proses Input Target Respons Spektrum	140
Gambar 5.20 Proses Input Rentang Periode	140

Gambar 5.21 Hasil Pencocokan Spektral Rekaman Gempa	141
Gambar 5.22 Grafik Distribusi Simpangan Antar Tingkat Inelastik Arah X dan Y Terhadap Batas Simpangan Izin Berdasarkan Hasil Analisis Linear <i>Time History</i>	146
Gambar 5.23 Distribusi Koefisien Stabilitas (θ) Antar Tingkat dengan Mempertimbangkan Pengaruh P-Delta pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear <i>Time History</i>	150
Gambar 5.24 Konfigurasi Denah Bangunan dengan Ketidakberaturan Sudut Dalam (<i>Re-entrant Corner</i>)	160
Gambar 5.25 Konfigurasi Diafragma Lantai pada Denah Struktur Bangunan	161
Gambar 5.26 Konfigurasi Struktur Tiga Dimensi Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral	161
Gambar 5.27 Konfigurasi Denah Struktur Elemen Pemikul Gaya Lateral Terhadap Sumbu Utama Bangunan	162
Gambar 5.28 Konfigurasi Geometri Vertikal Bangunan	173
Gambar 5.29 Konfigurasi Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral	174
Gambar 5.30 Diagram Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear</i>) Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear <i>Time History</i>	182
Gambar 5.31 Grafik Distribusi Simpangan Antar Tingkat Inelastik Arah X dan Y Terhadap Batas Simpangan Izin Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum dan Linear <i>Time History</i>	186
Gambar 5.32 Distribusi Koefisien Stabilitas (θ) Antar Tingkat dengan Mempertimbangkan Pengaruh P-Delta pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum dan Linear <i>Time History</i>	189

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Jadwal Pelaksanaan Proposal Tugas Akhir	207
Lampiran 2 Peta Deagregasi Jarak (R)	208
Lampiran 3 Peta Deagregasi Maginitudo (M)	209
Lampiran 4 <i>Time History Accelerograms</i>	210
Lampiran 5 Detail Engineering Design (DED) Bangunan Fakultas / Kampus	213

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

A	=	Area / Luas (m ²)
ATC-40	=	Applied Technology Council, Report 40
A_{total}	=	Area / Luas total (m ²)
A_{void}	=	Area / Luas bukaan (m ²)
b	=	Lebar elemen / struktur (m)
B_j	=	Berat Jenis Elemen
C_d	=	Faktor pembesaran defleksi
CQC	=	<i>Complete Quadratic Combination</i>
C_S	=	Koefisien respons seismik dasar
$C_{S\ max}$	=	Koefisien batas atas respons seismik
$C_{S\ min}$	=	Koefisien batas bawah respons seismik
$C_{S\ pakai}$	=	Koefisien respons seismic terpakai
C_t	=	Koefisien faktor pengali periode pendekatan pada jenis sistem struktur
C_u	=	Koefisien batas periode
C_{vx}	=	Faktor distribusi gaya gempa
D	=	Pengaruh beban mati (kN)
DBE	=	<i>Design Basis Earthquake</i>
E	=	Pengaruh beban seismik (kN)
E_h	=	Pengaruh gaya seismik horizontal (kN)
ELF	=	<i>Equivalent lateral force</i>
ES	=	Modulus elastisitas tulangan baja (Mpa)
E_v	=	Pengaruh gaya seismik vertikal (kN)
F_a	=	koefisien amplifikasi situs pada periode pendek
$f'c$	=	Mutu beton (Mpa)
FEMA	=	<i>Federal Emergency Management Agency</i>
F_v	=	koefisien situs pada periode panjang

F_X	=	Gaya seismik lateral (kN)
f_y	=	Mutu tulangan baja longitudinal (Mpa)
f_{yv}	=	Mutu tulangan baja transversal (Mpa)
h	=	Ketinggian tingkat (m)
h_n	=	Ketinggian struktur diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (m)
h_{sx}	=	Tinggi tingkat di bawah tingkat-x (m)
h_x dan h_i	=	Tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)
I_e	=	faktor keutamaan gempa
IO	=	<i>Immediate Occupancy</i>
k	=	Kekakuan tingkat (kN/m)
K	=	Eksponen distribusi gaya gempa
KDS	=	Kategori desain seismik
L	=	Panjang elemen (mm) atau (m)
LS	=	<i>Life Safety</i>
LTHA	=	<i>Linear Time History Analysis</i>
L_x	=	Panjang bentang elemen pada arah X
L_y	=	Panjang bentang elemen pada arah Y
MCE	=	<i>Maximum Considered Earthquake</i>
MCE_R	=	<i>Risk Targeted Maximum Considered Earthquake</i>
MRSA	=	<i>Modal Response Spectrum Analysis</i>
M_w	=	Magnitudo gempa
n	=	Jumlah elemen
N atau N_{ch}	=	<i>Standard Penetration Test Blow Count</i> (jumlah pukulan SPT) atau <i>Corrected N</i> (N terkoreksi)
P	=	Gaya aksial (kN)
PBSD	=	<i>Performance Based Seismic Design</i>
PDBGI	=	Peta Deagregasi Bahaya Gempa Indonesia 2022
PEER	=	<i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
PGA	=	<i>Peak Ground Acceleration</i>
P_x	=	Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (kN)

P_X	=	Panjang proyeksi lekukan sumbu X (m)
P_Y	=	Panjang proyeksi lekukan sumbu (m)
Q	=	Beban merata / <i>uniformly distributed load</i> (kN/m ²)
Q_E	=	Pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau V_P (kN)
SIDL	=	Beban mati tambahan / <i>Superimposed Dead Load</i> (kN/m ²)
LL	=	Beban hidup / <i>live load</i> (kN/m ²)
R	=	Koefisien modifikasi respons
Rrup	=	Jarak dari pusat patahan gempa (<i>rupture</i>) ke lokasi bangunan (km)
S_I	=	Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik
S_a	=	Spektrum respons percepatan desain
S_{DI}	=	Percepatan respons spektral pada periode panjang (g)
S_{DS}	=	Percepatan respons spektral pada periode pendek (g)
SE	=	<i>Service Ability Earthquake</i>
SF	=	Faktor skala awal respons spektrum (mm/detik ²)
SFD	=	Faktor Skala Simpangan / <i>Scale Factor for Displacement</i> (mm/detik ²)
S_{MI}	=	Percepatan percepatan respons spektral MCE pada periode 1 detik (m/detik ²)
SNI	=	Standar Nasional Indonesia
SRPMK	=	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRSS	=	Akar Kuadrat dari Jumlah Kuadrat / <i>Square Root of the Sum of Squares</i>
S_S	=	Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek (m/detik ²)
S_u	=	Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik (m/detik ²)
T	=	Periode getar fundamental struktur (detik)
T_a	=	Periode fundamental pendekatan (detik)
T_C	=	Periode getar alami struktur (detik)
T_L	=	Periode panjang struktur (detik)

T_{lower}	=	Periode batas bawah struktur (detik)
T_{upper}	=	Periode batas atas struktur (detik)
USGS	=	<i>United States Geological Survey</i>
V	=	Gaya geser dasar (kN)
V_U	=	Gaya geser respon spektra <i>unscaled</i> (kN)
V_S	=	Kecepatan rambat gelombang geser (m/detik)
V_{S30}	=	kecepatan gelombang geser rata-rata kedalaman 30 meter (m/detik)
V_t	=	Gaya geser dasar kombinasi ragam (kN)
W	=	Berat Seismik Efektif (kg) atau (ton)
w_x dan w_i	=	Berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x (kN)
Δ	=	Simpangan antar tingkat desain (mm)
Δ_a	=	Simpangan antar tingkat izin (mm)
Δ_e	=	Simpangan antar tingkat elastik (mm)
Δ_i	=	Simpangan antar tingkat inelastik (mm)
Δ_{max}	=	Simpangan antar tingkat inelastik izin
δ	=	Perpindahan antar tingkat struktur (mm)
δ_{max}	=	Perpindahan horizontal maksimum pada keseluruhan tingkat bangunan (m)
δ_{yield}	=	Perpindahan titik leleh efektif / Perpindahan horizontal minimum pada seluruh tingkat bangunan (m)
β	=	Rasio kebutuhan geser (1,0)
θ	=	Koefisien stabilitas struktur
θ_{max}	=	Batas koefisien stabilitas struktur
ρ	=	Faktor redundansi struktur
Ω_0	=	Faktor kuat lebih sistem struktur

ABSTRAK

Potensi bahaya seismik tinggi di Kecamatan Kretek, Bantul akibat Sesar Opak memerlukan evaluasi rigiditas struktural gedung tinggi untuk menjamin kinerja dan keselamatan struktur terhadap guncangan gempa destruktif. Analisis performa dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019 dengan menerapkan Analisis Respons Spektrum dan Analisis *Linear Time History* secara komprehensif. Evaluasi memvalidasi parameter gaya geser dasar, perpindahan lateral, simpangan antar tingkat, serta ketidakberaturan struktur guna mitigasi kegagalan konstruksi melalui simulasi perilaku dinamik presisi.

Pendekatan komparatif dan evaluatif diterapkan melalui pemodelan numerik gedung beton bertulang 10 tingkat mengintegrasikan Analisis Respons Spektrum dan *Linear Time History Analysis* (LTHA) untuk mengevaluasi parameter seismik menyeluruh. Komparasi kedua metode mengkaji konsistensi serta presisi respons dinamik struktur terhadap rekaman gempa aktual, sekaligus mengidentifikasi karakteristik kinerja serta batasan teknis dari masing-masing prosedur analisis diimplementasikan.

Gaya geser dasar Analisis Respons Spektrum secara konsisten lebih besar dibandingkan *Linear Time History Analysis* (LTHA), LTHA merepresentasikan respons deformasi lateral dan simpangan antar tingkat lebih signifikan. Struktur memenuhi stabilitas P-Delta serta ketentuan ketidakberaturan SNI 1726:2019. Berdasarkan kriteria ATC-40, kedua metode menunjukkan tingkat kinerja *Immediate Occupancy* dengan rasio simpangan di bawah 0,01, mengindikasikan stabilitas dan integritas struktural tetap terkendali. Analisis Respons Spektrum memberikan estimasi gaya geser lebih konservatif, sedangkan LTHA mendeteksi deformasi lateral melampaui limitasi SNI 1726:2019. Meskipun mencapai kinerja *Immediate Occupancy*, ketidakberaturan sudut dalam menunjukkan perlunya perkuatan diafragma secara spesifik. Peningkatan rigiditas lateral melalui sistem peredam serta implementasi analisis nonlinier diperlukan dalam mengevaluasi perilaku pasca-elastik secara komprehensif dan akurat untuk menjamin kinerja struktur jangka panjang. Langkah ini bertujuan mengantisipasi kompleksitas respons gedung tinggi selama gempa untuk mendukung resiliensi infrastruktur.

Kata Kunci: Respons Spektrum, *Time History*, Kinerja Seismik, SNI 1726:2019, ATC-40

ABSTRACT

The high seismic hazard potential in Kretek District, Bantul, attributed to the Opak Fault, necessitates a rigorous evaluation of structural rigidity in high-rise buildings to ensure seismic performance and structural integrity against destructive ground motions. This performance analysis is conducted in compliance with SNI 1726:2019 standards, employing comprehensive Response Spectrum and Linear Time History Analyses. The evaluation validates critical parameters including base shear, lateral displacement, inter-story drift, and structural irregularities to mitigate construction failure through precise dynamic behavior simulations.

A comparative and evaluative approach was employed using numerical modeling of a 10-story reinforced concrete building, integrating Response Spectrum Analysis and Linear Time History Analysis (LTHA) to evaluate comprehensive seismic parameters. The comparison examines the consistency and precision of the structural dynamic response against actual earthquake records while identifying the performance characteristics and technical limitations of each analytical procedure.

The base shear derived from Response Spectrum Analysis is consistently higher than that of the LTHA; however, LTHA yields more significant lateral deformation and inter-story drift responses. The structure complies with P-Delta stability requirements and structural irregularity provisions stipulated in SNI 1726:2019. Based on ATC-40 criteria, both methods indicate an Immediate Occupancy (IO) performance level with drift ratios below 0.01, suggesting that structural stability and integrity remain well-controlled. While Response Spectrum Analysis provides a more conservative base shear estimation, LTHA detects lateral deformations that exceed the limitations of SNI 1726:2019. Despite achieving the IO performance level, the presence of re-entrant corner irregularities necessitates specific diaphragm reinforcement. Enhancing lateral rigidity through damping systems and implementing non-linear analysis are essential for a comprehensive assessment of post-elastic behavior to ensure long-term structural performance. These measures are vital to address the complex responses of high-rise buildings during seismic events and to bolster infrastructural resilience.

Keywords: Response Spectrum, Time History, Seismic Performance, SNI 1726:2019, ATC-40.

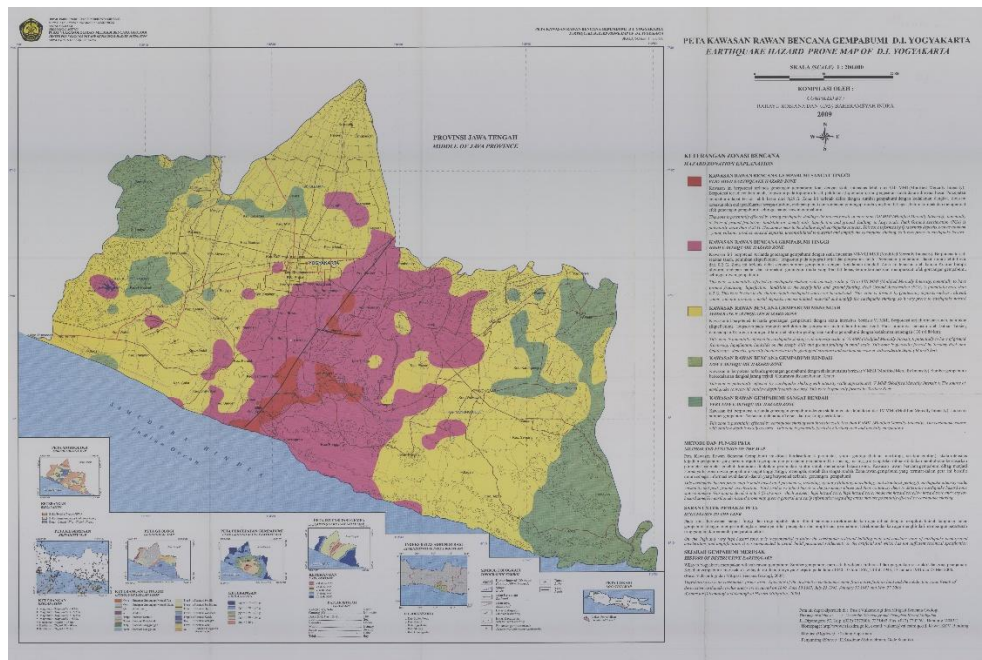
BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan negara yang terletak pada pertemuan tiga lempeng tektonik utama, meliputi Lempeng Indo-Australia, Lempeng Eurasia, dan Lempeng Pasifik. Kondisi geologis ini menyebabkan Indonesia sebagai wilayah dengan aktivitas seismik yang sangat tinggi. Berdasarkan data Badan Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika (BMKG), aktivitas kegempaan di wilayah Indonesia menunjukkan frekuensi yang sangat aktif dengan tercatat rata-rata puluhan ribu kejadian gempa setiap tahunnya, atau berkisar antara 10.000 hingga lebih dari 40.000 kejadian. Dari akumulasi aktivitas seismik tersebut, terdapat ratusan hingga ribuan gempa yang dirasakan secara langsung oleh masyarakat, sebagian besar di antaranya merupakan gempa signifikan dengan kekuatan Magnitudo 5,0 atau lebih. Peristiwa tersebut memiliki potensi destruktif signifikan yang berdampak langsung pada kegagalan stabilitas infrastruktur fisik serta mengancam keselamatan publik.

Daerah Istimewa Yogyakarta menjadi salah satu wilayah dengan risiko kegempaan paling signifikan di Indonesia akibat keberadaan Sesar Opak serta pengaruh zona subduksi di Samudera Hindia. Sejarah mencatat peristiwa kelam pada 27 Mei 2006, saat gempa bumi dengan kekuatan 5,9 SR (BMKG) atau setara 6,3 (USGS) mengakibatkan 4.772 hingga 6.234 korban jiwa serta kerugian ekonomi mencapai Rp 29,1 triliun (Bappenas & BMKG, 2006). Tingginya angka korban jiwa tersebut sebagian besar disebabkan oleh kegagalan struktural pada bangunan yang tidak memenuhi standar tahan gempa, seperti detail sambungan yang lemah dan rendahnya kapasitas disipasi energi struktur dalam merespons guncangan. Visualisasi Kawasan dengan tingkat kerentanan bahaya kegempaan pada wilayah Daerah Istimewa Yogyakarta terhadap ditampilkan pada Gambar 1.1 berikut.



Gambar 1.1 Peta Zonasi Gempa Yogyakarta

(Sumber: Badan Geologi - Kementerian ESDM RI 2009)

Penelitian ini difokuskan pada wilayah Kecamatan Kretek, Kabupaten Bantul, sebagai representasi kawasan yang menghadapi kontradiksi antara risiko seismik tinggi berdasarkan keputusan Kementrian Energi dan Sumber Daya Mineral (ESDM) Nomor 432.K/GL.01/MEM.G/2025 yang secara spesifik mengklasifikasikan wilayah tersebut ke dalam Kawasan Rawan Bencana (KRB) Gempa Bumi Tinggi dengan kebutuhan pengembangan infrastruktur yang masif. Pengembangan infrastruktur yang masif tersebut merupakan implikasi dari keberadaan Jalur Jalan Lintas Selatan (JJLS) yang telah menjadi katalisator utama pertumbuhan wilayah Kecamatan Kretek, sehingga menstimulasi peningkatan jumlah penduduk dari 30.828 jiwa (2023) menjadi 30.908 jiwa (2024) atau sekitar 0,26% berdasarkan data Badan Pusat Statistik (BPS) Kabupaten Bantul tahun 2024 dan Dinas Kependudukan dan Pencatatan Sipil (Disdukcapil) Kabupaten Bantul tahun 2024. Transformasi demografi ini berimplikasi pada peningkatan kebutuhan ruang terbangun secara vertikal melalui pembangunan gedung beton bertulang 10 tingkat untuk mendukung fungsi hunian dan komersial sekaligus mengoptimalkan pemanfaatan lahan. Kondisi ini berbeda dengan kawasan berkategori Sangat Tinggi

yang berlokasi pada jalur Sesar Opak, yang menetapkan pembatasan ketat terhadap pembangunan gedung bertingkat dengan tujuan menghindari risiko pergeseran permukaan tanah (*surface rupture*), hal ini sesuai dengan ketentuan Peraturan Daerah Daerah Istimewa Yogyakarta Nomor 10 Tahun 2023 tentang Rencana Tata Ruang Wilayah Tahun 2023–2043. Sementara itu, wilayah Kecamatan Kretek diproyeksikan sebagai Pusat Kegiatan Lokal (PKL). Pengembangan struktural diizinkan sebagai upaya optimalisasi lahan pada wilayah Bantul Selatan selatan sesuai kebijakan Peraturan Daerah tersebut, dengan mempertimbangkan parameter teknis mitigasi gempa bumi pada Kawasan Rawan Bencana (KRB) Gempa Bumi Tinggi berdasarkan Keputusan Kementerian Energi dan Sumber Daya Mineral (ESDM) Nomor 432.K/GL.01/MEM.G/2025.

Gedung beton bertulang merupakan kategori struktur yang dominan digunakan, namun memiliki potensi kegagalan getas (*brittle failure*) jika tidak direncanakan dengan ketentuan desain struktural yang memenuhi persyaratan teknis. Objek yang ditinjau dalam penelitian ini merupakan gedung beton bertulang 10 tingkat, pemilihan gedung beton bertulang 10 tingkat didasarkan pada karakteristik dinamis bangunan menengah hingga tinggi yang memiliki gaya inersia signifikan serta periode getar alami yang lebih panjang, sehingga terdapat potensi timbulnya resonansi jika periode alami gedung mendekati periode getar dominan tanah lunak pada wilayah Kecamatan Kretek. Berdasarkan klasifikasi situs SNI 1726:2019, pertumbuhan infrastruktur ini terjadi di atas formasi tanah sedang (SD), kondisi geologis ini berpotensi menyebabkan amplifikasi spektral tinggi yang diakibatkan oleh parameter percepatan rambat gelombang geser rata-rata (V_s) yang berkisar antara 175 hingga 350 m/detik. Fenomena amplifikasi ini secara signifikan meningkatkan parameter spektrum respons desain yang berimplikasi langsung pada besarnya beban lateral yang harus ditahan oleh elemen struktural.

Kondisi tersebut menjadikan evaluasi kinerja seismik struktur gedung beton bertulang 10 lantai sebagai bagian dari upaya mitigasi struktural yang krusial untuk menjamin pemenuhan standar keselamatan SNI 1726:2019 serta kriteria tingkat kinerja struktur berdasarkan ATC-40, khususnya dalam menghadapi pengaruh aktivitas seismik Sesar Opak. Evaluasi integritas struktural secara menyeluruh

menjadi sangat penting dikarenakan risiko kegagalan pada satu elemen struktur utama yang berpotensi memicu keruntuhan progresif (*progressive collapse*). Tanpa adanya simulasi beban gempa yang akurat dan evaluasi kinerja yang mendalam, risiko korban jiwa dan kerugian finansial serupa yang terjadi pada peristiwa gempa bumi Yogyakarta tahun 2006 dapat berpotensi terulang kembali akibat ketidaksiapan struktur dalam menghadapi guncangan ekstrem. Untuk mengevaluasi kinerja struktur secara komprehensif, metodologi analisis dinamik dilakukan melalui Analisis Respons Spektrum dan Analisis *Time History*. Penerapan Analisis *Time History* menjadi krusial dalam upaya menangkap respons struktur terhadap rekaman gempa aktual berdasarkan posisi wilayah yang memiliki proksimitas terhadap jalur patahan (*near-fault effect*) akibat keberadaan Sesar Opak. Fenomena tersebut tidak dapat direpresentasikan oleh metode Analisis Respons Spektrum yang disebabkan oleh limitasi metode dalam memodelkan karakteristik impulsif (*pulse-like motion*) serta durasi guncangan spesifik pada wilayah sumber gempa. Parameter kinerja yang dievaluasi meliputi gaya geser dasar (*base shear*), perpindahan (*displacement*), serta simpangan antar tingkat (*interstory drift ratio*). Penentuan tingkat kinerja bangunan akan merujuk pada ketentuan *Applied Technology Council* (ATC-40) guna mengategorikan level keamanan bangunan mulai dari *Immediate Occupancy* (IO), *Life Safety* (LS), hingga *Collapse Prevention* (CP).

1.2 Rumusan Masalah

Mengacu pada latar belakang yang telah diuraikan, penelitian ini mengidentifikasi beberapa permasalahan utama yang akan dikaji sebagai berikut.

1. Bagaimana disparitas hasil gaya geser dasar (*base shear*) pada gedung beton bertulang 10 tingkat yang ditinjau berdasarkan metode Analisis Respon Spektrum dan *Time History*?
2. Bagaimana hasil perpindahan lateral (*displacement*) dan simpangan antar tingkat (*drift ratio*) struktur bangunan yang ditinjau berdasarkan analisis Respon Spektum dan *Time History*?
3. Bagaimana stabilitas struktur dari bangunan yang ditinjau berdasarkan analisis Respon Spektum dan *Time History*?

4. Bagaimana hasil investigasi ketidakberaturan struktur (*Structural irregularity*) pada Gedung yang ditinjau?
5. Bagaimana tingkat kinerja struktur (*performance level*) berdasarkan ATC-40 dari hasil Analisis Respon Spektrum dan *Time History*?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan permasalahan yang telah diuraikan, penelitian ini bertujuan untuk melakukan evaluasi menyeluruh terhadap respons dan kinerja struktur bangunan yang ditinjau. Secara khusus, tujuan penelitian ini dirumuskan sebagai berikut.

1. Membandingkan dan menganalisis perbedaan hasil parameter respon struktur, khususnya gaya geser dasar (*base shear*), antara metode Analisis Respon Spektrum dan *Time History* pada gedung beton bertulang 10 tingkat.
2. Mengetahui hasil perpindahan (*displacement*) dan simpangan (*drift ratio*) dari bangunan yang ditinjau berdasarkan analisis gempa Respon Spektrum dan *Time History*.
3. Mengetahui kestabilan struktur dari bangunan yang ditinjau berdasarkan analisis gempa Respon Spektrum dan *Time History*.
4. Mengidentifikasi dan menganalisis jenis ketidakberaturan struktur (*Structural irregularity*) yang terjadi pada gedung yang ditinjau, baik ketidakberaturan horizontal maupun vertikal, serta menentukan konsekuensi dari ketidakberaturan struktur tersebut terhadap perilaku seismik bangunan
5. Mengetahui kinerja struktur (*performance level*) berdasarkan ATC-40 dari hasil Analisis Respon Spektrum dan *Time History*.

1.4 Manfaat Penelitian

Penelitian ini diharapkan dapat memberikan kontribusi, baik secara teoretis maupun praktis, dalam bidang rekayasa struktur bangunan tahan gempa. Secara khusus, manfaat penelitian ini dirumuskan sebagai berikut.

1. Menyediakan basis data konkret tentang jenis dan lokasi ketidakberaturan horizontal ataupun vertikal pada gedung 10 tingkat serta implikasi terhadap respons seismik, sehingga dapat mendukung identifikasi area kritis struktural sejak fase desain.

2. Memberikan hasil kuantitatif gaya geser dasar (*base shear*) Analisis Respon Spektrum dan *Time History*, serta mengevaluasi konsistensi atau disparitas kedua metode dalam konteks ketidakberaturan pada gedung tinggi.
3. Menghasilkan penilaian objektif kinerja struktur berdasarkan parameter simpangan (*drift ratio*) dan stabilitas berdasarkan kedua metode analisis, serta mengevaluasi kesesuaian terhadap batasan yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019 dan ATC-40, sekaligus mengidentifikasi potensi terjadinya *overdesign* maupun *underdesign*.
4. Menghasilkan profil respons dinamik berupa perpindahan, percepatan, dan simpangan (*drift*) pada gedung 10 tingkat yang berlokasi pada wilayah dengan intensitas seismik tinggi akibat pengaruh gempa aktual (*Time History*) dan gempa rencana (Respons Spektrum), yang selanjutnya dapat digunakan sebagai landasan dalam perancangan struktur baru pada wilayah dengan karakteristik seismik serupa.

1.5 Batasan Penelitian

Dalam penelitian ini, sejumlah batasan penelitian ditetapkan untuk memberikan kejelasan ruang lingkup serta arah pembahasan yang terfokus pada permasalahan yang dikaji. Penetapan batasan ini dimaksudkan agar analisis yang dilakukan tetap relevan dengan tujuan penelitian dan tidak menyimpang dari ruang lingkup penelitian. Batasan penelitian yang diterapkan dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Struktur yang dianalisis merupakan gedung beton bertulang setinggi 10 tingkat dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).
2. Analisis beban gempa dalam penelitian ini dilakukan menggunakan dua metode, yakni Analisis Respon Spektrum dan Analisis *Time History*, dengan menggunakan perangkat lunak atau ETABS versi 22
3. Pembebanan yang diterapkan pada struktur gedung meliputi beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), dan beban gempa (*seismic load*) yang mengacu pada ketentuan standar perencanaan struktur dan ketahanan gempa Indonesia, yaitu SNI 1727:2020 dan SNI 1726:2019.

4. Model struktur yang digunakan dalam penelitian ini dibatasi hanya pada elemen struktural utama, yaitu balok, kolom, dan pelat lantai. Sambungan antar elemen struktural tersebut diasumsikan bersifat kaku (*rigid*).
5. Analisis ketidakberaturan dilakukan untuk mengidentifikasi jenis dan keberadaan ketidakberaturan struktur tanpa meninjau lebih lanjut konsekuensi yang ditimbulkan oleh ketidakberaturan tersebut.
6. Analisis pondasi tidak termasuk dalam lingkup penelitian ini. Pondasi diasumsikan mampu mendukung struktur secara sempurna tanpa mengalami deformasi, sehingga pengaruh fleksibilitas tanah dan respons pondasi terhadap perilaku struktur tidak dipertimbangkan dalam analisis.
7. Data gempa yang diterapkan dalam Analisis *Time History* diperoleh berdasarkan rekaman gempa yang relevan dengan kondisi seismik lokasi studi. Namun demikian, jumlah dan variasi rekaman gempa yang dianalisis dibatasi hanya pada beberapa rekaman gempa yang dianggap representatif, sehingga mampu merepresentasikan karakteristik respons seismik struktur yang ditinjau.
8. Evaluasi kinerja struktur dilakukan berdasarkan pada parameter gaya geser dasar (*base shear*), simpangan lateral maksimum, dan simpangan antar tingkat (*inter-story drift*). Selain itu, tingkat kinerja struktur (*performance level*) ditentukan dengan mengacu pada kriteria kinerja struktur bangunan yang ditetapkan dalam *Applied Technology Council-40* (ATC-40).
9. Penelitian ini tidak meliputi pembahasan aspek non-struktural maupun evaluasi kerusakan material secara rinci. Fokus penelitian dibatasi pada analisis respons dinamik dan penilaian kinerja struktural gedung beton bertulang yang ditinjau.
10. Penentuan klasifikasi jenis tanah dilakukan berdasarkan nilai kecepatan gelombang geser rata-rata hingga kedalaman 30 meter (V_{s30}) yang diperoleh dari data pada situs *United States Geological Survey* (USGS). Selain itu, pemilihan dan penentuan rekaman gempa yang digunakan dalam Analisis *Time History* mengacu pada basis data *PEER Ground Motion Database*.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penelitian Terdahulu

Penelitian ini disusun dengan mengacu pada beberapa penelitian terdahulu yang membahas evaluasi kinerja gedung bertingkat menggunakan metode Analisis Respons Spektrum dan *Time History*. Penelitian terdahulu tersebut berperan sebagai landasan konseptual dan metodologis dalam pelaksanaan penelitian ini. Perbedaan lokasi, kondisi seismik, dan karakteristik struktur pada penelitian terdahulu tidak mengurangi relevansi pendekatan analisis maupun hasil yang diperoleh, sehingga relevan untuk digunakan sebagai bahan landasan perbandingan dan rujukan ilmiah. Berdasarkan hal tersebut, penelitian terdahulu yang dijadikan referensi utama dalam penelitian ini diuraikan sebagai berikut.

1. Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Igd Rumah Sakit Umum Daerah Lombok Barat Berdasarkan SNI 1726 - 2019 Menggunakan Analisis Gempa Dinamik *Time History*

Lalu Fathul Hizbi (2024) mengevaluasi kinerja seismik Gedung IGD RSUD Lombok Barat (5 lantai, 37 meter) yang berlokasi di zona rawan gempa Kategori Risiko IV menggunakan program ETABS 3D. Material yang dimodelkan meliputi beton mutu 25 MPa serta baja tulangan BJTP 420 dan BJTS 280. Evaluasi ini menggunakan metode Analisis Gempa Dinamik *Time History* dengan lima rekaman gempa aktual (Borrego Mountain, Chichi Taiwan, Fruilli, San Fernando, dan Northridge) guna menguji batas simpangan sesuai SNI 1726:2019 dan menetapkan level kinerja berdasarkan ATC-40. Hasil pengujian mencatatkan gaya geser dasar (*base shear*) dan defleksi tertinggi akibat guncangan gempa San Fernando, yakni masing-masing sebesar 26.363,864 kN (arah X) dan 35.136,437 kN (arah Y), dengan defleksi atap mencapai 0,218 m. Nilai tersebut terbukti aman karena memenuhi batas gaya geser minimum (542,141 kN) dan tidak melampaui batas keruntuhan defleksi SNI (1,215 m). Berdasarkan analisis rasio *drift*, gedung berada

pada level *Immediate Occupancy* (IO) untuk gempa Borrego dan Chichi, namun turun menjadi *Life Safety* (LS) untuk tiga gempa lainnya. Kesimpulannya, ketahanan gedung IGD ini secara dominan berada pada level *Life Safety* (LS), yang berarti struktur utamanya cukup kokoh untuk mencegah keruntuhan total meskipun berpotensi mengalami kerusakan dan penurunan kekakuan saat dihantam gempa ekstrem.

2. Analisis Kinerja Seismik Struktur Bangunan Beton Bertulang 10 Lantai Dengan Metode Spektrum Dan *Time History Analysis* (Provinsi Aceh)

Putri et al. (2021) melakukan penelitian komprehensif tentang analisis kinerja seismik struktur bangunan beton bertulang 10 lantai dengan metode spektrum dan *time history analysis*. Penelitian ini menggunakan contoh gedung beton bertulang 10 lantai yang berlokasi di Aceh dengan pembebanan mengacu pada SNI 1726:2019 dan SNI 1727:2020. Hasil penelitian menunjukkan bahwa nilai gaya geser dasar (*base shear*) maksimum yang diperoleh adalah sebesar 116357,77 kN dengan nilai Perpindahan (*displacement*) maksimum sebesar 363,841 mm. Penemuan penting dari penelitian ini adalah hasil analisis *drift* tidak memenuhi ketentuan dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1. Untuk mengatasi kondisi tersebut, dilakukan evaluasi struktur dengan penerapan *base isolator* tipe HDRB HH075X4S. Hasil Evaluasi lebih lanjut dengan penggunaan *base isolator* menunjukkan hasil yang sangat signifikan dalam mereduksi respon seismik struktur. *Base isolator* mampu mereduksi gaya geser dasar (*base shear*) struktur hingga 73%, meskipun perpindahan (*displacement*) maksimum setelah evaluasi struktur meningkat menjadi 877,394 mm. Namun, sebagian besar deformasi terjadi pada isolator sehingga deformasi pada struktur bagian atasnya mengalami deformasi yang lebih kecil dan simpangan antar lantai dapat direduksi secara efektif. Evaluasi tingkat kinerja struktur menunjukkan bahwa sistem struktur berada pada tingkat *Immediate Occupancy* (IO), yang mengindikasikan kemampuan bangunan untuk tetap berfungsi atau segera digunakan kembali setelah kejadian gempa dengan kerusakan struktural yang minimal.

3. Evaluasi Kinerja Bangunan Rumah Sakit Santa Maria Pernalang dengan *Non-linear Static Pushover Analysis* Metode ATC-40 dan FEMA 440

Hutama (2021) melakukan penelitian untuk mengevaluasi kinerja seismik struktur bangunan akibat beban gempa dengan menerapkan *Capacity Spectrum Method* melalui analisis statik nonlinier (*pushover analysis*). Hasil penelitian menunjukkan bahwa sebagian besar sendi plastis pada elemen balok dan kolom berada pada tingkat kinerja *Immediate Occupancy* (IO), yang mengindikasikan bahwa komponen struktur tetap berada dalam kondisi aman pada saat target perpindahan tercapai. Analisis yang dilakukan menggunakan perangkat lunak SAP2000 versi 19 menghasilkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) sebesar 17.364,294 kN pada arah X dan 14.705,136 kN pada arah Y. Evaluasi kinerja struktur berdasarkan kriteria ATC-40 menunjukkan *total drift* maksimum sebesar 0,00433 pada arah X dan 0,00408 pada arah Y, yang secara keseluruhan berada dalam kategori *Immediate Occupancy* (IO). Sementara itu, berdasarkan evaluasi menggunakan FEMA 440, diperoleh perpindahan masing-masing sebesar 0,17819 m pada arah X dan 0,13524 m pada arah Y, yang mengindikasikan bahwa kinerja struktur diklasifikasikan pada level *Immediate Occupancy* (IO).

4. Evaluasi Kinerja Struktur Bangunan Gedung Tahan Gempa Dengan Metode Analisis Respons Spektrum dan *Time History* (Studi Kasus: Gedung Direktorat Narkoba dan Direktorat Intelkam Polda Jabar Kota Bandung)

Arrasyid (2022) melakukan penelitian yang bertujuan untuk menganalisis respons seismik struktur bangunan berupa perpindahan (*displacement*), simpangan, dan gaya geser dasar (*base shear*), serta mengevaluasi tingkat kinerja struktur akibat beban gempa. Metode analisis yang digunakan meliputi Analisis Respons Spektrum dan *Time History* yang mengacu pada ketentuan SNI 1726:2012, dengan pemodelan dan analisis struktur dilakukan menggunakan perangkat lunak ETABS versi 20. Studi kasus penelitian ini adalah Gedung Direktorat Narkoba dan Direktorat Intelkam Polda Jawa Barat di Kota Bandung, berupa bangunan beton bertulang lima lantai. Hasil analisis menunjukkan bahwa simpangan maksimum yang diperoleh dari metode respons spektrum masing-masing sebesar 26,747 mm pada arah X dan 26,467 mm pada arah Y, sedangkan Analisis *Time History* menghasilkan simpangan maksimum sebesar 33,055 mm pada arah X dan 28,960 mm pada arah Y. Berdasarkan evaluasi kinerja struktur mengacu pada kriteria ATC-

40, hasil dari kedua metode analisis menunjukkan bahwa struktur berada pada tingkat kinerja *Immediate Occupancy* (IO).

5. Analisis Performa Struktur Gedung Rusun Pulo Jaha 24 Lantai Terhadap Beban Gempa Menggunakan Metode Dinamik Respons Spektrum dan Riwayat Waktu

Silaban dkk. (2023) melakukan penelitian untuk mengevaluasi kinerja seismik Gedung Rumah Susun (Rusun) Pulo Jaha, yang merupakan bangunan beton bertulang setinggi 24 lantai dengan satu lantai atap. Penelitian ini berfokus pada analisis respons struktur terhadap beban gempa, meliputi gaya geser dasar (*base shear*), perpindahan, serta pengaruh P–delta terhadap stabilitas struktur. Pemodelan dan analisis struktur dilakukan menggunakan perangkat lunak ETABS versi 17 dengan menerapkan metode analisis dinamik respons spektrum dan analisis riwayat waktu (*time history analysis*) yang mengacu pada ketentuan SNI 1726:2019. Hasil analisis menunjukkan bahwa nilai *modal participating mass ratio* sebesar 0,9539 (95,39%) pada arah X dan 0,9315 (93,15%) pada arah Y dengan total 12 *mode shape*, yang telah memenuhi persyaratan minimum partisipasi massa lebih dari 90% pada kedua arah utama. Berdasarkan hasil analisis respons spektrum dan riwayat waktu, teridentifikasi bahwa struktur pada arah horizontal X memiliki tingkat kekakuan yang lebih rendah dibandingkan arah Y, sehingga struktur lebih rentan terhadap pengaruh efek P–delta. Sehingga perlu dilakukan pemodelan ulang dimensi kolom struktur atau penambahan elemen *shear wall* pada sumbu lemah sebagai upaya mitigasi terhadap pengaruh efek P–delta, sehingga kekakuan dan stabilitas struktur terhadap beban gempa dapat ditingkatkan.

2.2 Perbedaan dari Penelitian Sebelumnya

Penelitian ini memiliki landasan metodologis yang konsisten dengan penelitian terdahulu dalam penggunaan struktur beton bertulang dan penerapan analisis dinamik. Persamaan tersebut terlihat pada penggunaan perangkat lunak analisis struktur seperti ETABS dan SAP2000, serta parameter evaluasi kinerja yang meliputi gaya geser dasar (*base shear*), perpindahan (*displacement*), dan rasio simpangan (*drift ratio*) sebagaimana dilakukan oleh Lalu Fathul Hizbi (2024) serta

Arrasyid (2022). Selain itu, kriteria tingkat kinerja struktur merujuk pada standar internasional ATC-40 dan FEMA 356 yang selaras dengan studi Utama (2021), Lalu Fathul Hizbi (2024), dan Putri et al. (2021) untuk menentukan kategori keamanan bangunan (*Immediate Occupancy, Life Safety, Collapse Prevention*). Meskipun memiliki persamaan dalam instrumen analisis, penelitian ini memiliki perbedaan fundamental yang menjadi kebaruan dibandingkan kelima penelitian terdahulu tersebut, yang diuraikan sebagai berikut:

1. Lokasi dan Karakteristik Seismik (Efek Sesar Aktif)

Perbedaan paling signifikan terletak pada lokasi studi di Kecamatan Kretek, Yogyakarta, yang berada dalam proksimitas jalur Sesar Opak. Berbeda dengan penelitian Lalu Fathul Hizbi (2024) yang berlokasi di Lombok Barat dengan karakteristik seismik akibat aktivitas pertemuan tiga lempeng tektonik besar (Indo-Australia, Eurasia, dan Pasifik), atau Putri et al. (2021) yang berfokus pada wilayah Aceh dengan karakteristik gempa subduksi, penelitian ini secara khusus mempertimbangkan karakteristik dekat sesar (*near-fault effect*) akibat keberadaan Sesar Opak. Kondisi ini menuntut penggunaan rekaman gempa yang mampu merepresentasikan fenomena karakteristik impulsif (*pulse-like motion*) dan durasi guncangan spesifik, sebuah aspek yang tidak dievaluasi secara mendalam pada penelitian terdahulu di wilayah Lombok Barat maupun Pemalang.

2. Spesifikasi Objek dan Fokus Struktur

Objek penelitian ini berupa gedung beton bertulang 10 tingkat, yang secara dinamis memiliki kerentanan resonansi berbeda dibandingkan gedung IGD 5 lantai pada studi Lalu Fathul Hizbi (2024) ataupun gedung 24 tingkat pada studi Silaban dkk. (2023). Meskipun memiliki jumlah lantai yang sama dengan penelitian Putri et al. (2021), penelitian tersebut lebih difokuskan pada penggunaan sistem isolasi basis (*base isolator*) tipe HDRB, sedangkan penelitian ini berfokus pada evaluasi integritas struktur imajiner dengan menekankan pada stabilitas struktur di atas tanah sedang (SD). Penelitian Lalu Fathul Hizbi (2024) sendiri memiliki fungsi bangunan Kategori Risiko IV

sebagai fasilitas kesehatan kritis, sementara penelitian ini mengkaji gedung dengan fungsi yang berbeda tanpa sistem isolasi tambahan.

3. Integrasi Analisis Ketidakberaturan (*Irregularity*)

Perbedaan metodologis yang paling signifikan adalah penelitian ini mengembangkan pendekatan yang lebih komprehensif melalui integrasi evaluasi ketidakberaturan struktur secara horizontal dan vertikal secara terpadu berdasarkan SNI 1726:2019. Sebagai pembandingan terhadap penelitian terdahulu, Lalu Fathul Hizbi (2024) mengombinasikan analisis *Time History* menggunakan lima rekaman gempa aktual dengan analisis Pushover untuk mengevaluasi kinerja seismik secara menyeluruh, Utama (2021) menekankan pada analisis statik *pushover* semata, serta Silaban dkk. (2023) berfokus pada efek P-Delta. Berbeda dari semua pendekatan tersebut, penelitian ini menghubungkan ketidakberaturan konfigurasi gedung dengan respons dinamik transien akibat beban gempa *Time History* untuk memitigasi risiko kegagalan getas (*brittle failure*) serta menganalisis kerentanan struktur terhadap puntir (torsion) dan redistribusi beban lateral pada wilayah dekat sasar.

Perbandingan antara penelitian terdahulu dan penelitian yang dilakukan selanjutnya diuraikan dalam Tabel 2.1 sebagai berikut.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

Parameter Pembanding	Perbandingan Penelitian Terdahulu					Penelitian yang Dilakukan
Peneliti	Hizbi	Putri et al.	Hutama	Arrasyid	Silaban, dkk	Ikrar Alif Rayhan Dahya
	(2024)	(2021)	(2021)	(2022)	(2023)	(2026)
Judul Penelitian	Evaluasi Kinerja Struktur Gedung IGD Rumah Sakit Umum Daerah Lombok Barat Berdasarkan SNI 1726-2019 Menggunakan Analisis Gempa Dinamik <i>Time History</i> .	Analisis kinerja seismik struktur beton bertulang 10 lantai dengan metode Respons Spektrum dan <i>Time History</i> (Provinsi Aceh).	Evaluasi kinerja RS Santa Maria Pemalang dengan analisis statik nonlinier <i>Pushover</i> (ATC-40 dan FEMA 440).	Evaluasi kinerja gedung tahan gempa dengan metode Respons Spektrum dan <i>Time History</i> (Studi kasus: Gedung Direktorat Narkoba dan Intelkam Polda Jawa barat, Bandung).	Analisis performa struktur Rusun Pulo Jaha 24 lantai terhadap beban gempa menggunakan metode dinamik.	Kajian Respon Struktur Gedung Beton Bertulang 10 Lantai pada Wilayah Seismik Tinggi Dengan Analisis Respon Spektrum Dan <i>Time History Analysis</i>

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

Parameter Pembanding	Perbandingan Penelitian Terdahulu					Penelitian yang Dilakukan
Peneliti	Hizbi	Putri et al.	Hutama	Arrasyid	Silaban, dkk	Ikrar Alif Rayhan Dahya
	(2024)	(2021)	(2021)	(2022)	(2023)	(2026)
Tujuan Penelitian	Mengevaluasi kinerja dan keamanan struktur gedung Kategori Risiko IV (RSUD) menggunakan sistem SRPMK sesuai standar SNI 1726:2019.	Mengevaluasi kinerja seismik gedung dan efektivitas <i>base isolator</i> HDRB.	Mengevaluasi tingkat kinerja struktur setelah mencapai target perpindahan.	Menganalisis gaya geser dasar, perpindahan, dan rasio simpangan berdasarkan SNI 1726:2012	Mengevaluasi respons gaya geser dasar, perpindahan, serta efek P-Delta.	Mengidentifikasi ketidakberaturan horizontal dan vertikal serta membandingkan gaya geser dasar, perpindahan, dan rasio simpangan untuk penentuan level kinerja struktur.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

Parameter Pembanding	Perbandingan Penelitian Terdahulu					Penelitian yang Dilakukan
Peneliti	Hizbi	Putri et al.	Hutama	Arrasyid	Silaban, dkk	Ikrar Alif Rayhan Dahya
	(2024)	(2021)	(2021)	(2022)	(2023)	(2026)
Metode Penelitian	Analisis dinamik <i>Nonlinier Time History</i> menggunakan 5 rekaman <i>ground motion</i> yang telah diskalakan dan pemodelan struktur 3D pada program ETABS.	Analisis Respons Spektrum dan <i>Time History</i> pada struktur dengan dan tanpa <i>base isolator</i> .	Analisis statik nonlinier <i>Pushover (Capacity Spectrum Method)</i> berbasis ATC-40 dan FEMA 440.	Analisis dinamik Respons Spektrum dan <i>Time History</i> menggunakan ETABS.	Analisis dinamik Respons Spektrum dan Riwayat Waktu berdasarkan SNI 1726:2019.	Analisis dinamik Respons Spektrum dan <i>Time History</i> menggunakan ETABS v22 berdasarkan SNI 1726:2019.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

Parameter Pembanding	Perbandingan Penelitian Terdahulu					Penelitian yang Dilakukan
Peneliti	Hizbi	Putri et al.	Hutama	Arrasyid	Silaban, dkk	Ikrar Alif Rayhan Dahya
	(2024)	(2021)	(2021)	(2022)	(2023)	(2026)
Hasil Penelitian	Struktur dinyatakan aman dengan tingkat kinerja yang memenuhi kategori <i>Immediate Occupancy</i> (IO) hingga <i>Life Safety</i> (LS) pada seluruh rekaman gempa yang diuji.	<i>Base isolator</i> mampu mereduksi gaya geser dasar hingga $\pm 73\%$ dan meningkatkan kinerja struktur ke level IO.	Sebagian besar sendi plastis berada pada level <i>Immediate Occupancy</i> (IO).	Simpangan maksimum sekitar 26–27 mm, kinerja struktur berada pada level IO.	<i>Modal Participating Mass Ratio</i> > 90% pada kedua arah utama.	Diharapkan diperoleh konsistensi dan perbedaan respons kedua metode serta konfirmasi level kinerja IO untuk gedung 10 lantai pada wilayah dengan intensitas seismik tinggi

2.3 Keaslian Penelitian

Aspek keaslian penelitian ini terletak pada integrasi tinjauan geografis spesifik dengan karakteristik seismik lokal melalui evaluasi respons struktur gedung beton bertulang 10 tingkat di Kecamatan Kretek, Yogyakarta. Wilayah ini berada dalam proksimitas jalur Sesar Opak, sehingga memerlukan pertimbangan efek dekat sesar (*near-fault effect*). Berbeda dengan penelitian Lalu Fathul Hizbi (2024) di Lombok Barat yang menghadapi ancaman gempa akibat pertemuan tiga lempeng tektonik, Putri et al. (2021) di zona subduksi Aceh, atau Utama (2021) di Pemalang, penelitian ini memberikan kontribusi pada pemahaman perilaku struktur terhadap karakteristik impulsif (*pulse-like motion*) di sekitar jalur patahan aktif lokal.

Keaslian lainnya berkaitan dengan interaksi objek studi dan kondisi geologi lokal. Gedung 10 tingkat memberikan representasi dinamik dengan potensi resonansi terhadap periode formasi tanah sedang (SD) dominan pada Kecamatan Kretek. Berbeda dengan Lalu Fathul Hizbi (2024) yang mengkaji gedung IGD 5 lantai kategori risiko IV atau Silaban dkk. (2023) yang mengevaluasi gedung 24 lantai dengan fokus efek P-Delta, penelitian ini berfokus pada evaluasi integritas struktur dengan mempertimbangkan ketidakberaturan horizontal dan vertikal secara terpadu berdasarkan SNI 1726:2019.

Secara metodologis, penelitian ini menawarkan pendekatan komparatif dan evaluatif antara Analisis Respons Spektrum dan Analisis *Time History* untuk mengevaluasi efektivitas SRPMK. Pendekatan ini berbeda dengan Lalu Fathul Hizbi (2024) yang mengombinasikan *Time History* dengan lima rekaman gempa aktual bersama analisis *Pushover*, atau Utama (2021) yang menggunakan analisis statik *Pushover*. Merujuk pada kriteria ATC-40 dan SNI 1726:2019, penelitian ini mengukur parameter respons standar (*base shear, displacement*), menganalisis rasio simpangan antar lantai (*interstory drift ratio*), ketidakberaturan struktur (*structural irregularity*), serta tingkat kinerja struktur (*Building Performance Level*) dalam menghadapi skenario gempa *Time History* dengan karakteristik *near-fault effect*. Penelitian ini memberikan rujukan teknis yang kontekstual bagi pengembangan desain struktur tahan gempa pada wilayah dengan ancaman sesar aktif di Indonesia.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Berdasarkan penelitian Hermansyah dkk. (2020) yang dikutip dalam Hidayati dkk. (2023), gempa bumi didefinisikan sebagai fenomena alam berupa getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi akibat pelepasan energi secara tiba-tiba dari dalam bumi, yang selanjutnya merambat dalam bentuk gelombang seismik. Proses terjadinya gempa bumi umumnya diawali oleh aktivitas lempeng tektonik yang menyebabkan akumulasi tekanan dan regangan pada massa batuan di kedalaman bumi. Massa batuan tersebut mengalami tegangan geser, baik secara horizontal maupun vertikal, yang berlangsung secara bertahap hingga mencapai kondisi kritis. Ketika tegangan yang terakumulasi melampaui kemampuan batuan untuk menahannya, terjadi patahan secara mendadak yang melepaskan energi dalam jumlah besar. Energi ini kemudian merambat ke berbagai arah hingga mencapai permukaan tanah dan dirasakan sebagai guncangan gempa bumi (Widodo, 2012).

Gempa bumi merupakan salah satu bencana alam yang berpotensi menimbulkan dampak signifikan terhadap keselamatan lingkungan dan kehidupan manusia. Guncangan yang terjadi di permukaan tanah mampu menggerakkan dan merusak berbagai objek serta infrastruktur yang berada di atasnya. Infrastruktur sipil seperti jembatan, pelabuhan, jalan raya, dan bangunan gedung sangat rentan mengalami kerusakan akibat beban seismik. Tingkat kerusakan yang ditimbulkan dapat bervariasi, mulai dari guncangan ringan, keretakan minor, hingga keruntuhan total struktur, sebagaimana diuraikan oleh Widodo (2012). Besarnya intensitas guncangan yang dirasakan di permukaan sangat dipengaruhi oleh karakteristik lapisan tanah di bawah struktur, termasuk sifat mekanik dan kondisi geotekniknya.

Dalam konteks tersebut, konsep struktur tahan gempa menjadi salah satu pendekatan utama dalam rekayasa kegempaan. Konsep ini menitikberatkan pada

kemampuan perencanaan dan pelaksanaan konstruksi yang mampu menahan pengaruh gempa bumi, yang dikenal sebagai *Earthquake Resistant Design and Construction* (Widodo, 2012). Respons struktur bangunan terhadap gempa bervariasi bergantung pada tingkat intensitas gempa yang terjadi. Pada gempa ringan, elemen non-struktural seperti dinding pengisi dan partisi diharapkan tetap berfungsi tanpa mengalami kerusakan. Pada gempa dengan intensitas sedang, struktur utama harus tetap berada dalam kondisi aman, sementara elemen non-struktural berpotensi mengalami kerusakan. Sementara itu, pada kondisi gempa kuat, elemen struktur utama dapat mengalami deformasi dan kerusakan inelastik yang terkendali, dengan tetap mempertahankan kestabilan struktur secara keseluruhan dan kapasitas penahan beban gravitasi, sehingga keselamatan penghuni serta potensi korban jiwa dapat diminimalkan.

3.2 Struktur Bangunan

Struktur bangunan merupakan suatu sistem terpadu yang tersusun atas elemen-elemen konstruksi, seperti kolom, balok, pelat, dan pondasi, yang dirancang untuk memikul, menyalurkan, dan mentransfer beban bangunan secara aman ke tanah dasar. Interaksi dan keterpaduan antar elemen tersebut berperan penting dalam menjamin stabilitas, kekuatan, serta kinerja struktural bangunan secara keseluruhan.

3.2.1 Fungsi Struktur Bangunan

Berdasarkan ketentuan SNI 1727:2020, struktur bangunan dirancang untuk memenuhi sejumlah fungsi utama yang berkaitan dengan kemampuan memikul beban, menjaga stabilitas, serta menjamin keselamatan dan keandalan bangunan, sebagai berikut.

1. Sistem Pemikul dan Penyalur Beban vertikal

- a. Beban Mati (*dead load*) mencakup seluruh komponen bangunan yang bersifat statis, termasuk berat sendiri struktur, balok, kolom, pelat, serta elemen nonstruktural lainnya yang bekerja secara konstan sepanjang umur layan bangunan.

- b. Beban Hidup (*live load*) merupakan beban yang bersifat variabel dan dapat berubah-ubah seiring waktu, yang berasal dari aktivitas penghuni, pergerakan manusia, serta penggunaan ruang bangunan.
2. Pemikul Beban Horizontal / Beban Angin (*wind load*) merupakan beban lateral yang bekerja pada dinding dan atap bangunan akibat tekanan dan efek aerodinamik angin, yang selanjutnya disalurkan oleh sistem pemikul gaya lateral meliputi rangka balok–kolom, dinding geser, dan elemen penahan lateral lainnya dalam bentuk gaya geser dan momen lentur menuju sistem fondasi.
3. Pemikul Beban Gempa (*seismic load*) merupakan beban dinamik yang ditimbulkan oleh percepatan tanah akibat peristiwa gempa bumi dan bekerja dominan dalam arah horizontal serta, pada kondisi tertentu, memiliki komponen vertikal. Beban ini dipikul dan disalurkan oleh sistem pemikul gaya seismik yang meliputi balok, kolom, dinding geser, dan elemen penahan lateral lainnya menuju sistem fondasi. Apabila struktur tidak dirancang sesuai dengan prinsip ketahanan seismik, pembebanan gempa tersebut berpotensi menimbulkan deformasi signifikan berupa simpangan lateral antar tingkat dan terjadinya respons inelastik pada elemen struktur.

3.2.2 Komponen Utama Struktur

Struktur bangunan tersusun atas sejumlah elemen utama, seperti pelat, balok, dan kolom, yang dirancang dan diintegrasikan secara sistematis untuk menjamin keselamatan, kenyamanan, serta keandalan bangunan. Perencanaan elemen-elemen struktur tersebut mengacu pada ketentuan SNI 1727:2020 dan SNI 2847:2019 sehingga memenuhi persyaratan teknis yang meliputi kemampuan memikul beban, mutu struktural, efisiensi perencanaan, serta pertimbangan ekonomi. Uraian mengenai masing-masing komponen struktur dijelaskan sebagai berikut.

1. Pelat lantai

Pelat lantai merupakan elemen struktur horizontal yang berfungsi untuk memikul beban gravitasi dari elemen di atasnya dan menyalurkannya ke sistem struktur pendukung di bawah, seperti balok dan kolom. Mekanisme penyaluran beban tersebut bergantung pada jenis dan sistem pelat yang digunakan. Selain berperan sebagai elemen pemikul beban vertikal, pelat lantai juga berkontribusi

dalam menjaga kestabilan struktur terhadap gaya lateral melalui mekanisme kerja diafragma. Sehingga, pemilihan sistem pelat perlu mempertimbangkan aspek efisiensi konstruksi, kebutuhan fungsional ruang, serta karakteristik material struktur yang digunakan.

2. Balok

Balok merupakan elemen struktur utama yang berfungsi untuk memikul dan menyalurkan beban dari pelat lantai ke elemen struktur vertikal di bawahnya, seperti kolom dan dinding struktural. Selain berperan dalam sistem pemikul beban gravitasi, balok juga berkontribusi sebagai bagian dari sistem pemikul gaya lateral, khususnya dalam mekanisme rangka pemikul momen terhadap beban gempa. Beban yang bekerja pada balok menghasilkan respons internal berupa momen lentur dan gaya geser, serta dalam kondisi tertentu dapat menimbulkan torsi. Untuk menahan respons tersebut, balok direncanakan dengan tulangan lentur, tulangan geser, dan tulangan torsi apabila diperlukan, sesuai dengan ketentuan perencanaan beton bertulang yang berlaku.

3. Kolom

Kolom merupakan elemen struktur vertikal yang berfungsi memikul beban aksial tekan dan momen lentur yang berasal dari balok serta elemen struktur di atasnya, kemudian menyalurkan beban tersebut ke sistem fondasi. Dalam sistem rangka beton bertulang, kolom berperan penting dalam menjaga kestabilan dan kapasitas struktur secara keseluruhan. Tulangan longitudinal pada kolom direncanakan untuk menahan gaya aksial dan momen lentur, dengan kebutuhannya ditentukan berdasarkan evaluasi diagram interaksi gaya aksial-momen (*P-M interaction diagram*). Sementara itu, tulangan geser direncanakan untuk menahan gaya geser dan meningkatkan daktilitas kolom, dengan luas tulangan ditentukan melalui analisis kapasitas geser sesuai ketentuan peraturan perencanaan yang berlaku.

4. Pondasi

Pondasi merupakan elemen struktur pada bagian dasar bangunan yang berfungsi menyalurkan seluruh beban dari struktur atas ke lapisan tanah pendukung secara aman. Perancangan pondasi harus mempertimbangkan kapasitas daya dukung

tanah serta pengendalian penurunan (*settlement*) agar tetap berada dalam batas yang diizinkan, sehingga kestabilan dan kinerja struktur secara keseluruhan dapat terjaga.

3.3 Konsep Bangunan Tahan Gempa

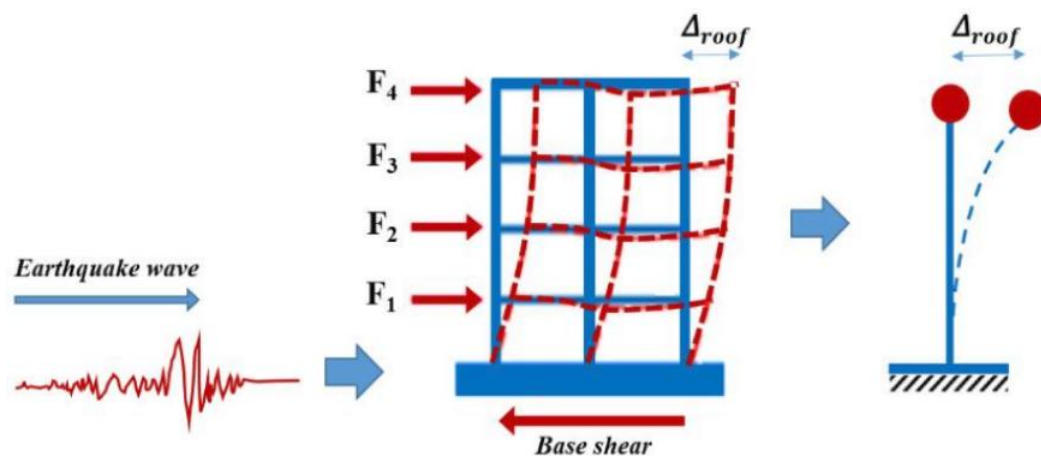
Tjokrodimulyo (2007) mendefinisikan bangunan tahan gempa sebagai bangunan yang dirancang dan dibangun sedemikian rupa sehingga mampu mempertahankan integritas strukturalnya serta tidak mengalami kerusakan signifikan maupun keruntuhan ketika terjadi gempa bumi. Konsep ketahanan gempa tidak hanya ditentukan oleh pemenuhan ketentuan pembebanan gempa dalam proses perencanaan, melainkan lebih menekankan pada kemampuan aktual struktur dalam merespons gaya gempa melalui mekanisme deformasi yang terkendali dan aman.

Hasan dan Astira (2013) menekankan bahwa perencanaan bangunan tahan gempa harus didasarkan pada pendekatan kinerja struktur (*performance-based design*), di mana tingkat kerusakan yang diizinkan disesuaikan dengan tingkat intensitas gempa yang mungkin terjadi selama umur layan bangunan. Dalam hal tersebut, kinerja struktur bangunan direncanakan untuk memenuhi beberapa kriteria berikut.

1. Kondisi Gempa Ringan (*Serviceability Earthquake*) pada kejadian gempa dengan periode ulang 50 tahun (probabilitas kejadian 60% selama umur rencana bangunan), struktur disyaratkan untuk memiliki kekakuan dan kekuatan yang memadai agar tetap berperilaku secara elastis penuh. Pada tahap ini, tidak diperkenankan adanya kerusakan, baik pada komponen struktural (balok, kolom, pelat) maupun komponen non-struktural (dinding pengisi, plafon, dan pelapis lantai).
2. Kondisi Gempa Sedang (*Moderate Earthquake*) pada kejadian gempa dengan periode ulang 50–100 tahun, struktur diizinkan mengalami kerusakan minor yang terkonsentrasi pada daerah sendi plastis (*plastic hinge*) pada ujung permukaan balok terhadap kolom. Kondisi ini merepresentasikan tahap leleh pertama (*first yield*), yang menjadi parameter kritis transisi antara perilaku

elastis dan plastis. Tahap ini juga berfungsi sebagai batas ambang desain antara beban gempa operasional dan beban gempa rencana.

3. Kondisi Gempa Kuat (*Design/Maximum Earthquake*) pada kejadian gempa kuat dengan periode ulang 200–500 tahun (probabilitas terlampaui 10%–12% selama umur rencana bangunan), degradasi kekakuan dan kekuatan struktur dapat ditoleransi. Namun, integritas struktur harus tetap terjaga untuk mencegah keruntuhan total (*collapse prevention*) untuk menjamin keselamatan penghuni. Ilustrasi respons struktur terhadap beban gempa dapat ditampilkan pada Gambar 3.1



Gambar 3.1 Ilustrasi Respon Struktur Bangunan Akibat Gelombang Gempa

(Sumber: Muntafi, dkk., 2023)

3.4 Pembebanan Struktur

Analisis pembebanan struktur merupakan tahapan fundamental dalam perencanaan dan evaluasi kinerja sistem struktur bangunan. Ketidaksesuaian dalam mengidentifikasi maupun mengevaluasi besaran beban yang bekerja dapat berimplikasi serius terhadap keselamatan dan keandalan struktur, serta berpotensi menimbulkan kegagalan struktural. Dengan demikian, sistem struktur yang direncanakan harus memenuhi ketentuan standar dan regulasi yang berlaku, serta memiliki kapasitas yang memadai untuk menahan seluruh kombinasi beban yang mungkin terjadi selama umur layan bangunan.

Dalam penelitian ini, analisis pembebanan difokuskan pada tiga jenis beban utama yang memiliki pengaruh dominan terhadap respons struktur, yaitu beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), dan beban gempa (*seismic load*). Pendekatan pembebanan tersebut digunakan sebagai dasar dalam memastikan bahwa struktur memiliki tingkat keamanan dan kinerja yang memadai terhadap kondisi pembebanan statik maupun dinamik, sesuai dengan persyaratan perencanaan struktur tahan gempa.

3.4.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati merupakan beban yang berasal dari bobot elemen struktural dan nonstruktural bangunan yang bekerja sepanjang umur layan struktur. Berdasarkan SNI 1727:2020, beban mati meliputi beban komponen bangunan seperti dinding, atap, lantai, tangga, plafon, partisi menetap pada dinding, lapisan akhir permukaan bangunan (*finishing*), pelapis bangunan pada selubung luar bangunan (*cladding*), serta elemen arsitektural dan struktural lainnya. Penetapan besaran beban mati harus didasarkan pada data yang jelas dan terverifikasi, serta memperoleh persetujuan otoritas terkait sesuai ketentuan yang berlaku. Rincian besaran beban mati ditampilkan pada Tabel 3.1 sebagai berikut.

Tabel 3.1 Rincian Beban Mati (*Dead Load*)

No	Nama Material	Berat	Satuan
A	Berat Sendiri Struktur (<i>Dead Load</i>)		
1	Beton Bertulang (<i>Reinforced Concrete</i>)	2400	kg/m ³
2	Baja Profil (<i>Structural Steel</i>)	7850	kg/m ³
B	Beban Mati Tambahan		
1	Bata Ringan	95,31	kg/m ²
2	Partisi	73,5	kg/m ²
1	Spesi	2100	kg/m ³
2	Keramik	24	kg/m ²
3	Pasir	1600	kg/m ³
4	Plafon	9	kg/m ²
5	Rangka Plafon	10	kg/m ²

Lanjutan Tabel 3.1 Rincian Beban Mati (*Dead Load*)

No	Nama Material	Berat	Satuan
B	Beban Mati Tambahan		
6	<i>Mechanical, Electrical, dan Plumbing (MEP)</i>	30	kg/m ²
7	<i>Waterproof</i>	2100	kg/m ³

(Sumber: SNI 1727:2020)

3.4.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup merupakan beban yang ditimbulkan oleh aktivitas pengguna dan penghuni bangunan atau struktur lainnya, yang bersifat tidak permanen dan dapat berubah selama masa layan bangunan. Berdasarkan SNI 1727:2020, beban hidup tidak termasuk beban konstruksi maupun beban lingkungan seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, dan beban banjir. Penentuan kategori beban hidup didasarkan pada fungsi dan jenis penggunaan ruang. Rincian beban hidup untuk masing-masing jenis penggunaan ruang ditampilkan pada Tabel 3.2 sebagai berikut.

Tabel 3.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, *Lo* dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Gedung Pendidikan Tinggi (Kampus / Fakultas)					
No	Hunian atau Penggunaan	Merata, <i>Lo</i> psf (kN/m ²)	Reduksi Beban Hidup Diizinkan	Reduksi Beban Hidup Berlantai Banyak Diizinkan? (No. pasal)	Terpusat lb (kN)
1	Ruang Kelas	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1.000 (4,45)
2	Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1.000 (4,45)
3	Koridor lantai pertama	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1.000 (4,45)

Lanjutan Tabel 3.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Gedung Pendidikan Tinggi (Kampus / Fakultas)					
No	Hunian atau Penggunaan	Merata, L_o psf (kN/m²)	Reduksi Beban Hidup Diizinkan	Reduksi Beban Hidup Berantai Banyak Diizinkan? (No. pasal)	Terpusat lb (kN)
4	Tangga	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	300 (1,33)
5	Atap	20 (0,96)	Ya (4.8.2)	-	-

(Sumber: SNI 1727:2020)

3.4.3 Verifikasi Berat Struktur

Sebagai prasyarat fundamental sebelum analisis respons seismik, validasi model struktur tiga dimensi (3D) dilakukan melalui komparasi berat seismik efektif total (W_{total}) antara hasil perhitungan analitik dan output ETABS untuk memastikan integrasi beban gravitasi telah sesuai dengan SNI 1726:2019. Berat seismik efektif merupakan akumulasi beban mati dan proporsi beban hidup yang berkontribusi terhadap inersia struktur, yang dirumuskan sebagai berikut.

$$W_{total} = \sum_{i=1}^n W_{DL,i} + \alpha W_{LL,i} \quad (3.1)$$

Keterangan:

α = Faktor reduksi sebesar 25% sesuai fungsi bangunan

Perbedaan antara kedua pendekatan tidak dapat dihindari akibat asumsi volume kotor pada perhitungan manual dan reduksi volume bersih oleh ETABS pada zona tumpang tindih elemen. Oleh karena itu, deviasi massa dibatasi maksimal 5% sebagai parameter kontrol berbasis *engineering judgment*, konsensus empiris,

dan praktik rekayasa umum. Deviasi yang melampaui batas ini mengindikasikan anomali pemodelan, seperti elemen yang tidak terakomodasi atau redundansi pembebanan, sehingga memerlukan evaluasi ulang sebelum analisis dinamis dilanjutkan.

3.4.4 Beban Gempa (*seismic load*)

Beban gempa merupakan beban dinamik yang timbul akibat pergerakan tanah selama kejadian gempa bumi dan bekerja pada struktur bangunan. Besaran respons gempa dipengaruhi oleh kondisi tanah setempat serta kategori risiko bangunan, yang secara langsung memengaruhi karakteristik respons struktur terhadap getaran seismik. Interaksi antara sifat tanah dan kapasitas struktur berperan dalam menentukan tingkat amplifikasi atau peredaman getaran gempa. Berdasarkan SNI 1726:2019 penentuan beban gempa dilakukan dengan mempertimbangkan sejumlah parameter seismik dan karakteristik struktur, sebagaimana diuraikan pada parameter-parameter berikut.

1. Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismik (V) pada arah pembebanan yang ditinjau ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$V = C_s \cdot W \quad (3.2)$$

Keterangan:

V = Gaya geser dasar seismik (kN)

C_s = Koefisien respon seismik

W = Berat seismik efektif (kN)

2. Koefisien Respon Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1.1, koefisien respons seismik (C_s) ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.3)$$

koefisien respons seismik (C_s) yang dianalisis berdasarkan Persamaan (3.2) tidak boleh melebihi nilai yang ditetapkan oleh persamaan berikut.

Pada kondisi $T \leq T_L$, parameter seismik ditetapkan sebagai berikut.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.4)$$

Pada kondisi $T > T_L$, parameter seismik ditetapkan sebagai berikut.

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.5)$$

koefisien respons seismik (C_s) tidak perlu lebih kecil dari batas minimum yang ditetapkan sebagai berikut.

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.6)$$

Struktur bangunan yang berlokasi pada daerah dengan $S_1 \geq 0,6$ g, besaran koefisien respons seismik (C_s) tidak boleh lebih kecil dari yang ditetapkan sebagai berikut.

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.7)$$

Keterangan:

C_s = Koefisien respons seismik (m/detik²)

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode pendek (m/detik²)

S_{D1} = Parameter percepatan respons spektral desain pada periode sebesar 1,0 detik (m/detik²)

T = Periode fundamental struktur (detik)

T_L = Peta transisi periode Panjang yang ditunjukkan pada gambar 3.5 (detik)

S_I = Parameter percepatan respons spektral maksimum yang dipetakan (m/detik²)

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

3. Periode Fundamental Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2, periode fundamental struktur (T) tidak boleh melebihi batas maksimum yang ditentukan oleh koefisien batas atas periode (C_u) dan periode fundamental pendekatan (T_a). Sebagai alternatif dalam penentuan periode fundamental struktur, analisis dapat dilakukan secara langsung dengan menggunakan periode bangunan pendekatan (T_a). sesuai ketentuan yang berlaku. Koefisien Batas Atas Periode Fundamental Struktur dapat ditentukan berdasarkan Tabel 3.3 berikut ini

Tabel 3.3 Koefisien Batas Atas Periode Fundamental Struktur

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{DI}	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)

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2.1, periode fundamental pendekatan (T_a) ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

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

Keterangan:

T_a = Periode fundamental pendekatan (detik)

C_t = Koefisien faktor pengali periode pendekatan bergantung pada jenis sistem struktur

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

Penentuan parameter C_t dan x dapat ditetapkan berdasarkan Tabel 3.4. berikut ini.

Tabel 3.4 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana 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:		
a. Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
b. 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)

Keterangan:

x = Eksponen empiris (nilainya ditentukan oleh sistem struktur)

periode fundamental struktur (T), dapat ditentukan melalui analisis persamaan berdasarkan ketentuan dibawah ini.

- a. Apabila $T_c > C_u \cdot T_a$ maka periode fundamental struktur (T) ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$T = C_u \cdot T_a \quad (3.9)$$

- b. Apabila $T_a < T_c < C_u \cdot T_a$ maka periode fundamental struktur (T) dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$T = T_c \quad (3.10)$$

- c. Apabila $T_c < T_a$ maka periode fundamental struktur (T) dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$T = T_a \quad (3.11)$$

Keterangan:

- T = periode fundamental struktur (detik)
 C_u = Koefisien batas atas periode analisis
 T_a = Periode fundamental pendekatan struktur (detik)
 T_C = Periode getar alami struktur (detik)

Berdasarkan pasal 7.8.3 pada SNI 1726:2019, gaya seismik lateral (F_x) dalam satuan kN pada tingkat dapat ditentukan dari persamaan berikut.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.12)$$

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.13)$$

Keterangan:

- C_{vx} = Faktor distribusi vertikal
 w_x dan w_i = Berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x (kN)
 h_x dan h_i = Tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)
 k = Eksponen yang terkait dengan periode struktur memiliki besaran sebagai berikut:
 1. untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, maka $k = 1$
 2. untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, maka $k = 2$
 3. untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik, maka $k = 2$
 atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2
 F_x = Gaya seismik lateral (kN)

4. Distribusi Horizontal Gaya Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.4, gaya geser desain seismik pada setiap tingkat (V_x) dalam satuan kN, ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3.14)$$

Keterangan:

V_x = Gaya geser tingkat desain seismik di semua tingkat (kN)

F_i = Gaya geser dasar seismik (V) pada tingkat ke- i (kN)

5. Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan jenis pemanfaatan bangunan, kategori risiko bangunan ditentukan sesuai fungsinya. Faktor keutamaan gempa (I_e) diperhitungkan untuk menyesuaikan pengaruh gempa rencana terhadap struktur. Tabel 3.5 menunjukkan kategori risiko struktur bangunan sesuai dengan jenis pemanfaatannya yang berdasarkan pada SNI 1726:2019 pasal 4.1.2.

Tabel 3.5 kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung Untuk beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gedung penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan Struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ Rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri	II

**Lanjutan Tabel 3.5 kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung
Untuk beban Gempa**

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
- Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas Kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

**Lanjutan Tabel 3.5 kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung
Untuk beban Gempa**

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangka penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

(Sumber: SNI 1726:2019)

Berdasarkan kategori risiko bangunan, faktor keutamaan gempa (I_e) dapat ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019 Pada tabel 3.6.

Tabel 3.6 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)

6. Faktor Redundansi (ρ)

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.3.4, untuk struktur dengan kategori desain seismik D yang memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan tipe 1b, faktor redundansi (ρ) ditetapkan sebesar 1,3. Struktur dengan kategori desain seismik E dan F tidak diperbolehkan memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan. Faktor redundansi sebesar 1,3 digunakan untuk struktur dengan desain seismik D, E, atau F. Namun, jika struktur memenuhi dua kondisi tertentu, penggunaan faktor redundansi (ρ) diperbolehkan sebesar 1. Kondisi tersebut dijelaskan sebagai berikut.

- a. Setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 % gaya geser dasar pada arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 3.7.
- b. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat, sistem pemikul gaya seismik harus terdiri dari minimal dua bentang perimeter yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam setiap arah ortogonal, pada setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 % gaya geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat (h_{sx}), untuk konstruksi rangka ringan.

Tabel 3.7 Persyaratan pada Setiap Tingkat yang Menahan Lebih Dari 35%

Elemen Pemikul Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Penghilangan suatu bresing individu, atau sambungan yang terhubung, tidak akan

Tabel 3.8 Persyaratan pada Setiap Tingkat yang Menahan Lebih Dari 35%

Elemen Pemikul Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	mengakibatkan reduksi kekuatan Tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan system dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen disambungan balok-kolom di kedua ujung suatu balok tunggal tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan Tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal tipe 1b).
Dinding geser atau pilar dinding Dengan rasio tinggi terhadap Panjang lebih besar dari 1,0	Penghilangan suatu dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0 di sebaran1g tingkat, atau sambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Kolom kantilever	Kehilangan tahanan momen di sambungan dasar pada sebarang kolom kantilever tunggal tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan Tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Lainnya	Tidak ada persyaratan

(Sumber: SNI 1726:2019)

7. Kombinasi dan Pengaruh Beban Gempa

Komponen struktur harus didesain menggunakan kombinasi pembebanan untuk mendapatkan kuat rencana yang setara ataupun melebihi adanya beban-beban

terfaktor. Sebagai berikut untuk dapat dilihat kombinasi pembebanan untuk metode ultimit berdasarkan SNI 1726:2019 pada pasal 4.2.2.1 dan pasal 4.2.2.3.

$$\text{a. } 1,4 D \quad (3.15)$$

$$\text{b. } 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.16)$$

$$\text{c. } 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L_r \text{ atau } 0,5 W) \quad (3.17)$$

$$\text{d. } 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.18)$$

$$\text{e. } 0,9 D + 1,0 W \quad (3.19)$$

$$\text{f. } 1,2 D + E_v + E_h + L \quad (3.20)$$

$$\text{g. } 0,9 D - E_v + E_h \quad (3.21)$$

Pengaruh beban seismik (E) ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2019 pasal 8.3.1 sebagai berikut.

- a. Pada penggunaan dalam kombinasi beban f, pengaruh beban seismik (E) ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$E = E_h + E_v \quad (3.22)$$

- b. Pada penggunaan dalam kombinasi beban g, pengaruh beban seismik (E) ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$E = E_h - E_v \quad (3.23)$$

- c. Pengaruh beban seismik horizontal (E_h), ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$E_h = Q_E \quad (3.24)$$

- d. Pengaruh beban seismik horizontal (E_v), ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$E_v = 0,2 S_{DS} D \quad (3.25)$$

Keterangan:

E = Pengaruh beban seismik (kN)

E_h = Pengaruh gaya seismik horizontal (kN)

E_v = Pengaruh gaya seismik vertikal (kN)

Q_E = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau V_p (kN)

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek (m/detik²)

D = Pengaruh beban mati (kN)

9. Klasifikasi Situs

Kriteria desain seismik, berupa faktor amplifikasi pada bangunan, ditentukan berdasarkan klasifikasi situs tanah. Faktor amplifikasi menunjukkan besaran percepatan gempa untuk setiap tipe tanah. Sehingga, setiap situs tanah harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Klasifikasi situs didasarkan pada jenis tanah dengan kedalaman minimal 30 m jika data pada kedalaman tersebut tidak tersedia, maka setiap sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik. Klasifikasi tanah dapat dilihat berdasarkan Tabel 3.8 berikut ini berdasarkan SNI 1726:2019 pada pasal 5.3.

Tabel 3.9 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	Vs (m/detik)	N atau N _{ch}	S _u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	12 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		

Lanjutan Tabel 3.8 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	Vs (m/detik)	N atau N _{ch}	S _u (kPa)
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah 2. Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) 3. 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 $S_u < 50$ kPa		

(Sumber: Sumber: SNI 1726:2019)

3.5 Analisis Struktur

Penentuan prosedur analisis beban gempa sudah ditentukan di dalam SNI 1726:2019. Terdapat tiga prosedur yang dapat digunakan dalam menganalisis beban gempa yaitu Analisis Statik Ekuivalen (*Lateral Ekuivalen*), Analisis Respons Spektrum, Dan Analisis *Time History*. Penentuan prosedur analisis yang digunakan tergantung pada kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis, dan keteraturan struktur, pada penelitian ini akan dilakukan dua metode analisis yang terdiri dari Analisis Respon Spektrum dan Analisis *Time History*. Pedoman mengenai metode analisis yang diperbolehkan dapat merujuk pada Tabel 16 SNI 1726:2019.

3.5.1 Analisis Respon Spektrum

Menurut Widodo (2012), respons spektrum adalah spektrum yang mengilustrasikan hubungan antara respons maksimum struktur dan periode getarnya (T) untuk tingkat redaman dan beban gempa tertentu. Analisis respons

spektrum didasarkan pada klasifikasi situs tanah di lokasi konstruksi. Penyusunan respons spektrum dilakukan dengan memperhatikan ketentuan-ketentuan berikut.

1. Koefisien-Koefisien Situs

Dalam menentukan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan 1 detik. Faktor amplifikasi ini meliputi (F_a), yang terkait dengan percepatan pada periode getaran pendek, dan (F_v), yang terkait dengan percepatan pada periode getaran 1 detik. Parameter spektrum respons percepatan yang disesuaikan dengan klasifikasi situs, yaitu S_{MS} (periode pendek) dan S_{MI} (periode 1 detik), dianalisis menggunakan persamaan berikut sesuai ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 6.2.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (3.26)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (3.27)$$

Keterangan:

S_{MS} = Parameter percepatan respons spektral MCE pada periode pendek (m/detik²)

S_{MI} = Percepatan percepatan respons spektral MCE pada periode 1 detik (m/detik²)

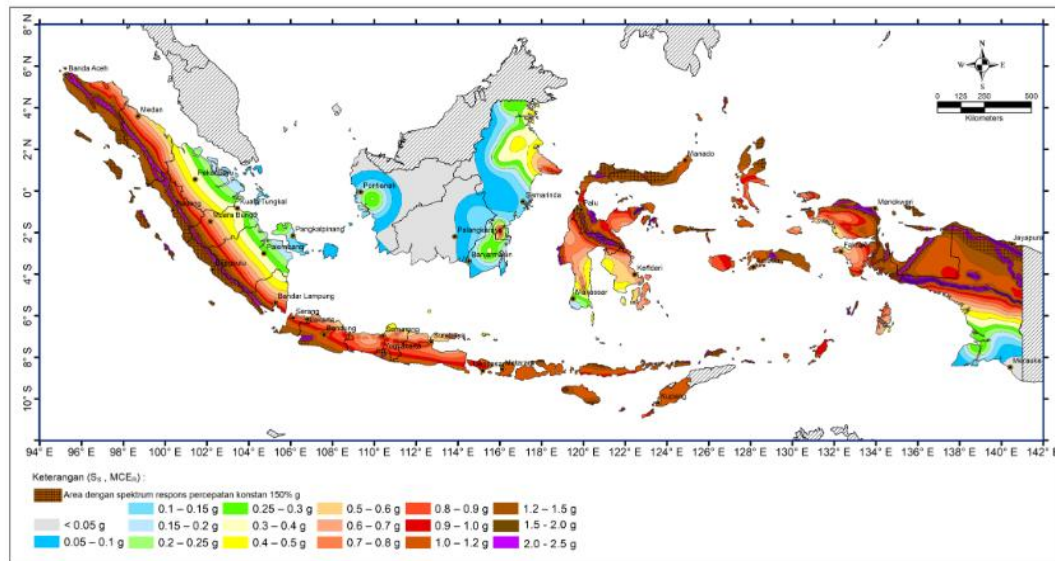
F_a = Koefisien situs untuk periode pendek yaitu pada periode 0,2 detik

F_v = Koefisien situs untuk periode panjang (pada periode 1 detik)

S_S = Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek (m/detik²)

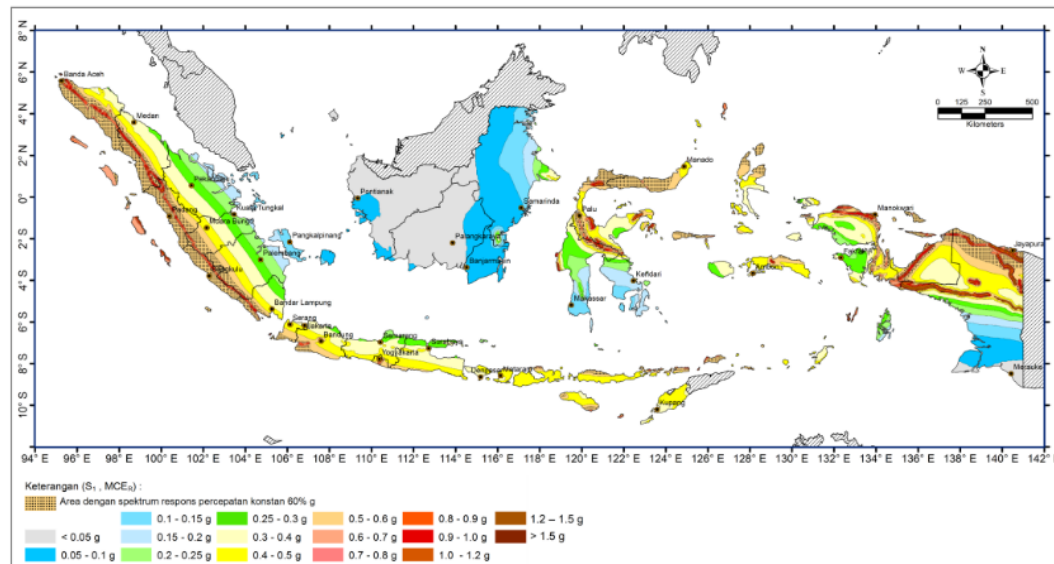
S_I = Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik (m/detik²)

Percepatan gempa untuk periode pendek (S_S) dan periode panjang (S_I) ditentukan berdasarkan Gambar 3.2.



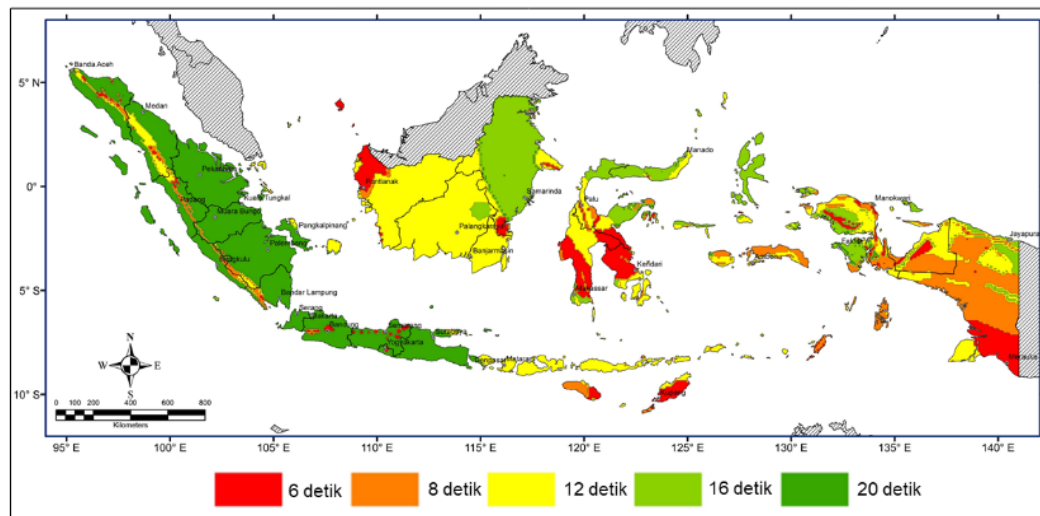
Gambar 3.2 Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5 %)

(Sumber: SNI 1726:2019)



Gambar 3.3 Parameter gerak tanah, S_I , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2- detik (redaman kritis 5%)

(Sumber: SNI 1726:2019)



Gambar 3.4 Peta transisi periode panjang, T_L , wilayah Indonesia

(Sumber: SNI 1726:2019)

Koefisien situs faktor amplifikasi percepatan untuk getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi percepatan untuk getaran periode 1 detik (F_v) ditetapkan sesuai Tabel 3.9 dan Tabel 3.10, sebagaimana diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 6.2

Tabel 3.10 Koefisien Situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
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	SS					

(Sumber: SNI 1726:2019)

Tabel 3.11 Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, S_I					
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I = 0,5$	$S_I \geq 0,6$
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	SS					

(Sumber: SNI 1726:2019)

Keterangan:

S_S = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

2. Parameter Percepatan Spektral Desain

Penentuan parameter percepatan spektral desain S_{DS} (periode pendek) dan S_{DI} (periode 1 detik) diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 6.3 dan dapat dilakukan menggunakan persamaan berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.28)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.29)$$

3. Spektrum respon desain

Penentuan spektrum respon desain wajib mengacu pada ketentuan SNI 1726:2019 pada pasal 6.4 yang berlaku, ketentuan yang berlaku adalah sebagai berikut.

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, (S_a), ditentukan menggunakan persamaan berikut.

$$S_a = S_{DS}(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \quad (3.30)$$

- b. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s ($T \geq T_0$ dan $T \leq T_s$), spektrum respons percepatan desain (S_a), sama dengan S_{DS}
- c. Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L ($T > T_s$ tetapi $T \leq T_L$), spektrum respons percepatan desain (S_a), ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.31)$$

- d. Untuk periode lebih besar dari T_L ($T > T_L$), spektrum respons percepatan desain, (S_a), ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini

$$S_a = \frac{S_{D1}T_L}{T^2} \quad (3.32)$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek (m/detik²)

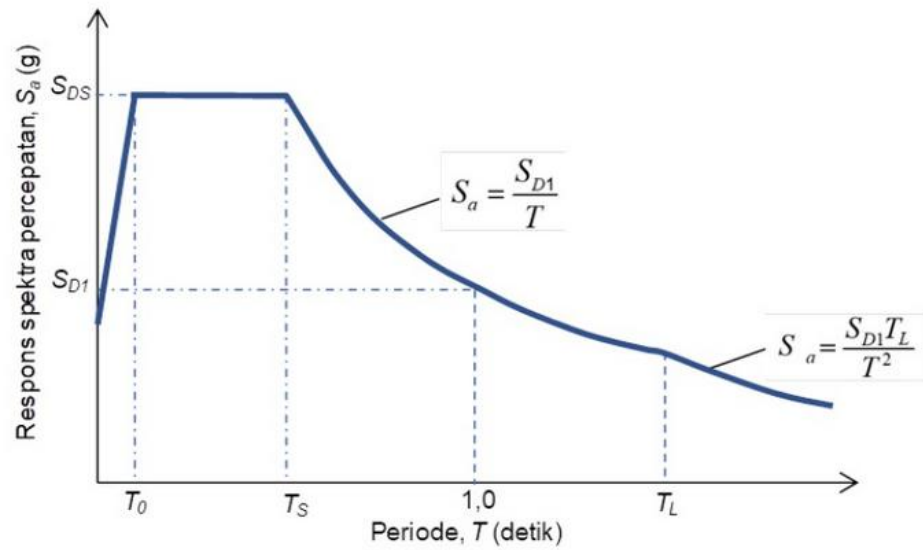
S_{D1} = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik (m/detik²)

T = Periode getar fundamental struktur (detik)

T_0 = Periode transisi awal, $0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ (detik) (3.33)

T_s = Periode transisi menengah, $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ (detik) (3.34)

T_L = Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 3.5 yang nilainya diambil dari Gambar 20



Gambar 3.5 Spektrum Respons Desain

(Sumber: SNI 1726:2019)

4. Kategori Desain Seismik

kategori desain seismik ditetapkan dalam SNI 1726:2019 pada pasal 6.5 menggunakan parameter percepatan spektral desain S_{DS} (periode pendek) dan S_{D1} (periode panjang). Kategori risiko berdasarkan percepatan desain seismik periode pendek dan panjang diuraikan pada Tabel 3.11 dan 3.12 berikut.

Tabel 3.12 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode Pendek

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

(Sumber: SNI 1726:2019)

Tabel 3.13 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode 1 Detik

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DI} \leq 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} \leq 0,2$	C	D
$0,2 \leq S_{DI}$	D	D

(Sumber: SNI 1726:2019)

5. Sistem Struktur

Sistem struktur berperan sebagai penumpu utama dalam menahan gaya seismik yang terjadi. Sehingga, setiap sistem memiliki faktor koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran defleksi (C_d), dan faktor kuat lebih sistem (Ω_0) yang bervariasi. Setiap faktor tersebut ditetapkan dalam SNI 1726:2019 pada pasal 7.2.2 dan diuraikan dalam Tabel 3.13 berikut.

Tabel 3.14 Faktor R , C_d , dan Ω_0 Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Rangka Pemikul Momen								
Sistem pemikul Gaya Seismik	(R)	(C_d)	Ω_0	Batasan Sistem struktur dan Batasan Tinggi Struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	$2\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI

(Sumber: SNI 1726:2019)

Keterangan:

R = Koefisien modifikasi respon

C_d = Faktor pembesaran defleksi

Ω_0 = Faktor kuat lebih sistem

6. Berat Seismik Efektif (W)

Berdasarkan SNI 1726:2019 pada pasal 7.7.2, berat seismik efektif struktur (W) harus mencakup seluruh beban mati dan beban lainnya. Ketentuan yang harus diperhatikan dalam prosedur analisis struktur mengacu pada Tabel 3.14.

Tabel 3.15 Prosedur Analisis yang Diizinkan

Kategori Desain Seismik	Kategori Struktur	Analisis Gaya Lateral Ekvivalen	Analisis Spektrum Respons Ragam	Prosedur Respons Riwayat Waktu Seismik
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 $T < 3,5 T_s$	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
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

(Sumber: SNI 1726:2019)

Keterangan:

I = Diizinkan

TI = Tidak Diizinkan

7. Analisis Jumlah Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1, analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami struktur. Analisis tersebut harus mencakup jumlah ragam yang memadai agar partisipasi massa ragam terkombinasi mencapai 100 % dari massa struktur. Untuk struktur yang dimodelkan sebagai satu badan kaku (*single rigid body*) dengan periode 0,05 detik, dapat menggunakan seluruh ragam dengan periode di bawah 0,05 detik. Sebagai alternatif, analisis dapat dilakukan dengan menggunakan jumlah ragam minimum yang mencapai partisipasi massa terkombinasi minimal 90 % dari massa aktual pada setiap arah horizontal ortogonal yang ditinjau.

8. Parameter Respon Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.2, setiap parameter desain yang dianalisis termasuk simpangan antar tingkat, gaya dukung, dan gaya pada elemen struktur individual untuk setiap ragam respons harus dianalisis dengan menggunakan properti ragam terkait dan spektrum respons disegmentasikan dengan (R / I_e) . Perpindahan serta besaran simpangan antar tingkat harus dikonversi dengan (C_d / I_e) .

9. Parameter Respons Terkombinasi

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.3, setiap parameter yang dianalisis untuk berbagai ragam harus dikombinasikan menggunakan metode akar kuadrat dari jumlah kuadrat (SRSS) atau *Complete Quadratic Combination* (CQC), sesuai ketentuan SNI 1726. Metode CQC digunakan untuk ragam yang berdekatan dan memiliki korelasi silang signifikan antara respons translasi dan torsi.

10. Penskalaan Gaya

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1, jika periode fundamental hasil analisis T lebih besar dari $C_u \cdot T_a$ pada suatu arah tertentu, maka periode struktur

ditetapkan sebesar $C_u \cdot T_a$. Apabila kombinasi respons gaya geser dasar dari analisis ragam (V_t) kurang dari 100 % dari gaya geser dasar (V) yang dianalisis menggunakan metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut diskalakan dengan faktor V / V_t , yang didefinisikan sebagai:

- a. V merupakan gaya geser dasar statik ekuivalen yang dianalisis sesuai pasal ini.
- b. V_t merupakan gaya geser dasar dari hasil analisis kombinasi ragam.

3.5.2 Analisis *Time History*

Menurut Syafara dkk. (2023), analisis riwayat waktu merupakan pendekatan untuk merepresentasikan respons dinamik struktur terhadap variasi waktu, baik pada bangunan berdesain beraturan maupun tidak. Data masukan berupa rekaman percepatan tanah akibat gempa (akselerogram). Respons struktur diperoleh melalui model matematis linier, dengan melakukan integrasi numerik terhadap percepatan gempa yang telah disesuaikan secara spektral berdasarkan respons spektrum lokasi yang ditinjau. Analisis ini memiliki persyaratan tertentu dalam pelaksanaannya, sebagaimana diuraikan berikut.

1. Target Respon Spektra

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 11.2.1, target respons spektra MCE_R dengan redaman 5 % harus dikembangkan menggunakan prosedur pada metode pertama atau metode kedua. Dalam pengembangan ini, diperbolehkan mempertimbangkan pengaruh *base slab averaging* dan penanaman. Jika efek guncangan gempa vertikal dimasukkan dalam analisis, target spektra MCE_R untuk arah vertikal juga harus dibuat. Jumlah ragam yang digunakan harus memadai untuk memastikan partisipasi massa ragam kombinasi mencapai 100 % dari massa struktur, sebagaimana diatur dalam Pasal 7.9.1.1 SNI 1726:2019.

2. Pemilihan Gerakan Tanah

Berdasarkan SNI 1726:2019 7.9.2.3, riwayat percepatan tanah yang digunakan untuk analisis terdiri minimal dari tiga pasang komponen ortogonal yang telah dicocokkan spektralnya (*spectrally matched*), yang diturunkan dari rekaman

gerak tanah atau gerak tanah tiruan. Spektrum respons target untuk setiap set yang telah dicocokkan spektral harus dibangun, dan serangkaian gerakan tanah, tidak kurang dari 11 pasang, dipilih untuk setiap target spektra.

Gerakan tanah dasar mencakup sepasang komponen horizontal pada arah saling tegak lurus, jika analisis memasukkan efek gempa vertikal, gerakan dasar juga melibatkan satu komponen vertikal. Gerakan tanah dasar harus dipilih dari kejadian dalam rezim tektonik umum yang serupa, dengan magnitudo dan jarak sesar/patahan yang konsisten untuk mengendalikan target respons spektra, serta memiliki bentuk spektral yang sebanding dengan target.

Untuk lokasi near-fault atau daerah lain di mana guncangan MCE_R menunjukkan sifat arah (*directionality*) dan impulsif, proporsi gerakan tanah dengan efek *near-fault* dan *rupture directivity* harus mencerminkan probabilitas bahwa guncangan MCE_R menunjukkan munculnya fenomena tersebut. Jika jumlah gerakan tanah dasar terekam yang disyaratkan tidak tersedia, maka rekaman yang ada dapat dilengkapi dengan simulasi gerakan tanah. Simulasi gerakan tanah dasar diharuskan konsisten dengan magnitudo, karakteristik sumber, jarak kegagalan, dan kondisi lokasi yang memengaruhi target spektra.

3. Prosedur Pencocokan Secara Spektral

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.2.3.1, setiap komponen dari gerak tanah harus dicocokkan secara spektral dalam rentang $0,8 T_{lower}$ hingga $1,2 T_{upper}$. Dalam rentang periode ini dan pada setiap arah, rata-rata percepatan semu (*pseudo acceleration*) dengan redaman 5 %, yang diperoleh dari rekaman yang telah dicocokkan secara spektral, tidak boleh kurang atau lebih dari 10 % spektrum target.

T_{lower} = periode getar pada saat 90 % partisipasi massa aktual telah terpenuhi pada masing-masing respons dua arah ortogonal. Untuk menghitung T_{lower} tidak boleh memperhitungkan torsi tak terduga dan harus memperhitungkan efek P-delta.

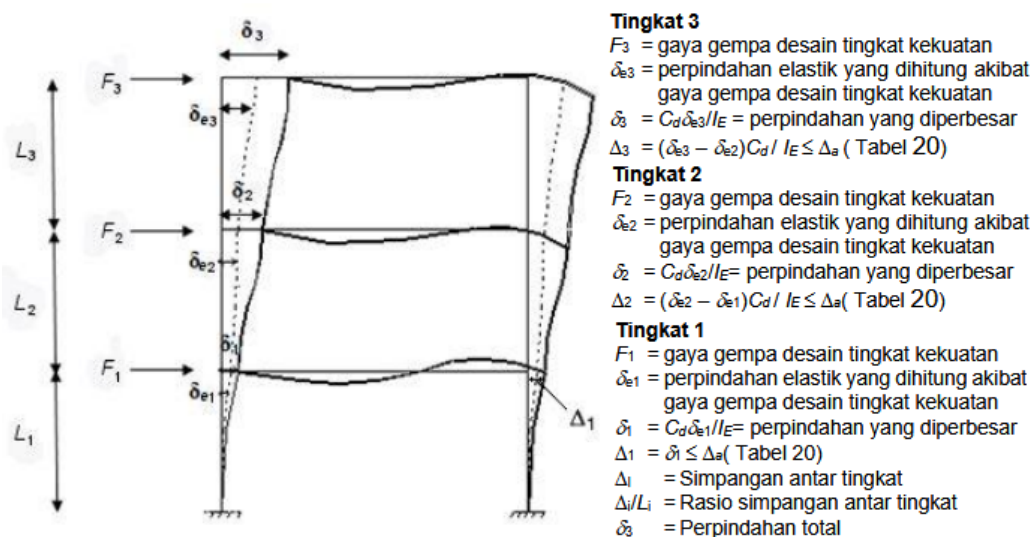
T_{upper} = nilai yang lebih besar di antara dua nilai periode getar fundamental orthogonal. untuk menghitung T_{upper} tidak boleh memperhitungkan torsi tak terduga dan harus memperhitungkan efek P-delta.

3.6 Ketidakberaturan

Konfigurasi struktur wajib diperiksa terkait keberaturan atau ketidakberaturannya, baik ditinjau secara horizontal maupun vertikal. Menurut SNI 1726-2019 pada pasal 7.3.2, ketidakberaturan struktural dikategorikan menjadi dua jenis, yaitu vertikal dan horizontal. Jika teridentifikasi ketidakberaturan pada struktur, maka kategori desain seismiknya harus disesuaikan dengan ketentuan-ketentuan yang dipersyaratkan berikut ini.

3.6.1 Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat desain (Δ) ditentukan sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Jika pusat massa tidak segaris secara vertikal, simpangan di dasar tingkat dapat dihitung berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan izin diterapkan, Δ harus dianalisis menggunakan gaya seismik desain yang ditetapkan tanpa reduksi untuk desain tegangan izin.



Gambar 3.6 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

(Sumber: SNI 1726:2019)

Simpangan pusat massa pada tingkat x (δx , mm) ditentukan menggunakan persamaan berikut.

$$\delta_{xe} = \frac{C_D \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.35)$$

Keterangan:

C_d = Faktor pembesaran simpangan lateral

δ_{xe} = Simpangan di tingkat- x yang disyaratkan pada pasal ini, yang ditentukan dengan analisis elastik (mm)

I_e = Faktor keutamaan gempa

Berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019 pasal 7.12.1, simpangan antar tingkat desain (Δ) dibatasi agar tidak melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) yang ditetapkan pada Tabel 3.15 untuk setiap tingkat.

Tabel 3.16 Simpangan Antar Tingkat Izin (Δ_a)

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

(Sumber: SNI 1726:2019)

Keterangan:

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

3.6.2 Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.7, pengaruh P-delta pada geser tingkat, momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, serta simpangan antar tingkat yang dihasilkan tidak perlu diperhitungkan jika koefisien stabilitas (θ), seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.36)$$

Keterangan:

P_x = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (kN), saat menghitung P_x , faktor beban individu dibatasi maksimal 1,0.

Δ = Simpangan antar tingkat desain, yang terjadi secara bersamaan dengan V_x (mm)

I_e = Faktor keutamaan gempa

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

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

C_d = Faktor pembesaran defleksi

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi $\theta_{\max}$ yang ditetapkan sebagai berikut.

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (3.37)$$

Dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan $x - 1$. Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0. Jika koefisien stabilitas (θ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan $\theta_{\max}$, faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, Perpindahan dan gaya komponen struktur diizinkan untuk diperbesar dengan $1,0 / (1 - \theta)$ Jika θ melebihi $\theta_{\max}$, struktur berpotensi tidak stabil dan perlu dilakukan desain ulang.

3.6.3 Ketidakberaturan Horizontal

SNI 1726:2019 mengidentifikasi lima jenis ketidakberaturan horizontal. Untuk struktur dengan kondisi ketidakberaturan tersebut, kategori desain seismik yang digunakan harus disesuaikan berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019. Persyaratan khusus terkait ketidakberaturan horizontal diuraikan dalam Tabel 3.16 berikut.

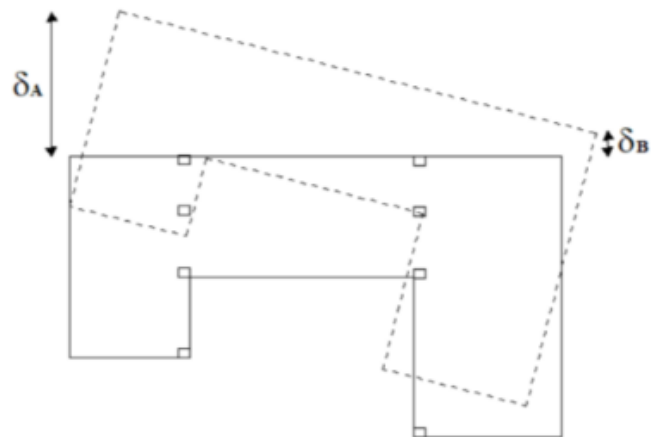
Tabel 3.17 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan		Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar 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 dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 3.14 11.3.4	D, E, dan F B, C, D, E dan F C, D, E dan F C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, 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 di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku	7.3.3.1 7.3.3.4 7.3.4.2 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 3.14 11.3.4	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D

Lanjutan Tabel 3.16 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

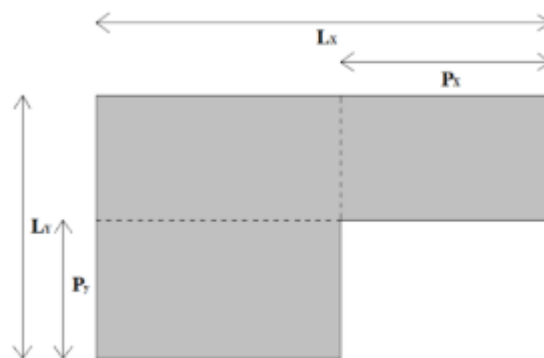
Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan		Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	7.3.3.4 Tabel 3.14	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma 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	7.3.3.4 Tabel 3.14	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus 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.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 3.14 11.3.4	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonparallel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	7.5.3 7.7.3 Tabel 3.14 11.3.4	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)



Gambar 3.7 Ketidakberaturan 1a dan 1b

(Sumber: SNI 1726:2019)



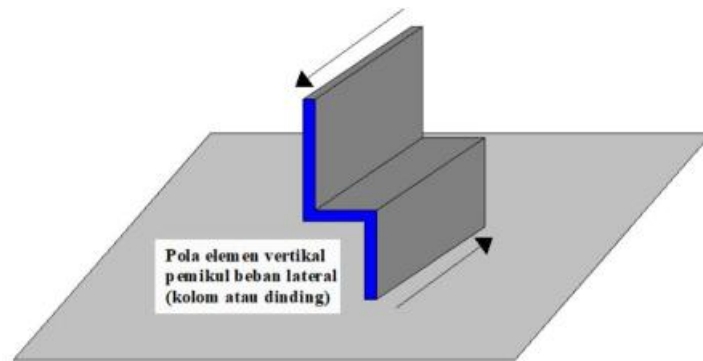
Gambar 3.8 Ketidakberaturan 2

(Sumber: SNI 1726:2019)



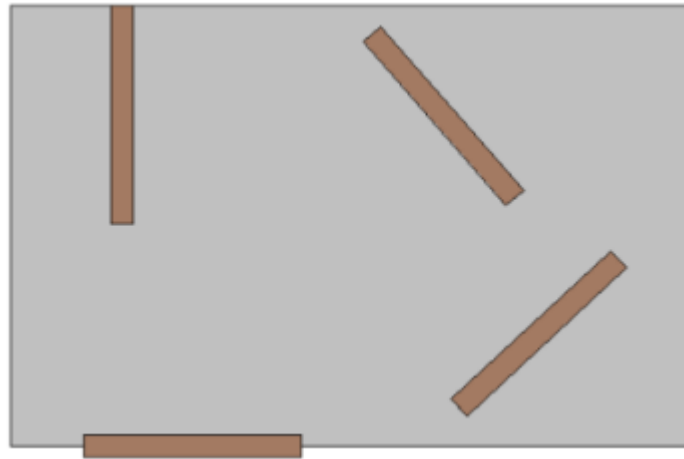
Gambar 3.9 Ketidakberaturan 3

(Sumber: SNI 1726:2019)



Gambar 3.10 Ketidakberaturan 4

(Sumber: SNI 1726:2019)



Gambar 3.11 Ketidakberaturan 5

(Sumber: SNI 1726:2019)

3.6.4 Ketidakberaturan Vertikal

SNI 1726:2019 mengidentifikasi lima jenis ketidakberaturan vertikal. Struktur yang menunjukkan satu atau lebih tipe ketidakberaturan seperti yang terdapat dalam Tabel 3.17, diklasifikasikan memiliki ketidakberaturan vertikal. Struktur yang didesain untuk kategori desain seismik dalam Tabel 3.17 harus memenuhi persyaratan yang dirujuk dalam pasal-pasal terkait.

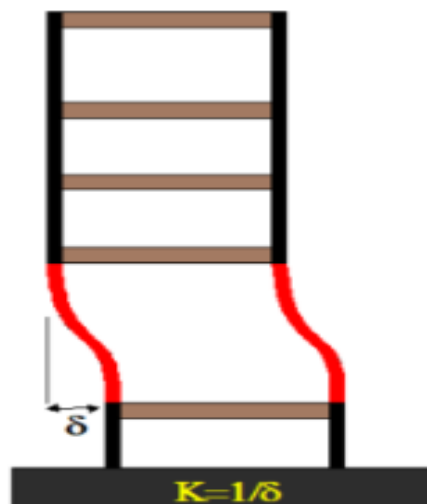
Tabel 3.18 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur

Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan		Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak 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 3.14	D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan 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.	7.3.3.1 Tabel 3.14	E dan F D, E, dan F
2	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 3.14	D, E, dan F
3	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal system pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 3.14	D, E, dan F
4	Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral 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.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 3.14	B, C, D, E dan D, E, dan F D, E, dan F

Lanjutan Tabel 3.17 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur

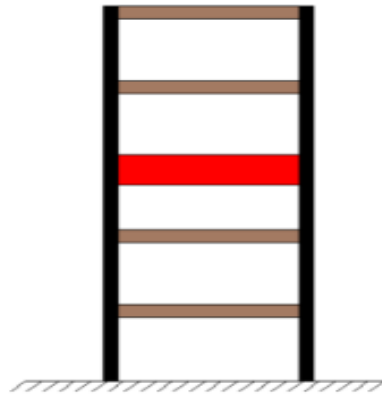
Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan		Referensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
5a.	Ketidakberaturan tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 3.14	E dan F D, E, dan F
5b.	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.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 3.14	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

(Sumber: SNI 1726:2019)



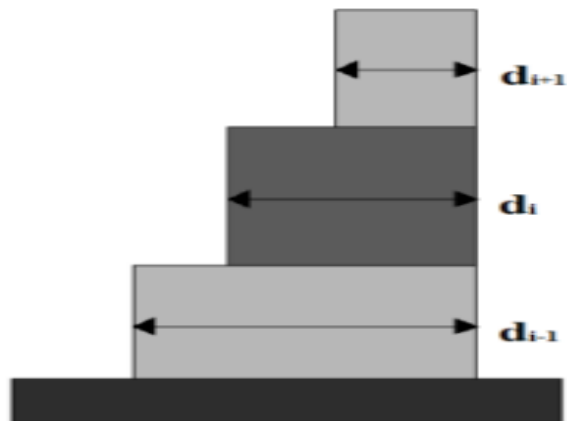
Gambar 3.12 Ketidakberaturan 1a dan 1b

(Sumber: SNI 1726:2019)



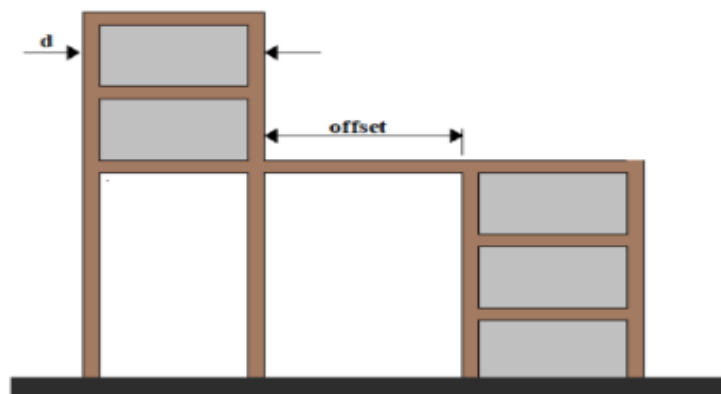
Gambar 3.13 Ketidakberaturan 2

(Sumber: SNI 1726:2019)



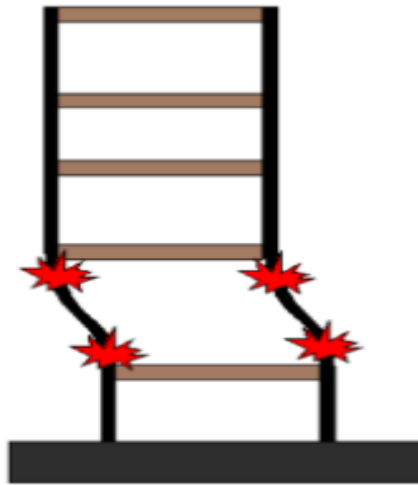
Gambar 3.14 Ketidakberaturan 3

(Sumber: SNI 1726:2019)



Gambar 3.15 Ketidakberaturan 4

(Sumber: SNI 1726:2019)



Gambar 3.16 Ketidakberaturan 5a dan 5b

(Sumber: SNI 1726:2019)

3.7 Performance Based Seismic Design (PBSD)

Performance Based Seismic Design (PBSD) merupakan sebuah konsep perencanaan struktur gedung tahan gempa yang mengedepankan pencapaian target kinerja struktur yang telah ditetapkan terlebih dahulu. PBSD memungkinkan struktur untuk didesain dengan tingkat kerusakan tertentu sesuai dengan intensitas gempa yang direncanakan

Dalam konsep PBSD, struktur yang dirancang dapat mengalami kerusakan saat gempa, namun tingkat kerusakan ini telah dianalisis dan dikendalikan agar sesuai dengan tujuan kinerja yang ditetapkan. Konsep ini dianggap sebagai metode yang paling efektif dalam meminimalkan kehancuran struktur selama bencana gempa, karena memungkinkan perancangan yang lebih ekonomis dan lebih bersifat daktail, sehingga risiko kegagalan struktur dapat diminimalkan.

Dalam desain struktur berbasis kinerja, kinerja struktur direncanakan sesuai dengan fungsi dan tujuan bangunan, dengan mempertimbangkan faktor ekonomis terhadap perbaikan pasca-gempa tanpa mengabaikan keselamatan penghuni. PBSD, menerapkan konsep tingkat bencana gempa (*earthquake hazard level*) yang mengelompokkan bencana gempa menjadi beberapa tingkatan berdasarkan intensitas. Konsep ini berdasarkan pada pedoman *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) yaitu FEMA 237/FEMA 349/FEMA 356. Berdasarkan konsep

tersebut, bencana gempa diklasifikasikan menjadi tiga jenis tingkatan sebagai berikut.

1. *Service Ability Earthquake* (SE)

Pada tingkat ini, gempa diklasifikasikan sebagai *serviceability earthquake*, dengan intensitas sebesar $0,5 \times DBE$. Gempa SE ini merupakan gempa berintensitas rendah dengan probabilitas kejadian 50% dalam 50 tahun. Ketika gempa SE terjadi, struktur bangunan didesain untuk mengalami kerusakan pada tingkat *Immediate Occupancy* (IO).

2. *Design Basis Earthquake* (DBE)

Pada tingkat ini, probabilitas terjadinya gempa mencapai 10% dalam rentang 50 tahun. Ketika gempa dengan tingkat DBE terjadi, kerusakan yang direncanakan berada pada tingkat *Life Safety* (LS), di mana kerusakan struktur terjadi pada balok dan kolom, namun masih memungkinkan untuk diperbaiki sepenuhnya.

3. *Maximum Capable Earthquake* (MCE) atau *Maximum Considered Earthquake* (MCE)

tingkat ini merupakan tingkatan tertinggi dalam konsep PBSD, dengan intensitas gempa setara $1,5 \times DBE$. Saat gempa MCE terjadi, struktur bangunan diproyeksikan mengalami kerusakan pada tingkat *Collapse Prevention* (CP), yaitu kerusakan berat pada elemen struktur utama (balok dan kolom) yang tidak dapat diperbaiki.

3.8 Tingkat Kinerja Bangunan (Building Performance Level)

Level kinerja bangunan (*building performance level*) merupakan suatu konsep dalam PBSD yang berfungsi untuk mengevaluasi kinerja bangunan terhadap pembebanan gempa. Penentuan tingkat kinerja ini merujuk pada ATC-40, dengan klasifikasi sebagai berikut.

1. *Immediate Occupancy* (IO), menunjukkan bahwa ketika gempa terjadi, kerusakan struktural yang terjadi sangat kecil atau di tingkat minimal, sedangkan pada elemen nonstruktural hanya mengalami kerusakan ringan.
2. *Damage Control*, merupakan tingkat kerusakan struktural yang terletak di antara *immediate occupancy* (IO) dan *life safety* (LS). Pada tingkat ini struktur

memiliki kemampuan yang lebih baik dalam meminimalkan kerusakan struktural dibandingkan tingkat *life safety* (LS).

3. *Life Safety* (LS), menunjukkan bahwa ketika gempa terjadi, bangunan dapat mengalami kerusakan yang cukup signifikan, namun keruntuhan pada elemen struktural yang mengancam keselamatan jiwa tidak diperbolehkan.
4. *Limited Safety*, adalah tingkat kerusakan struktural yang terletak di antara *life safety* (LS) dan *structural stability*. Tingkatan ini diterapkan ketika *life safety* (LS) tidak mencapai efektivitas yang diharapkan dan terdapat kerusakan kritis tertentu yang dapat diminimalkan.
5. *Structural Stability*, menunjukkan struktur bangunan mengalami kerusakan yang sangat signifikan baik pada elemen struktural maupun nonstruktural. Meskipun demikian, sistem struktur masih mempertahankan kestabilan secara keseluruhan sehingga kemungkinan terjadinya keruntuhan total (*total collapse*) tetap dapat dihindari.
6. *Not Considered*, Saat mencapai tingkat ini, struktur telah mengalami kegagalan secara menyeluruh berupa keruntuhan (*collapse*). Pada kondisi ini, bangunan tidak lagi memenuhi persyaratan keselamatan struktural dan tidak layak untuk dipertahankan secara fungsional.

3.9 Tingkat Kinerja Struktur Bangunan Berdasarkan ATC-40

ATC-40 (*Applied Technology Council-40*) merupakan salah satu panduan yang dapat digunakan untuk menetapkan tingkatan kinerja sebuah struktur bangunan terhadap pembebanan gempa. ATC-40 mengklasifikasikan kondisi kerusakan (*damage states*) serta kinerja bangunan ke dalam enam tingkatan kinerja struktur, serta memberikan klasifikasi dalam mengevaluasi kinerja struktur berdasarkan rasio simpangan (*drift ratio*). Pembagian kondisi kerusakan (*damage states*) dan kinerja bangunan serta klasifikasi kinerja struktur bangunan berdasarkan *drift ratio* diuraikan pada Tabel 3.19.

Dalam proses penentuan klasifikasi kinerja tersebut, ATC-40 secara spesifik mensyaratkan peninjauan terhadap dua parameter simpangan utama, meliputi *Maximum Total Drift* dan *Maximum Inelastic Drift*. Definisi dan formulasi matematis terhadap kedua parameter tersebut diuraikan sebagai berikut.

1. *Maximum Total Drift Ratio*

Parameter ini didefinisikan sebagai rasio simpangan antar tingkat (*inter-story drift*) maksimum yang terjadi pada saat struktur mencapai perpindahan titik kinerja (*Performance Point Displacement*). Penentuan perpindahan pada titik kinerja ini didasarkan pada prosedur *Capacity Spectrum Method* (CSM) yang ditentukan berdasarkan ATC-40 section 8.2.2.1.2. Berdasarkan ATC-40 section 11.3.3, rasio simpangan total secara matematis diformulasikan sebagai berikut.

$$\text{Maximum Drift Ratio} = \frac{\delta_{max}}{H_{total}}$$

Keterangan:

δ_{max} = Perpindahan (displacement) horizontal maksimum (m)

H_{total} = Tinggi total bangunan (m)

2. *Maximum Inelastic Drift Ratio*

Parameter *Maximum Inelastic Drift* merepresentasikan besaran deformasi plastis yang dialami oleh struktur pasca-leleh. Berdasarkan definisi pada ATC-40 Section 11.3.3, parameter ini didefinisikan sebagai porsi simpangan total yang melampaui batas simpangan leleh efektif (*effective yield point*). Penentuan titik leleh efektif diperoleh melalui prosedur idealisasi kurva kapasitas menjadi representasi bilinear (*Bilinear Representation of Capacity Curve*) yang mensyaratkan kesetaraan energi deformasi, sesuai dengan ketentuan ATC-40 Section 8.2.2.1.1. secara matematis rasio simpangan inelastic diformulasikan sebagai berikut.

$$\text{Maximum Inelastic Drift Ratio} = \frac{\delta_{max} - \delta_{yield}}{H_{total}}$$

Keterangan:

δ_{max} = Perpindahan horizontal maksimum pada keseluruhan tingkat bangunan (m)

δ_{yield} = Perpindahan titik leleh efektif / Perpindahan horizontal minimum pada seluruh tingkat bangunan (m)

H_{total} = Tinggi total bangunan (m)

Tabel 3.19 Level Kinerja Struktur Bangunan Ditinjau Dari Kombinasi Level Kinerja Struktural dan Nonstruktural Berdasarkan ATC-40

Building Performance Levels						
Nonstructural Performance Levels	Structure Performance Levels					
	SP-1 Immediate Occupancy	SP-2 Damage Control	SP-3 Life Safety	SP-4 Limited Safety (Range)	SP-5 Structural Stability	SP-6 Not Considered
NP-A Operational	1-A Operational	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Immediate Occupancy	1-B Immediate Occupancy	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Life Safety	1-C	2-C	3-C Life Safety	4-C	5-C	6-C
NP-D Hazards Reduced	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Not Consider	NR	NR	3-E	4-E	5-E Structural Stability	Not Applicable

(Sumber: *Applied Technology Council-40*, 1996)

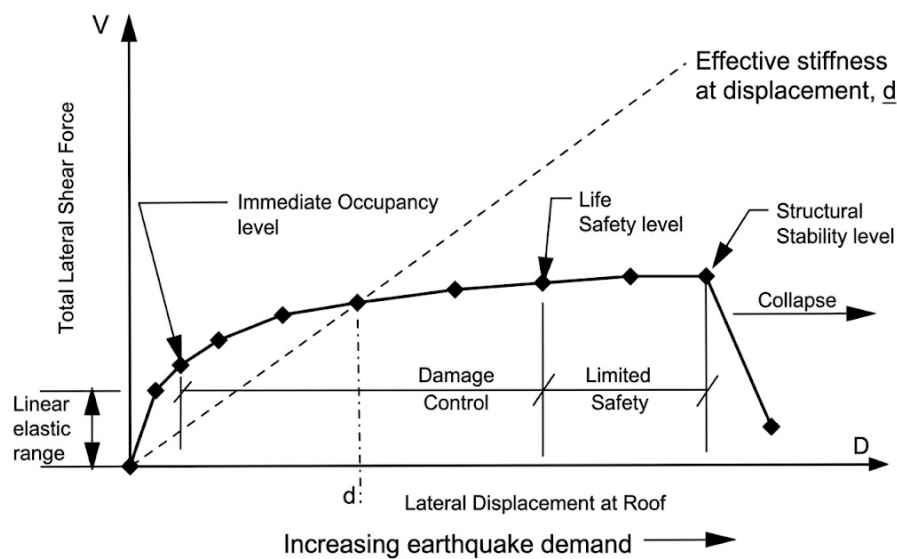
Keterangan:

NR : Kombinasi SP - NP tidak disarankan

Tabel 3.20 Batasan Drift Ratio Atap Berdasarkan ATC-40

<i>Parameter</i>	<i>Performance Levels</i>			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
<i>Maximum Total Drift</i>	0,01	0,01 - 0,02	0,02	$0,33 \frac{v_i}{p_i}$
<i>Maximum Inelastic Drift</i>	0,005	0,005 - 0,015	<i>No Limit</i>	<i>No Limit</i>

(Sumber: *Applied Technology Council-40*, 1996)



Gambar 3.17 Level Kinerja Struktur Berdasarkan ATC-40

(Sumber: *Applied Technology Council-40*, 1996)

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Penelitian ini merupakan studi kuantitatif dengan pendekatan komparatif yang bertujuan untuk mengevaluasi kinerja seismik struktur gedung melalui analisis numerik. Ruang lingkup penelitian meliputi pemodelan struktur, pelaksanaan analisis dinamik, serta penilaian respons seismik gedung beton bertulang 10 tingkat akibat pembebanan gempa.

Metodologi penelitian mengadopsi analisis dinamik dengan menerapkan dua metode utama, yaitu Analisis Respons Spektrum dan Analisis Linear *Time History* (LTHA). Analisis Respons Spektrum digunakan untuk memperoleh estimasi respons maksimum struktur secara efisien, sedangkan Analisis Linear *Time History* (LTHA) diterapkan untuk merepresentasikan perilaku dinamik struktur secara lebih realistis berdasarkan rekaman gempa aktual.

Pendekatan komparatif dalam penelitian ini bertujuan untuk mengkaji perbedaan, konsistensi, serta keterbatasan kedua metode analisis dalam merepresentasikan respons dan kinerja seismik struktur gedung, sehingga diperoleh pemahaman yang lebih komprehensif terhadap karakteristik respons struktur yang ditinjau.

4.2 Objek Penelitian

Objek penelitian yang dianalisis dalam studi ini adalah model struktur gedung beton bertulang 10 tingkat yang dirancang berdasarkan spesifikasi sebagai berikut.

1. Jumlah tingkat = 10 tingkat
2. Tinggi bangunan = 40 meter
3. Tinggi tingkat = 4 meter
4. Luas bangunan = 1620,69 m²
5. Fungsi bangunan = Gedung Pendidikan (fakultas / kampus)
6. Lokasi bangunan = Kecamatan Kretek, Bantul, Yogyakarta



Gambar 4.1 Peta Lokasi Penelitian dan Jalur Sesar Opak

4.3 Data Bangunan

Penelitian ini mengadopsi model struktur gedung pendidikan (kampus/fakultas) yang berlokasi di Kecamatan Kretek, Bantul. Bangunan yang ditinjau memiliki konfigurasi denah yang simetris dan dimodelkan secara tiga dimensi pada tingkat 1 hingga tingkat 10 dengan sistem penahan beban gempa yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Data penelitian dalam studi ini diklasifikasikan ke dalam dua kelompok utama, yaitu data struktur dan data peraturan yang digunakan sebagai acuan perencanaan dan analisis. Rincian data yang digunakan dalam penelitian ini diuraikan sebagai berikut.

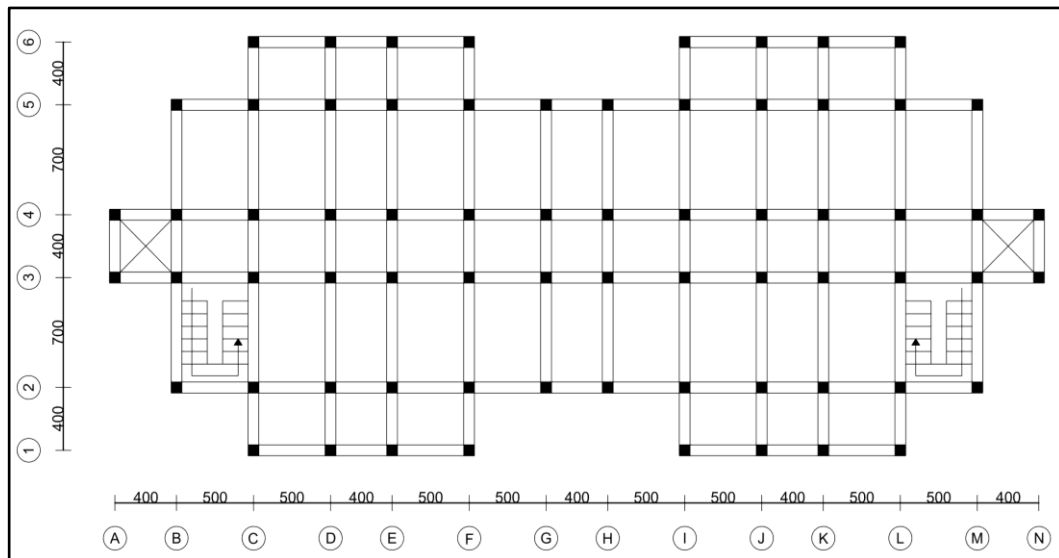
1. Data Struktur

Data struktur dalam penelitian ini mencakup spesifikasi teknis dari model struktur gedung yang dianalisis, meliputi:

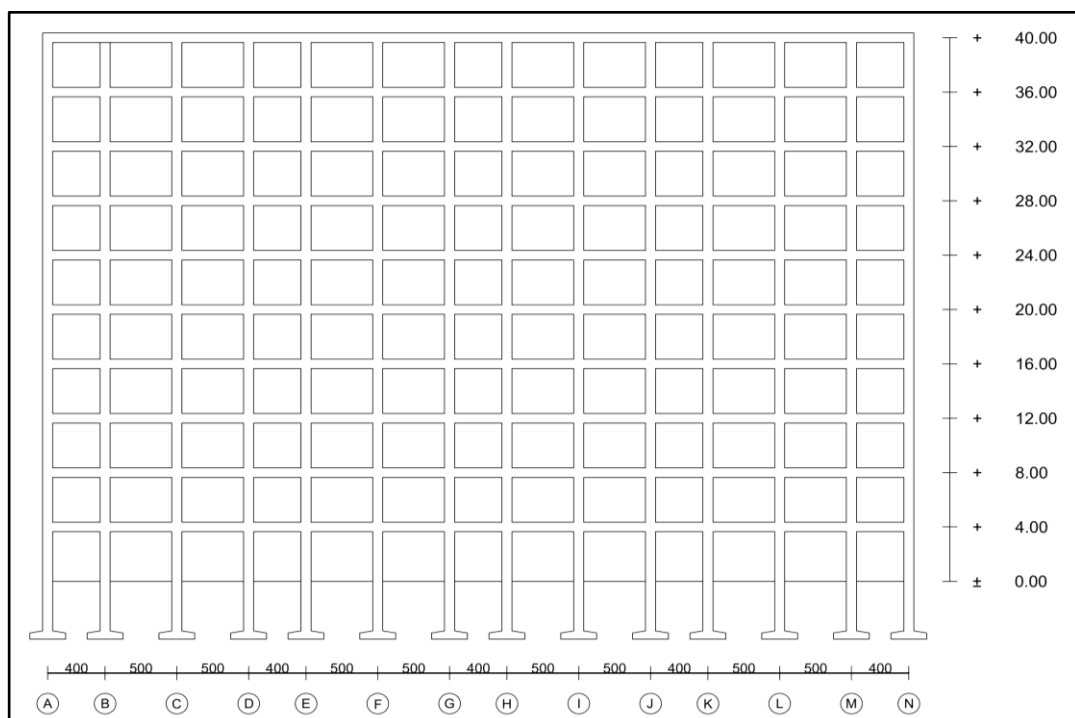
a. Denah Struktur

Gambar struktur bangunan digunakan untuk merepresentasikan konfigurasi dan bentuk geometri bangunan yang dianalisis. Dalam penelitian ini, denah struktur yang digunakan mengacu pada gedung pendidikan

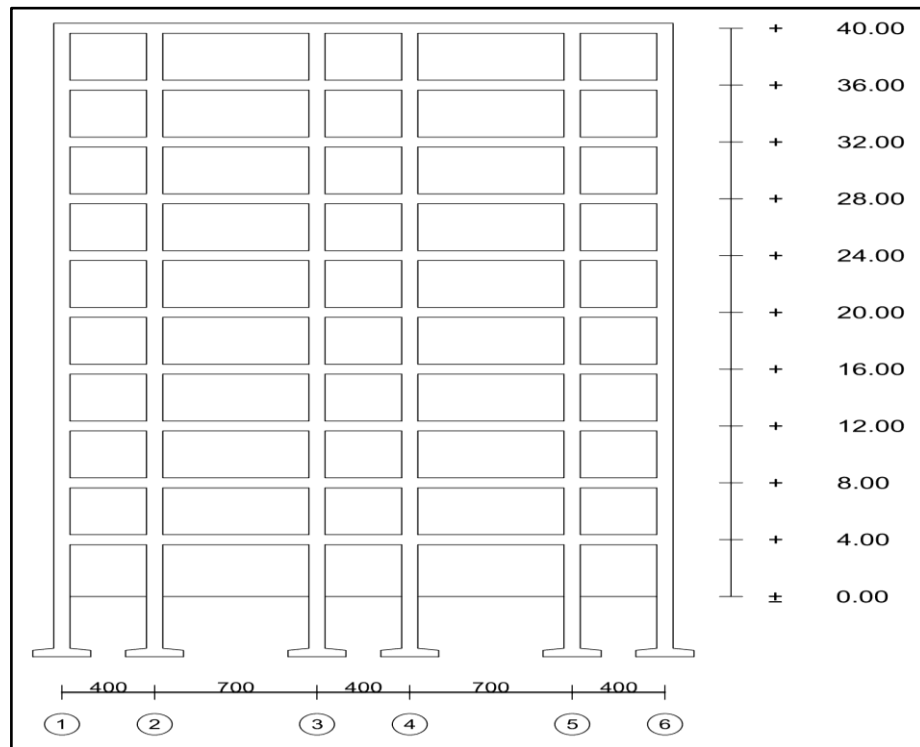
(kampus/fakultas) di Kecamatan Kretek dengan jumlah 10 tingkat. Denah struktur bangunan tersebut ditunjukkan pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2 Denah Struktur Bangunan



Gambar 4.3 Potongan Memanjang Struktur Bangunan Tingkat 1–10



Gambar 4.4 Potongan Melintang Struktur Bangunan Tingkat 1-10

b. Dimensi Elemen Struktur

Dalam perencanaan struktur, dimensi elemen struktur didefinisikan sebagai parameter geometris utama dari penampang komponen struktur, meliputi balok, kolom, dan pelat, yang ditetapkan berdasarkan hasil analisis pembebanan serta karakteristik material. Penentuan dimensi elemen struktur bertujuan untuk memastikan bahwa kinerja struktur memenuhi kriteria kekuatan (*strength*), batas layan (*serviceability*), dan stabilitas (*stability*), dengan tetap mempertimbangkan efisiensi penggunaan material. Ketepatan dimensi elemen struktur berpengaruh secara langsung terhadap tingkat keamanan struktur baik pada kondisi beban ultimit maupun batas layan. Rincian dimensi elemen struktur yang meliputi pelat, balok, dan kolom ditunjukkan pada tabel berikut.

Tabel 4.1 Dimensi dan Tipe Balok

Jenis Balok	Dimensi		
	Lebar (<i>b</i>)	Tinggi (<i>h</i>)	Panjang (<i>l</i>)
	(mm)	(mm)	(mm)
Balok Induk 1 (B1)	800	500	7000
Balok Induk 2 (B2)	400	500	5000
Balok Induk 3 (B3)	300	500	4000
Balok Anak 1 (BA1)	300	500	5000
Balok Anak 2 (BA2)	300	500	4000

Tabel 4.2 Dimensi dan Tipe Kolom

Jenis Kolom	Dimensi		
	Lebar (<i>b</i>)	Tinggi (<i>h</i>)	Panjang (<i>l</i>)
	(mm)	(mm)	(mm)
Kolom Utama (K1)	900	900	4000

Tabel 4.3 Dimensi dan Tipe Pelat Lantai

Jenis Pelat	Dimensi		
	Panjang Bentang Arah X (<i>Lx</i>)	Panjang Bentang Arah Y (<i>Ly</i>)	Tebal (<i>h</i>)
	(mm)	(mm)	(mm)
Pelat Lantai Tipe 1 (PL1)	5000	4000	220
Pelat Lantai Tipe 2 (PL2)	5000	3500	220
Pelat Lantai Tipe 3 (PL3)	4000	3500	220
Pelat Lantai Tipe 4 (PL4)	4000	4000	220

Tabel 4.4 Dimensi dan Tipe Pelat Atap

Jenis Pelat	Dimensi		
	Panjang Bentang Arah X (L_x)	Panjang Bentang Arah Y (L_y)	Tebal (h)
	(mm)	(mm)	(mm)
Pelat Atap Tipe 1 (PA1)	5000	4000	180
Pelat Atap Tipe 2 (PA2)	5000	3500	180
Pelat Atap Tipe 3 (PA3)	4000	3500	180
Pelat Atap Tipe 4 (PA4)	4000	4000	180

c. Spesifikasi Material

Spesifikasi material bangunan didefinisikan sebagai penetapan persyaratan teknis yang berkaitan dengan jenis material, mutu, serta sifat mekanik dan fisik material yang digunakan dalam konstruksi bangunan. Penetapan spesifikasi material bertujuan untuk menjamin kesesuaian material terhadap desain teknis, mengendalikan konsistensi kualitas, serta memastikan kompatibilitas sifat antar material, sehingga persyaratan keandalan struktural, keselamatan pengguna, dan ketahanan bangunan dalam jangka panjang dapat terpenuhi. Dalam penelitian ini, spesifikasi material yang digunakan terdiri atas dua kelompok utama, meliputi mutu beton dan mutu tulangan baja. Rincian spesifikasi material tersebut diuraikan sebagai berikut.

- 1) Mutu beton kolom ($f'c$) = 35 MPa
- 2) Modulus elastisitas beton (E) = $4700\sqrt{f'c}$
= $4700\sqrt{35}$
= 27805,574 MPa
- 3) Berat jenis beton = 2400 kg/m³
- 4) Mutu beton balok dan pelat ($f'c$) = 25 MPa

- 5) Modulus elastisitas beton (E) $= 4700\sqrt{f'_c}$
 $= 4700\sqrt{25}$
 $= 23500 \text{ MPa}$
- 6) Berat jenis beton $= 2400 \text{ kg/m}^3$
- 7) Mutu tulangan baja longitudinal (f_y) $= 420 \text{ MPa}$
- 8) Mutu tulangan baja transversal (f_{yv}) $= 390 \text{ MPa}$
- 9) Modulus elastisitas tulangan baja (E_s) $= 200000 \text{ MPa}$

d. Jenis Tanah

Kondisi tanah didefinisikan sebagai karakterisasi sistematis terhadap parameter indeks tanah, meliputi tekstur, distribusi ukuran butir, plastisitas, kompresibilitas, kuat geser, serta perilaku hidraulik, yang diperoleh melalui investigasi lapangan dan pengujian laboratorium. Karakterisasi ini bertujuan untuk menyediakan dasar kuantitatif dalam mengevaluasi daya dukung tanah terhadap beban struktur, memprediksi deformasi, menentukan strategi perbaikan tanah, serta memodelkan interaksi tanah–struktur guna menjamin stabilitas fondasi. Dalam penelitian ini, kondisi tanah yang digunakan diklasifikasikan sebagai tanah sedang (kelas SD). Penetapan klasifikasi kondisi tanah tersebut diperoleh berdasarkan nilai kecepatan gelombang geser rata-rata hingga kedalaman 30 m (V_{s30}) yang ditentukan berdasarkan *USGS Vs30 Map Viewer*.

2. Peraturan yang Digunakan

Peraturan konstruksi didefinisikan sebagai serangkaian ketentuan normatif yang menetapkan persyaratan teknis, standar material, kriteria perencanaan, serta prosedur verifikasi yang wajib dipenuhi pada seluruh tahapan perencanaan dan pelaksanaan bangunan gedung. Penerapan peraturan konstruksi dimaksudkan untuk menjamin terpenuhinya aspek keamanan struktur (*structural safety*), keselamatan pengguna (*occupant safety*), ketahanan terhadap beban ekstrem (*extreme load resistance*), kepatuhan administratif dalam proses perizinan konstruksi, serta akuntabilitas teknis perencanaan melalui mekanisme

pengendalian dan audit yang terstruktur. Standar peraturan yang digunakan dalam penelitian ini diuraikan sebagai berikut.

- a. SNI 1726:2019, tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung.
- b. SNI 2847:2019, tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung.
- c. SNI 1727:2020, tentang beban desain minimum dan kriteria terkait struktur bangunan gedung dan struktur lain.
- d. *Applied Technology Council Publication (ATC-40): Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, terkait kriteria untuk mengevaluasi tingkatan kinerja struktur bangunan.
- e. Peta Deagregasi Bahaya Gempa Indonesia Untuk Perencanaan Dan Evaluasi Infrastruktur Tahan Gempa 2022

4.4 Instrumen Penelitian

Instrumen penelitian didefinisikan sebagai perangkat dan sarana yang digunakan untuk memperoleh dan mengolah data sesuai dengan metodologi penelitian yang telah ditetapkan. Dalam penyusunan penelitian ini, analisis dilakukan dengan memanfaatkan sejumlah perangkat lunak komputasi teknik yang berfungsi untuk memodelkan struktur, melakukan analisis, serta mengevaluasi respons dan kinerja seismik bangunan. Instrumen yang digunakan dalam penelitian ini diuraikan sebagai berikut.

1. ETABS versi 22, digunakan sebagai perangkat lunak utama untuk pemodelan struktur dua dimensi dan tiga dimensi, pelaksanaan analisis, serta evaluasi desain struktur. Perangkat lunak ini menghasilkan analisis berupa representasi grafis dan data numerik, yang meliputi respons struktur seperti gaya geser dasar (*base shear*), perpindahan (*displacement*), dan simpangan antar tingkat (*story drift*). Hasil analisis tersebut selanjutnya digunakan sebagai dasar pembahasan dan evaluasi kinerja seismik struktur dalam penelitian ini.
2. Microsoft Excel 2021, digunakan sebagai perangkat lunak pendukung untuk melakukan perhitungan numerik dalam analisis struktur, pengolahan dan visualisasi data, serta verifikasi dan evaluasi hasil analisis yang diperoleh dari

perangkat lunak ETABS versi 22. Penggunaan Excel memungkinkan proses pengecekan konsistensi hasil, penyusunan tabel parameter respons struktur, serta analisis komparatif antar metode yang diterapkan dalam penelitian ini.

3. Autocad 2025, digunakan sebagai perangkat lunak bantu untuk perancangan geometris dan visualisasi denah struktur bangunan yang dianalisis. Perangkat lunak ini berfungsi dalam penyusunan gambar teknik dua dimensi yang merepresentasikan konfigurasi elemen struktur, serta sebagai dasar pemodelan struktur pada tahap analisis numerik selanjutnya.
4. *United States Geological Survey (USGS) Vs30*, merupakan basis data berbasis web yang berperan sebagai rujukan dalam klasifikasi kondisi situs berdasarkan parameter kecepatan gelombang geser rata-rata hingga kedalaman 30 m (*Vs30*). Informasi ini digunakan untuk mengidentifikasi karakteristik tanah setempat, menentukan klasifikasi situs seismik, serta mendukung penilaian tingkat bahaya gempa dan perencanaan struktur bangunan tahan gempa.
5. *PEER Ground Motion Database*, merupakan basis data rekaman gempa yang dikembangkan oleh *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center* dan berperan sebagai sumber data gerakan tanah aktual untuk keperluan analisis seismik. Basis data ini menyediakan rekaman percepatan gempa terpilih yang digunakan dalam Analisis Linear *Time History* (LTHA), khususnya untuk pemilihan dan penskalaan gerakan tanah yang sesuai dengan karakteristik bahaya seismik dan kondisi situs penelitian.
6. Seismomatch, merupakan perangkat lunak pendukung yang digunakan dalam pemilihan dan pemrosesan rekaman percepatan gempa melalui metode penyesuaian spektral (*spectral matching*) terhadap spektrum respons rencana. Perangkat lunak ini menghasilkan rekaman riwayat waktu percepatan (*time history*) berupa data numerik yang telah disesuaikan, yang selanjutnya digunakan sebagai parameter pembebanan gempa pada Analisis Linear *Time History* (LTHA) melalui ETABS. Hasil analisis tersebut kemudian dimanfaatkan sebagai dasar pembahasan dan evaluasi respons serta kinerja seismik struktur dalam penelitian ini.

7. Standar dan peraturan yang berlaku sebagai berperan sebagai pedoman teknis dalam pelaksanaan analisis dan evaluasi kinerja struktur. Dokumen ini menyediakan kerangka teknis yang objektif dan terverifikasi untuk perencanaan dan penilaian struktur, menjamin pemenuhan aspek keselamatan dan keandalan struktural, serta menjadi dasar kepatuhan regulatif dalam evaluasi kinerja bangunan gedung.

4.5 Prosedur Penelitian

Prosedur penelitian merupakan tahapan kerja yang disusun secara sistematis, terstruktur, dan kronologis, yang merepresentasikan langkah-langkah teknis dalam pelaksanaan penelitian. Tahapan ini mencakup proses pengumpulan, pengolahan, dan analisis data, serta interpretasi hasil penelitian, yang dirancang untuk menjamin konsistensi metodologis, koherensi tahapan pelaksanaan, dan kemampuan replikasi proses penelitian (*reproducibility*) untuk mencapai tujuan penelitian yang telah ditetapkan. Adapun tahapan prosedur penelitian yang diterapkan dalam studi ini diuraikan sebagai berikut.

1. Studi Literatur

Studi literatur dilakukan untuk memperoleh landasan teoretis dan metodologis yang mendukung pelaksanaan penelitian ini, dengan mengkaji berbagai sumber ilmiah berupa tugas akhir, artikel jurnal, serta buku teks yang berkaitan dengan analisis dinamik struktur, khususnya metode Analisis Respons Spektrum dan Analisis *Time History* (LTHA). Salah satu rujukan utama yang digunakan adalah penelitian Bayyinah dan Faimun (2017) mengenai studi perbandingan Analisis Respons Spektrum dan Analisis *Time History* dalam desain gedung, yang memberikan gambaran mengenai perbedaan karakteristik respons struktur yang dihasilkan oleh kedua metode tersebut. Analisis dan evaluasi struktur bangunan dalam penelitian ini mengacu pada peraturan dan standar yang berlaku, baik secara nasional maupun internasional, sedangkan evaluasi kinerja seismik struktur dilakukan dengan mengacu pada pedoman *Applied Technology Council-40* (ATC-40). Terkait peraturan dan standar nasional yang digunakan diuraikan sebagai berikut.

- a. SNI 1726:2019, terkait tata cara perencanaan ketahanan gempa dan penentuan parameter gempa rencana untuk struktur bangunan gedung dan nongedung.
- b. SNI 2847:2019, terkait persyaratan desain, analisis, dan detailing struktur beton bertulang sesuai prinsip ketahanan dan daktilitas struktur.
- c. SNI 1727:2020, terkait penentuan beban desain minimum, termasuk beban mati, beban hidup, dan beban lingkungan yang bekerja pada struktur bangunan.

2. Pengumpulan Data

Penelitian ini menggunakan objek bangunan bersifat konseptual (imajiner) dan tidak merujuk pada bangunan eksisting. Data yang dikumpulkan dan digunakan dalam penelitian ini mencakup data umum bangunan, data pemodelan struktur berupa gambar denah struktur dua dimensi (2D), data elemen struktur bangunan yang ditinjau, serta data beban gempa vertikal dan horizontal yang diperoleh dari rekaman gempa sebagai input analisis dinamik struktur.

3. Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan pada elemen struktur dalam penelitian ini mencakup beban mati (*dead load*), beban mati tambahan (*superimposed dead load*), beban hidup (*live load*), serta beban gempa (*seismic load*). Penentuan dan penerapan beban gempa dilakukan berdasarkan ketentuan yang tercantum dalam SNI 1726:2019, yang mengatur tata cara perencanaan ketahanan gempa serta penentuan parameter gempa rencana untuk struktur bangunan gedung dan nongedung.

4. Analisis Respon Spektrum

Analisis Respons Spektrum dalam penelitian ini dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019 melalui beberapa tahapan sistematis untuk memperoleh parameter respons seismik struktur. Tahapan analisis tersebut diuraikan sebagai berikut.

- a. Penentuan faktor keutamaan (I_e) gempa dan kategori risiko bangunan.

- b. Penetapan kombinasi pembebanan dasar yang mencakup pengaruh beban seismik dengan menggunakan metode beban ultimit, termasuk penerapan faktor redundansi (ρ) sesuai ketentuan.
- c. Penentuan klasifikasi situs berdasarkan nilai kecepatan gelombang geser tanah (V_{s30}) dengan mengacu pada data USGS dan kriteria SNI 1726:2019.
- d. Penentuan parameter percepatan respons spektral gempa maksimum mempertimbangkan risiko tertarget (MCE_R) yang terpetakan pada periode pendek $T = 0,2$ detik (S_S) dan periode $T = 1,0$ detik (S_I).
- e. Penentuan koefisien situs untuk periode pendek (F_a) dan periode panjang $1,0$ detik (F_v).
- f. Perhitungan parameter percepatan respons spektral (MCE_R) pada periode pendek (S_{MS}) dan periode $1,0$ detik (S_{MI}).
- g. Penentuan Parameter percepatan respon spektral desain dalam rentang periode pendek (S_{DS}) dan Parameter percepatan respon spektral desain dalam rentang periode $1,0$ detik (S_{DI}).
- h. Penentuan periode getar alami fundamental struktur (T) serta periode transisi spektrum yang meliputi periode transisi awal (T_0), periode transisi menengah (T_S), dan periode transisi panjang (T_L).
- i. Penyusunan kurva respons spektrum desain (S_a), dengan mempertimbangkan parameter periode transisi awal (T_0), periode transisi menengah (T_S), dan periode transisi panjang (T_L).
- j. Penentuan kategori desain seismik berdasarkan respon percepatan pada periode pendek (S_{DS}) dan respon percepatan pada periode 1 detik (S_{DI}).
- k. Penentuan sistem pemikul gaya seismik berdasarkan parameter faktor modifikasi respons (R), faktor pembesaran simpangan (C_d), dan faktor kuat lebih sistem (Ω_0).

5. Analisis Linear *Time History* (LTHA)

Analisis Linear Time History (LTHA) dalam penelitian ini dilakukan untuk mengevaluasi respons dinamik struktur terhadap pembebanan gempa berdasarkan rekaman percepatan tanah aktual. Analisis ini dilaksanakan sesuai ketentuan SNI 1726:2019, menggunakan data rekaman gempa terpilih yang

telah disesuaikan karakteristik spektrumnya terhadap respons spektrum rencana. Tahapan analisis *Linear Time History* (LTHA) tersebut diuraikan sebagai berikut.

- a. Penetapan parameter gempa rujukan dilakukan dengan mengacu pada Peta Deagregasi Bahaya Gempa Indonesia untuk mengidentifikasi magnitudo momen (M_w), jarak hiposenter (R), serta mekanisme sumber gempa (*source mechanism*) yang memberikan kontribusi paling dominan terhadap bahaya seismik di lokasi tinjauan.
- b. Penyusunan spektrum respons desain dilakukan sesuai dengan standar yang berlaku untuk digunakan sebagai rujukan target (*target spectrum*) dalam proses penskalaan atau pencocokan spektral selanjutnya.
- c. Penentuan rekaman akselerogram dasar (*seed records*) melalui PEER *Ground Motion Database* berdasarkan kesesuaian parameter deagregasi, meliputi magnitudo gempa, jarak sumber gempa, klasifikasi situs, dan mekanisme sesar.
- d. Penetapan parameter pencocokan spektral, yang mencakup rentang periode yang ditinjau (*period range of interest*) serta batas toleransi deviasi spektral, dengan mempertimbangkan periode getar alami struktur dan potensi perpanjangan periode akibat perilaku inelastis.
- e. Modifikasi rekaman akselerogram dasar menggunakan metode pencocokan spektral (*spectral matching*) berbasis algoritma *wavelet*. Menggunakan perangkat lunak SeismoMatch untuk menyelaraskan respons spektrum rekaman dengan spektrum target tanpa mengubah karakteristik durasi gempa secara signifikan.
- f. Verifikasi hasil pencocokan spektral dilakukan melalui evaluasi kesesuaian spektrum respons akselerogram sintetis terhadap spektrum target sesuai batas minimum 90% yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019 pada rentang periode yang ditinjau, serta pemeriksaan terhadap nilai *Peak Ground Acceleration* (PGA).

- g. Penerapan rekaman riwayat waktu percepatan yang telah tervalidasi sebagai beban dinamis pada tumpuan dasar model struktur untuk pelaksanaan Analisis Linear *Time History* (LTHA)

6. Pemodelan 3D Bangunan

Pemodelan struktur bangunan dalam penelitian ini dilakukan dengan mengacu pada gambar denah struktur dua dimensi (2D), yang selanjutnya dikembangkan menjadi model struktur tiga dimensi (3D) menggunakan perangkat lunak ETABS versi 22. Model 3D tersebut disusun untuk merepresentasikan perilaku struktur secara komprehensif, termasuk distribusi massa, kekakuan, serta karakteristik elemen struktur, sebagai dasar pelaksanaan analisis statik dan dinamik struktur.

7. Menginput Pembebanan

Berdasarkan model struktur tiga dimensi bangunan yang dikembangkan menggunakan perangkat lunak ETABS versi 22, dilakukan penginputan data struktur yang mencakup spesifikasi material, dimensi elemen struktur, serta pembebanan yang telah ditetapkan ke dalam model 3D bangunan. Jenis pembebanan yang dimasukkan meliputi beban mati tambahan (*superimposed dead load*), beban hidup (*live load*), beban gempa (*seismic load*), beban gempa berdasarkan Analisis Respons Spektrum, serta beban gempa berdasarkan Analisis Linear *Time History* (LTHA), yang selanjutnya digunakan sebagai dasar pelaksanaan analisis struktur.

8. Pengolahan Data

Pengolahan data dilakukan terhadap hasil keluaran (*output*) analisis struktur yang meliputi evaluasi ketidakberaturan struktur, gaya geser dasar (*base shear*), perpindahan (*displacement*), simpangan antar tingkat (*drift ratio*), kestabilan struktur, serta kinerja struktur (*performance level*). Evaluasi kinerja struktur dilakukan berdasarkan kriteria *Applied Technology Council* (ATC-40) dengan membandingkan hasil Analisis Respons Spektrum dan Analisis Linear *Time History* sebagai dasar penilaian perilaku seismik struktur.

9. Pembahasan / Interpretasi Hasil

Pembahasan dan interpretasi hasil difokuskan pada penjabaran serta analisis

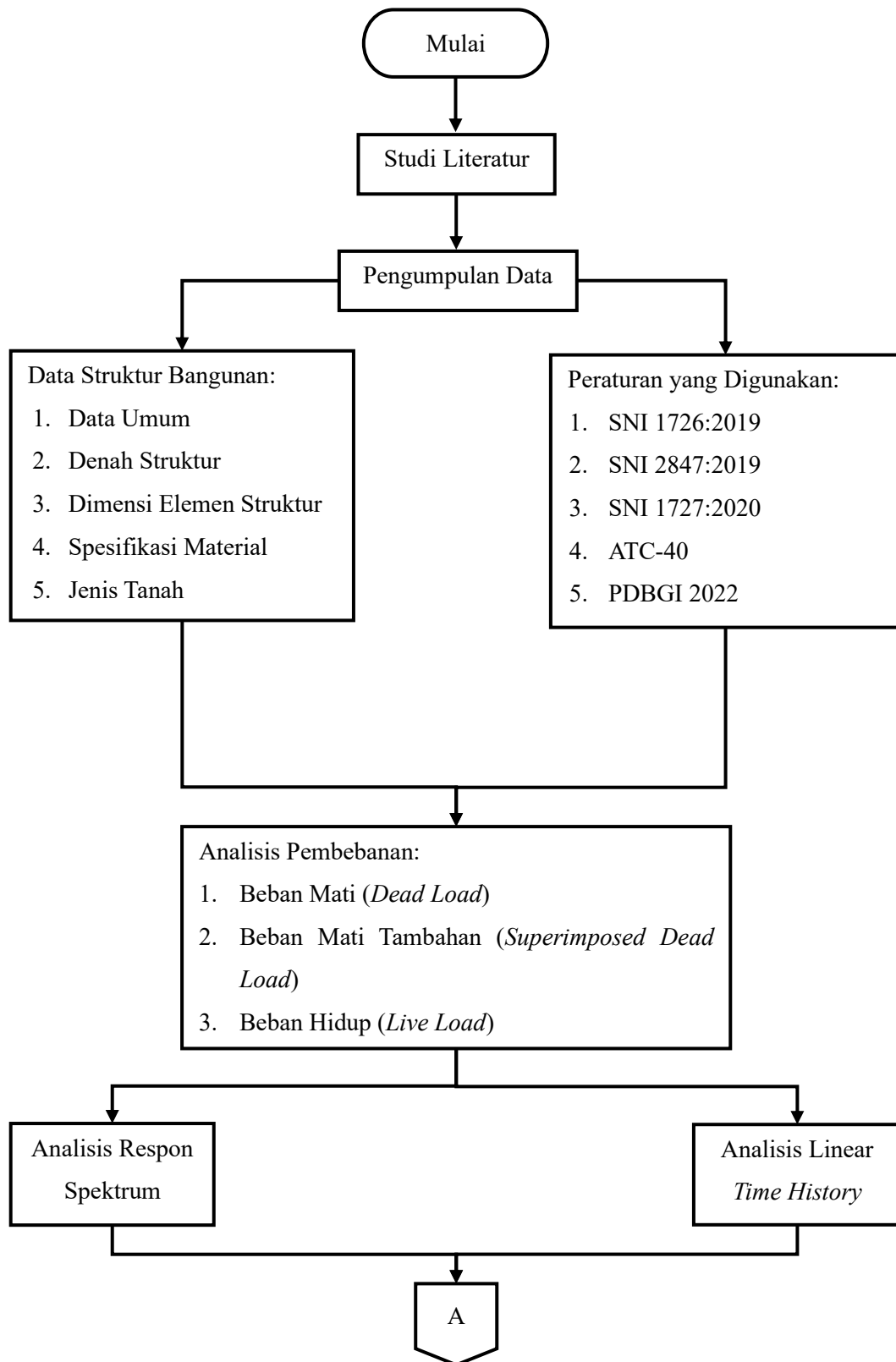
temuan penelitian yang diperoleh dari seluruh tahapan analisis yang telah dilakukan, dengan berdasarkan pada rumusan masalah yang telah ditetapkan. Respons struktur yang dihasilkan dibahas secara komprehensif dengan meninjau perbedaan hasil antara metode Analisis Respons Spektrum dan Analisis Linear *Time History* (LTHA) serta implikasinya terhadap perilaku dan kinerja seismik struktur bangunan.

10. Kesimpulan

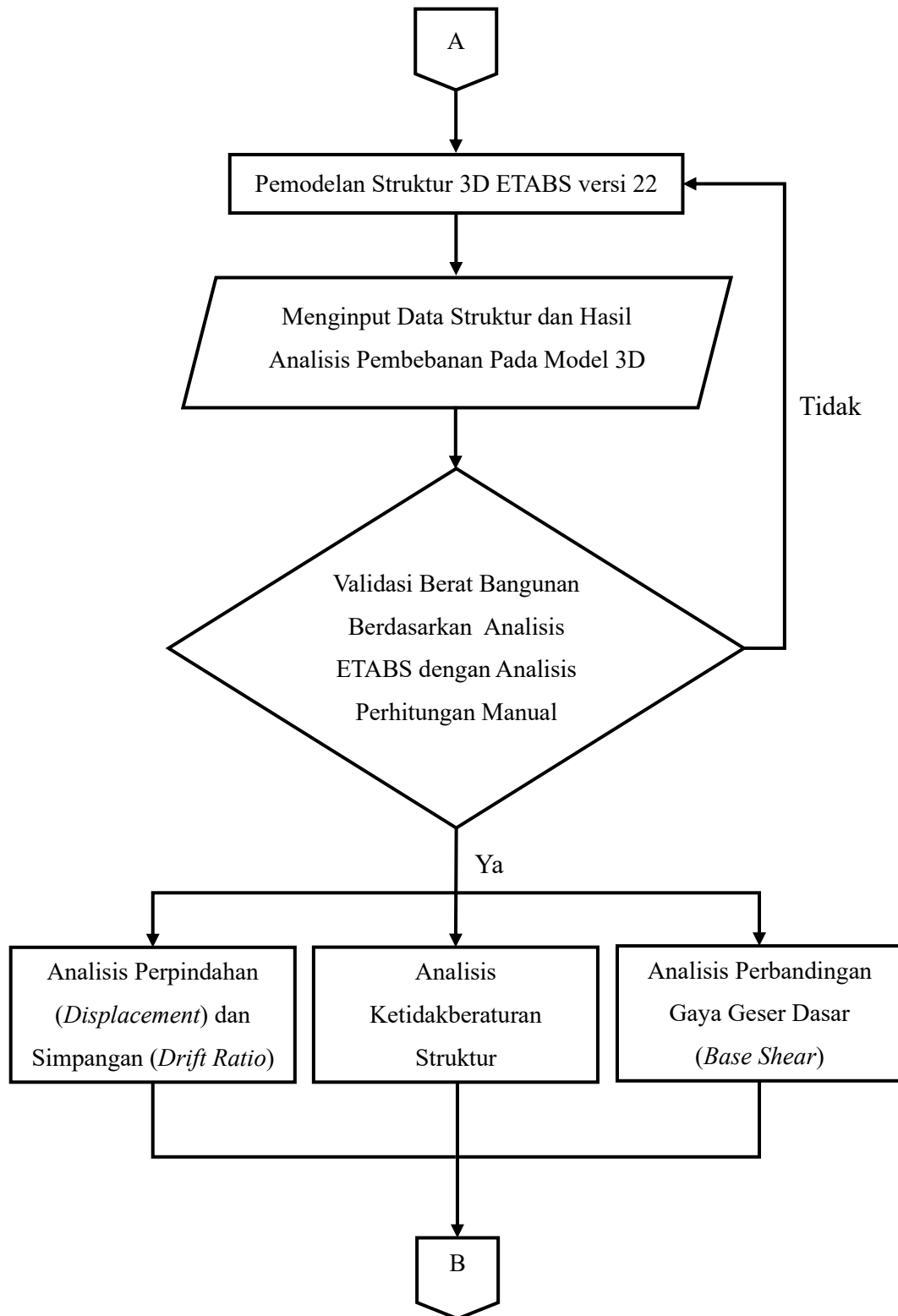
Kesimpulan dirumuskan berdasarkan hasil pembahasan dan analisis yang telah dilakukan, yang mencakup temuan utama penelitian serta saran yang relevan sebagai rekomendasi untuk pengembangan penelitian dan penerapan di masa mendatang.

4.6 Alur Metodologi dan Tahapan Penelitian

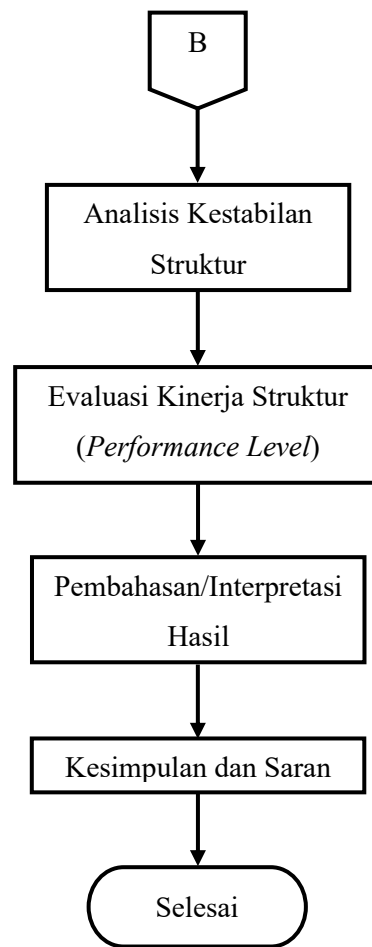
Alur metodologi penelitian disusun untuk merepresentasikan tahapan penelitian secara sistematis dan terstruktur, sehingga proses pelaksanaan penelitian dapat dipahami secara komprehensif serta mendukung konsistensi metodologis dan validitas hasil yang diperoleh. Secara umum, rangkaian tahapan penelitian diilustrasikan dalam bentuk diagram alir yang ditunjukkan pada gambar 4.5 berikut ini.



Gambar 4.5 Diagram Alir Penelitian



Lanjutan Gambar 4.5 Diagram Alir Penelitian



Lanjutan Gambar 4.5 Diagram Alir Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Deskripsi Umum Model Struktur

Objek penelitian yang dianalisis adalah model struktur gedung perkuliahan beton bertulang 10 tingkat dengan ketinggian total 40 m yang berlokasi di Kecamatan Kretek, Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta. Lokasi tersebut berada pada wilayah dengan tingkat kerentanan gempa yang tinggi dan diklasifikasikan sebagai situs tanah sedang (Kelas SD), berdasarkan data *United States Geological Survey* (USGS) serta peta bahaya gempa yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019. Sistem struktur yang diterapkan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Spesifikasi material mencakup mutu beton (f'_c) sebesar 35 MPa untuk elemen kolom, dan 25 MPa untuk elemen balok serta pelat, dengan mutu baja tulangan longitudinal (f_y) sebesar 420 MPa dan tulangan transversal (f_{yv}) sebesar 390 MPa.

Pemodelan dan analisis struktur dilakukan menggunakan perangkat lunak ETABS versi 22 untuk mengevaluasi respons struktur gedung terhadap pembebanan seismik. Dalam penelitian ini, diterapkan dua metode analisis dinamik, meliputi Analisis Respons Spektrum dan Analisis Linear *Time History* (LTHA). Hasil Respons struktur yang diperoleh dari kedua metode tersebut dianalisis dan dibandingkan secara sistematis sesuai dengan tujuan penelitian yang telah dirumuskan pada Bab I.

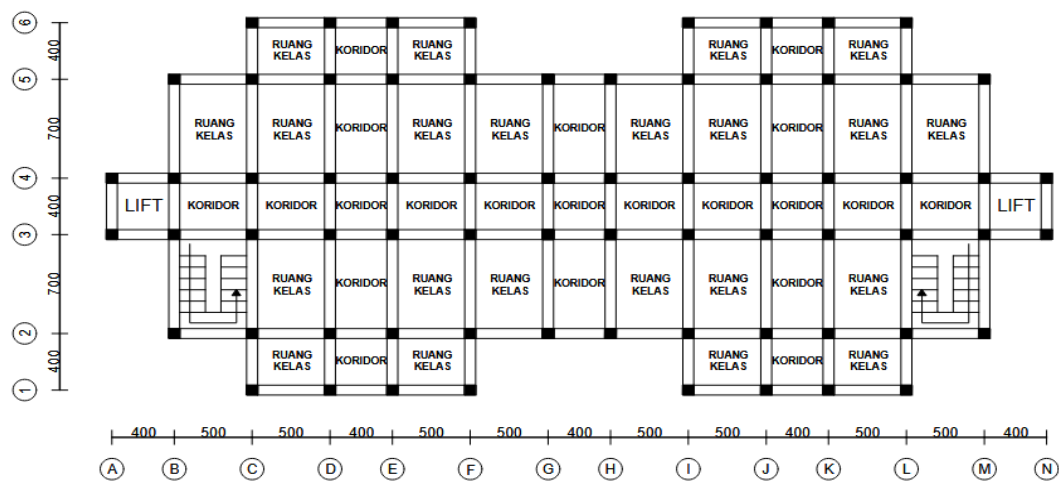
5.2 Hasil Pemodelan dan Validasi Struktur

Validasi keakuratan model struktur tiga dimensi merupakan tahap fundamental sebelum pelaksanaan analisis beban gempa. Penelitian ini memvisualisasikan pemodelan struktur berdasarkan ETABS versi 22 serta mengevaluasi berat seismik efektif pada struktur bangunan, proses validasi dilakukan melalui perbandingan antara hasil analisis numerik ETABS dan analisis teoritis sebagai bentuk verifikasi ketepatan representasi struktur.

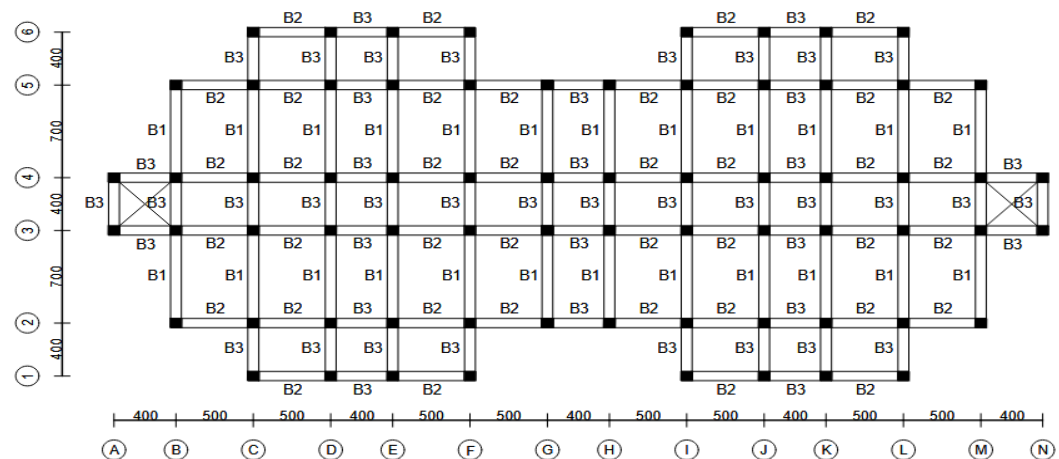
5.2.1 Model Struktur Tiga Dimensi

Pemodelan struktur dilakukan secara tiga dimensi menggunakan perangkat lunak ETABS versi 22 berdasarkan data desain yang telah diuraikan pada Bab IV. Pada Gambar 5.1 hingga Gambar 5.9 menunjukkan visualisasi model struktur tiga dimensi yang dikembangkan pada ETABS versi 22, dan disusun berdasarkan data denah arsitektur dan struktural, dimensi elemen, serta spesifikasi material yang telah diuraikan pada Bab IV.

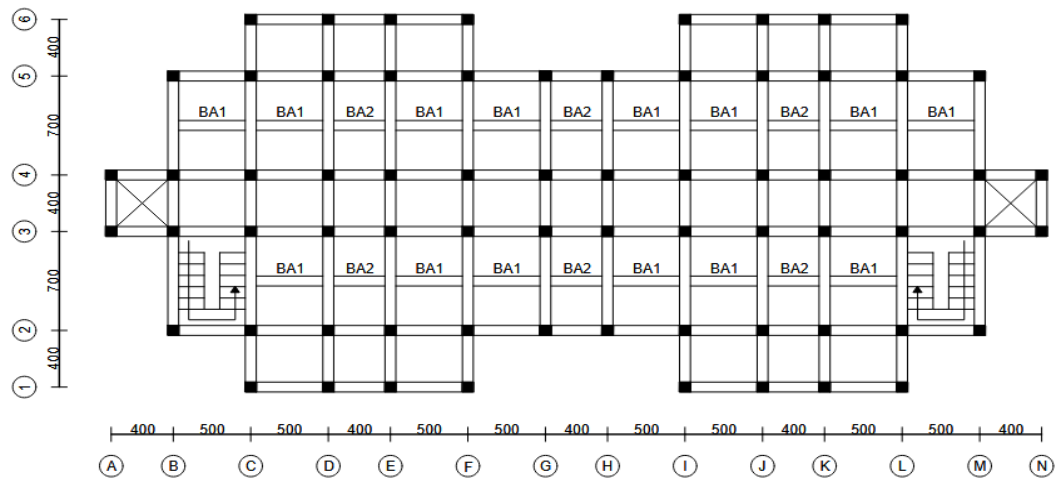
1. Denah Struktur Bangunan, Kodefikasi Kolom, Balok, dan Pelat



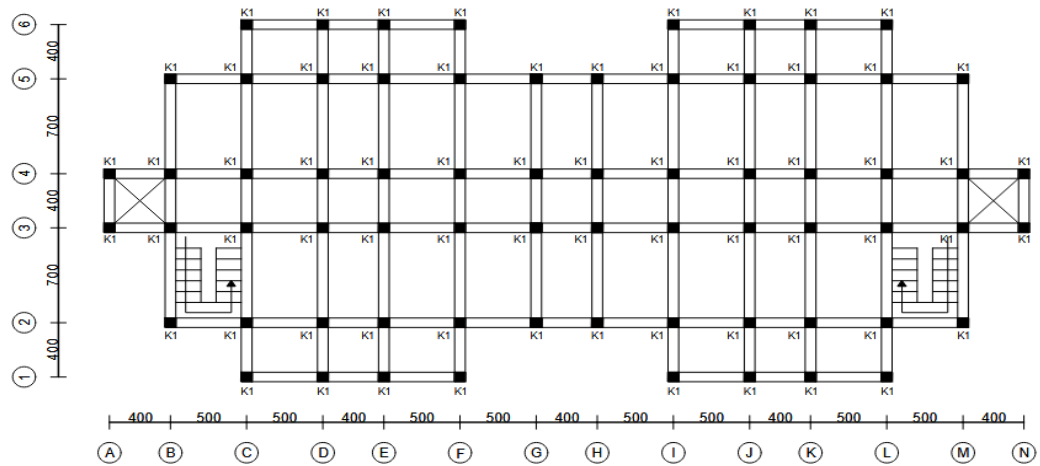
Gambar 5.1 Denah Struktur Bangunan



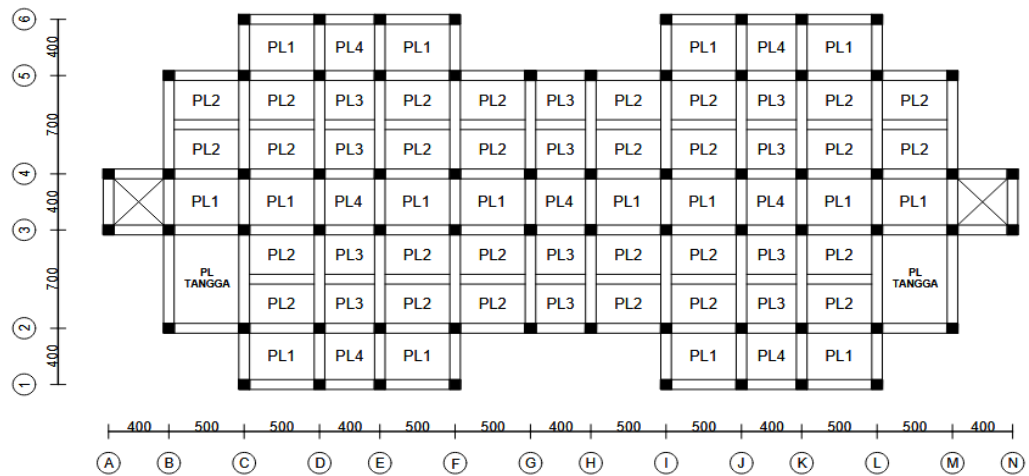
Gambar 5.2 Kodefikasi Balok Induk



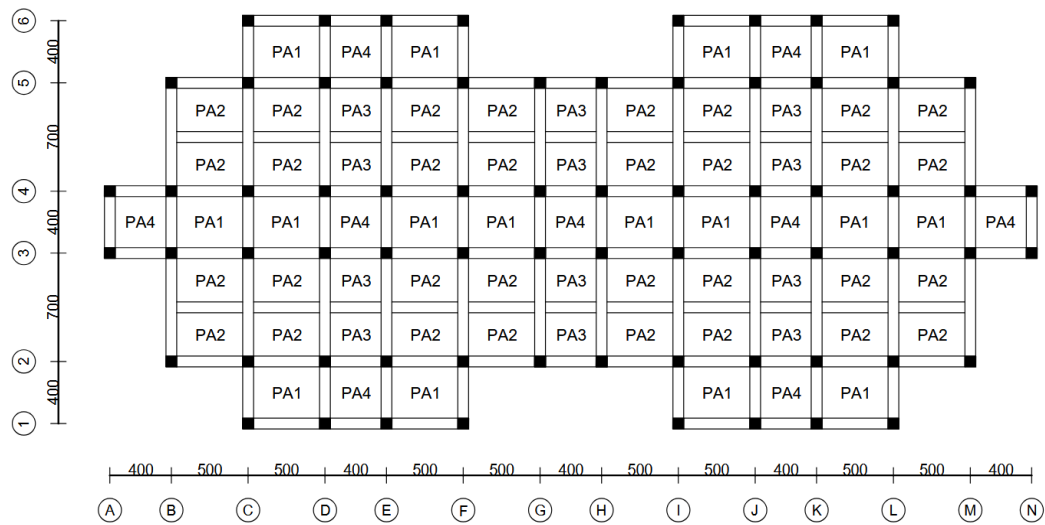
Gambar 5.3 Kodefikasi Balok Anak



Gambar 5.4 Kodefikasi Kolom

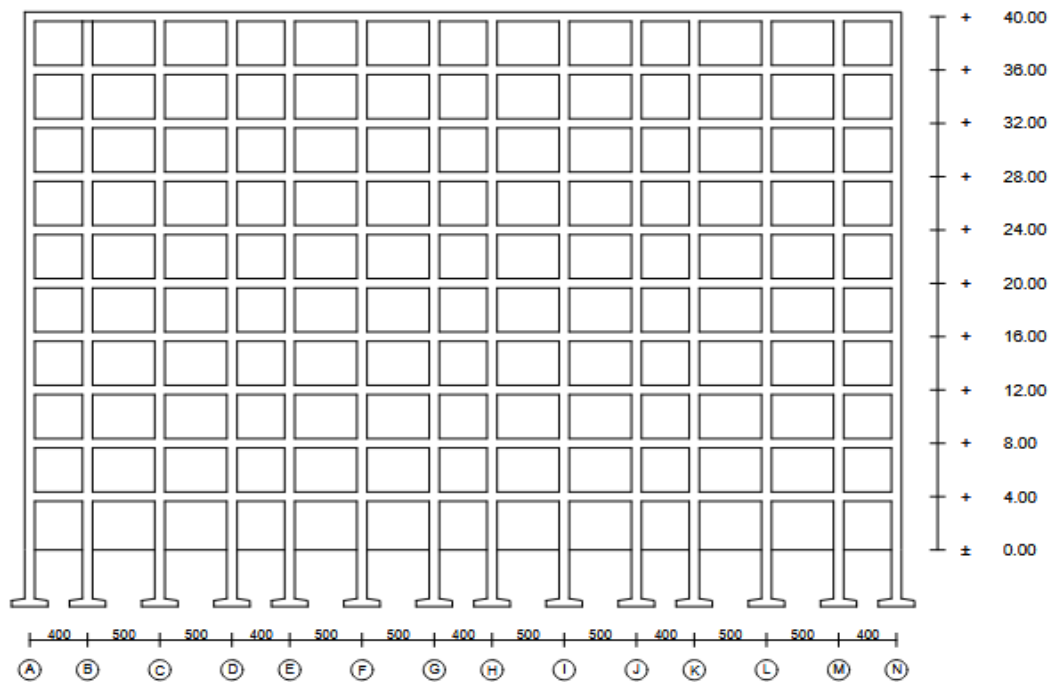


Gambar 5.5 Kodefikasi Pelat Lantai

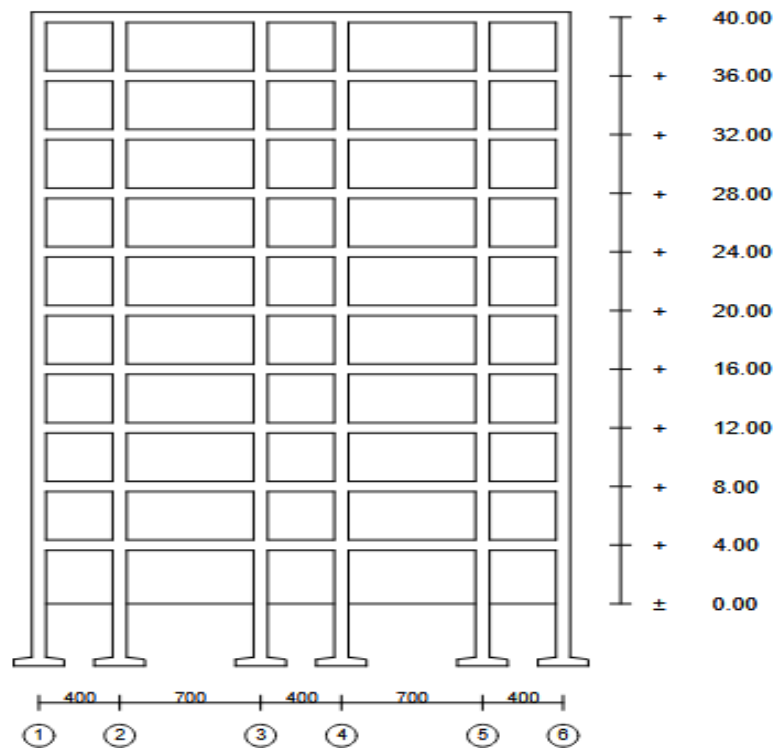


Gambar 5.6 Kodefikasi Pelat Atap

2. Elevasi Struktur Bangunan

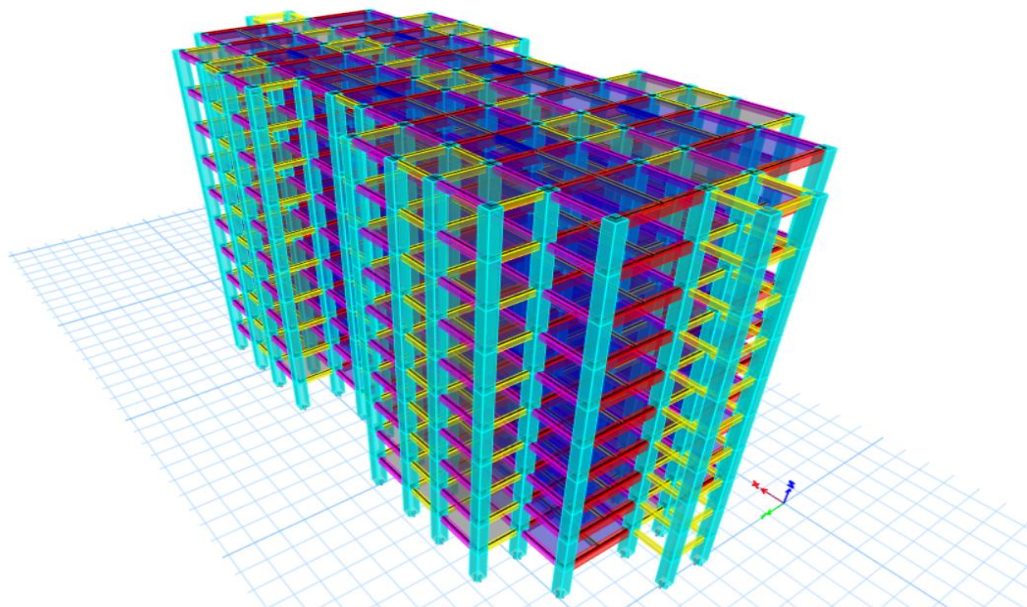


Gambar 5.7 Potongan Memanjang Struktur Bangunan Tingkat 1–10



Gambar 5.8 Potongan Melintang Struktur Bangunan Tingkat 1-10

3. Pemodelan Struktur dengan ETABS



Gambar 5.9 Tampilan Isometrik (3D) Hasil Pemodelan Struktur dengan ETABS

5.2.2 Beban Gravitasi

Identifikasi pembebanan merupakan tahap awal dalam analisis struktur. Dalam penelitian ini, pembebanan yang dianalisis terdiri atas beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), dan beban gempa (*seismic load*), dengan analisis masing-masing jenis pembebanan diuraikan sebagai berikut.

1. Beban Mati Tambahan

Dalam penentuan beban mati struktur digunakan acuan dari SNI 1727:2020 tentang. Nilai beban mati tambahan pada pelat dapat dilihat sebagai berikut.

a. Beban Mati Tambahan Elemen Balok

1) Dinding

$$\begin{aligned}
 W_{bata\ ringan} &= 0,935 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{plesteran} &= 0,240 \text{ kN/m}^2 \\
 QA_{dinding} &= W_{bata\ ringan} + (2 \times W_{plesteran}) \\
 &= 0,935 + (2 \times 0,240) \\
 &= 1,415 \text{ kN/m}^2 \\
 QL_{dinding} &= QA_{dinding} \times (h_{lantai} - h_{efektif}) \\
 &= 1,415 \times (4 - 0,5) \\
 &= 4,953 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban Mati Tambahan Pelat Lantai

1) Partisi

$$Q = 0,720 \text{ kN/m}^2$$

Berdasarkan SNI 1727:2020 pada pasal 4.3.2, untuk ruang dengan fungsi tertentu yang memiliki beban hidup $\geq 3,83 \text{ kN/m}^2$, pengaruh beban partisi dapat diabaikan dalam analisis pembebanan pembebanan struktur, karena kontribusi beban partisi secara implisit telah diperhitungkan dalam penetapan nilai beban hidup rencana yang digunakan dalam analisis.

2) Keramik

$$\begin{aligned}
 W &= 24 \text{ kg/m}^2 \\
 Q &= \frac{W}{(1000 \times 9,81)}
 \end{aligned}$$

$$= \frac{24}{(1000 \times 9,81)}$$

$$= 0,235 \text{ kN/m}^2$$

3) Spesi

$$W = 2100 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 0,03 \text{ m}$$

$$Q = \frac{(W \times h)}{(1000 \times 9,81)}$$

$$= \frac{(2100 \times 0,03)}{(1000 \times 9,81)}$$

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

4) Pasir

$$W = 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 0,05 \text{ m}$$

$$Q = \frac{(W \times h)}{(1000 \times 9,81)}$$

$$= \frac{(1600 \times 0,05)}{(1000 \times 9,81)}$$

$$= 0,785 \text{ kN/m}^2$$

5) Mekanikal, Elektrikal, dan Plumbing (MEP)

$$Q = 0,300 \text{ kN/m}^2$$

6) Rangka Plafon

$$W = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = \frac{W}{(1000 \times 9,81)}$$

$$= \frac{10}{(1000 \times 9,81)}$$

$$= 0,098 \text{ kN/m}^2$$

7) Plafon

$$W = 9 \text{ kg/m}^2$$

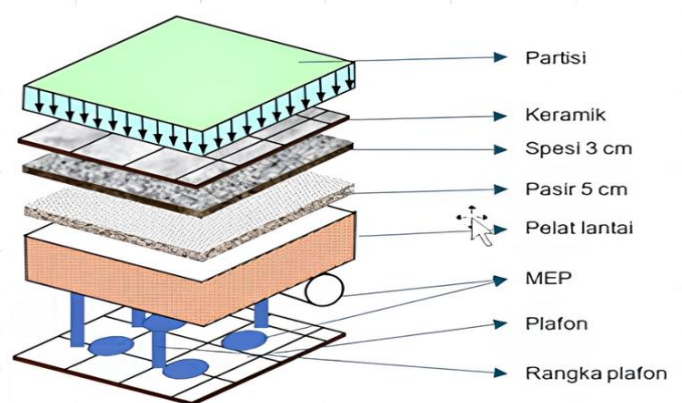
$$Q = \frac{W}{(1000 \times 9,81)}$$

$$= \frac{9}{(1000 \times 9,81)}$$

$$= 0,088 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 5.1 Beban mati Tambahan Pelat Lantai (*Superimposed Dead Load*)

No	Komponen	Berat Jenis		Tebal (m)	Q (kN/m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Partisi	-	-	-	0,720
2	Keramik	24	kg/m ²	-	0,235
3	Spesi	2100	kg/m ³	0,03	0,618
4	Pasir	1600	kg/m ³	0,05	0,785
5	MEP	-	-	-	0,300
6	Plafon	9	kg/m ²	-	0,088
7	Rangka Plafon	10	kg/m ²	-	0,098
Total Beban Mati Pada Pelat Lantai (Q _{SIDL,1})					2,845
Total Beban Mati Pada Pelat Lantai Tanpa Partisi (Q _{SIDL,2})					2,125

**Gambar 5.10** Konfigurasi Lapisan Beban pada Sistem Pelat Lantai

c. Beban Mati Tambahan Pelat Atap

1) Spesi

$$W = 2100 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 0,03 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{(W \times h)}{(1000 \times 9,81)} \\
 &= \frac{(2100 \times 0,03)}{(1000 \times 9,81)} \\
 &= 0,618 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2) *Waterproof*

$$W = 2100 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 0,02 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q &= \frac{(W \times h)}{(1000 \times 9,81)} \\ &= \frac{(2100 \times 0,02)}{(1000 \times 9,81)} \\ &= 0,412 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

3) Mekanikal, Elektrikal, dan Plumbing (MEP)

$$Q = 0,300 \text{ kN/m}^2$$

4) Rangka Plafon

$$W = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q &= \frac{W}{(1000 \times 9,81)} \\ &= \frac{10}{(1000 \times 9,81)} \\ &= 0,098 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

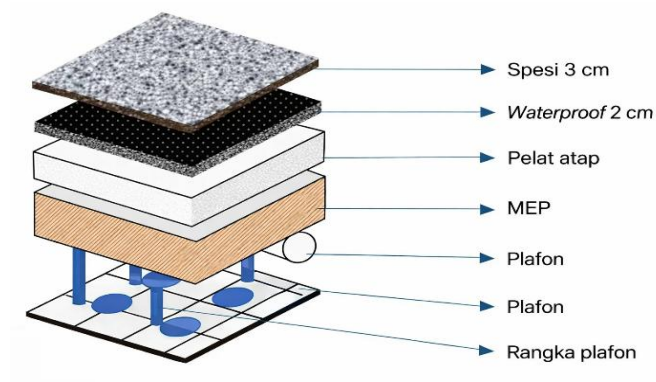
5) Plafon

$$W = 9 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q &= \frac{W}{(1000 \times 9,81)} \\ &= \frac{9}{(1000 \times 9,81)} \\ &= 0,088 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tabel 5.2 Beban mati Tambahan Pelat Atap (*Superimposed Dead Load*)

No	Komponen	Berat Jenis		Tebal (m)	Q (kN/m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Spesi	2100	kg/m ³	0,03	0,618
2	<i>Waterproof</i>	2100	kg/m ³	0,02	0,412
3	MEP	-	-	-	0,300
4	Plafon	9	kg/m ²	-	0,088
5	Rangka Plafon	10	kg/m ²	-	0,098
Total Beban Mati Pada Pelat Atap (Q _{SIDL,3})					1,516



Gambar 5.11 Konfigurasi Lapisan Beban pada Sistem Pelat Atap

d. Beban Mati Tambahan Pelat Tangga

1) Anak Tangga

$$\begin{aligned}
 W &= 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 h &= 0,08 \text{ m} \\
 Q &= \frac{(W \times h)}{(1000 \times 9,81)} \\
 &= \frac{(2400 \times 0,08)}{(1000 \times 9,81)} \\
 &= 1,884 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2) Keramik

$$\begin{aligned}
 W &= 24 \text{ kg/m}^2 \\
 Q &= \frac{W}{(1000 \times 9,81)} \\
 &= \frac{24}{(1000 \times 9,81)} \\
 &= 0,235 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3) Spesi

$$\begin{aligned}
 W &= 2100 \text{ kg/m}^3 \\
 h &= 0,03 \text{ m} \\
 Q &= \frac{(W \times h)}{(1000 \times 9,81)} \\
 &= \frac{(2100 \times 0,03)}{(1000 \times 9,81)} \\
 &= 0,618 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

4) Pasir

$$W = 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 0,05 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q &= \frac{(W \times h)}{(1000 \times 9,81)} \\ &= \frac{(1600 \times 0,05)}{(1000 \times 9,81)} \\ &= 0,785 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tabel 5.3 Beban mati Tambahan Pelat Tangga (*Superimposed Dead Load*)

No	Komponen	Berat Jenis		Tebal (m)	Q (kN/m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Anak Tangga	2400	kg/m ³	0,08	1,884
2	Keramik	24	kg/m ²	-	0,235
3	Spesi	2100	kg/m ³	0,03	0,618
4	Pasir	1600	kg/m ³	0,05	0,785
Total Beban Mati Pada Pelat Tangga (Q _{SIDL,4})					3,522

e. Beban Mati Tambahan Pelat Bordes

1) Keramik

$$W = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q &= \frac{W}{(1000 \times 9,81)} \\ &= \frac{24}{(1000 \times 9,81)} \\ &= 0,235 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) Spesi

$$W = 2100 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 0,03 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q &= \frac{(W \times h)}{(1000 \times 9,81)} \\ &= \frac{(2100 \times 0,03)}{(1000 \times 9,81)} \\ &= 0,618 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

3) Pasir

$$W = 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 0,05 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q &= \frac{(W \times h)}{(1000 \times 9,81)} \\ &= \frac{(1600 \times 0,05)}{(1000 \times 9,81)} \\ &= 0,785 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tabel 5.4 Beban Mati Tambahan Pelat Bordes (*Superimposed Dead Load*)

No	Komponen	Berat Jenis		Tebal (m)	Q (kN/m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Keramik	24	kg/m ²	-	0,235
2	Spesi	2100	kg/m ³	0,03	0,618
3	Pasir	1600	kg/m ³	0,05	0,785
Total Beban Mati Pada Pelat Bordes (Q _{SIDL,5})					1,638

2. Beban Hidup

Perhitungan beban hidup dalam penelitian ini mengacu pada ketentuan SNI 1727:2020. Penetapan beban hidup yang bekerja pada struktur ditentukan berdasarkan fungsi bangunan serta penggunaan setiap ruangan. parameter beban hidup rencana yang digunakan diuraikan dalam Tabel 5.5 berikut.

Tabel 5.5 Beban Hidup Pelat (*Live Load*)

No	Hunian Atau Penggunaan (Sekolah / Bangunan Pendidikan Tinggi (Gedung Fakultas)	Berat
		(kN/m ²)
1	Ruang Kelas	1,920
2	Koridor Lantai Pertama	4,790
3	Koridor di Atas Lantai Pertama	3,830
4	Tangga dan Jalan Keluar	4,790
5	Atap Bukan untuk Hunian	0,960

(Sumber: SNI 1727:2020)

Berdasarkan ketentuan SNI 1727:2020 pasal 4.7.3 serta Pasal 4.7.6, reduksi beban hidup diizinkan jika luas *tributary area* (AT) yang terkait dengan *Live Load Reduction Factor* (KLL) memenuhi ketentuan minimum sebesar 400 ft² (37,16 m²). Sehingga, dilakukan evaluasi terhadap luas area terbesar pada struktur bangunan yang ditinjau untuk menentukan kelayakan penerapan reduksi beban hidup. Analisis tersebut dilakukan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut ini.

$$Lx_{max} = 7 \text{ m}$$

$$Ly_{max} = 5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas Area (A)} &= Lx_{max} \times Ly_{max} \\ &= 7 \times 5 \\ &= 35 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Hasil Evaluasi} = 35 \text{ m}^2 < 37,16 \text{ m}^2 \text{ (Tidak Perlu Direduksi)}$$

5.2.3 Berat Seismik Efektif (W)

Validasi model dilakukan melalui perbandingan beban seismik efektif (W) hasil analisis teoritis dan hasil analisis numerik ETABS untuk memastikan bahwa input beban mati (*dead load*) dan massa struktur telah diterapkan secara konsisten dan akurat. Proses validasi ini bersifat krusial, karena berat seismik merupakan parameter utama dalam analisis gaya geser dasar, yang secara matematis dinyatakan sebagai $V = C_s \cdot W$, dan berperan langsung dalam menentukan validitas hasil analisis gempa.

1. Pembebanan Struktur Bangunan

Analisis berat struktur diterapkan secara seragam pada seluruh tingkat bangunan. Pemberlakuan metode ini didasarkan pada keseragaman konfigurasi denah struktur pada setiap tingkat, dengan ketentuan bahwa properti serta kuantitas komponen meliputi balok, kolom, pelat, dan beban mati tambahan (*superimposed dead load*) bersifat identik. Sehingga, seluruh tingkat bangunan tersebut diklasifikasikan sebagai tingkat tipikal.

a. Berat Kolom

Berat kolom dapat ditentukan berdasarkan analisis berikut ini.

1) Kolom K1

$$\begin{aligned}
 b &= 0,9 \text{ m} \\
 h &= 0,9 \text{ m} \\
 L &= 4 \text{ m} \\
 Bj &= 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 n &= 68 \text{ buah} \\
 V &= b \times h \times L \\
 &= 0,9 \times 0,9 \times 4 \\
 &= 3,240 \text{ m}^3 \\
 W_{kolom} &= V \times Bj \times n \\
 &= 3,240 \times 2400 \times 68 \\
 &= 528768 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

b. Berat Balok

Berat balok dapat ditentukan berdasarkan analisis berikut ini.

1) Balok Induk 1 Lantai (B1L)

$$\begin{aligned}
 b &= 0,8 \text{ m} \\
 h &= 0,5 \text{ m} \\
 L &= 7 \text{ m} \\
 V &= b \times h \times L \\
 &= 0,8 \times 0,5 \times 7 \\
 &= 2,800 \text{ m}^3 \\
 Bj &= 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 n &= 24 \text{ buah} \\
 W_{balok (B1L)} &= V \times Bj \times n \\
 &= 2,800 \times 2400 \times 24 \\
 &= 161280 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

2) Balok Induk 2 Lantai (B2L)

$$\begin{aligned}
 W_{balok (B2L)} &= V \times Bj \times n \\
 &= 1,000 \times 2400 \times 40 \\
 &= 96000 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

3) Balok Induk 3 Lantai (B3L)

$$\begin{aligned}
 W_{balok\ (B3L)} &= V \times Bj \times n \\
 &= 0,600 \times 2400 \times 50 \\
 &= 72000 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

4) Balok Anak 1 Lantai (BA1L)

$$\begin{aligned}
 W_{balok\ (BA1L)} &= V \times Bj \times n \\
 &= 0,750 \times 2400 \times 14 \\
 &= 25200 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

5) Balok Anak 2 Lantai (BA2L)

$$\begin{aligned}
 W_{balok\ (BA2L)} &= V \times Bj \times n \\
 &= 0,600 \times 2400 \times 6 \\
 &= 8640 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

6) Balok Induk 1 Atap (B1A)

$$\begin{aligned}
 W_{balok\ (B1A)} &= V \times Bj \times n \\
 &= 2,800 \times 2400 \times 24 \\
 &= 161280 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

7) Balok Induk 2 Atap (B2A)

$$\begin{aligned}
 W_{balok\ (B2A)} &= V \times Bj \times n \\
 &= 1,000 \times 2400 \times 40 \\
 &= 96000 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

8) Balok Induk 3 Atap (B3A)

$$\begin{aligned}
 W_{balok\ (B3A)} &= V \times Bj \times n \\
 &= 0,600 \times 2400 \times 50 \\
 &= 72000 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

9) Balok Anak 1 Atap (BA1A)

$$\begin{aligned}
 W_{balok\ (BA1A)} &= V \times Bj \times n \\
 &= 0,750 \times 2400 \times 16 \\
 &= 28800 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

10) Balok Anak 2 Atap (BA2A)

$$\begin{aligned}
 W_{balok\ (BA2A)} &= V \times Bj \times n \\
 &= 0,600 \times 2400 \times 6 \\
 &= 8640 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

11) Berat Total Balok pada Setiap Tingkat Bangunan

$$\begin{aligned}
 W_{total \text{ balok (per-tingkat)}} &= W_{B1L} + W_{B2L} + W_{B3L} + W_{BA1L} + W_{BA2L} \\
 &= 161280 + 96000 + 72000 + 25200 + 8640 \\
 &= 363120 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

12) Berat Total Balok pada Atap

$$\begin{aligned}
 W_{total \text{ balok (pada atap)}} &= W_{B1A} + W_{B2A} + W_{B3A} + W_{BA1A} + W_{BA2A} \\
 &= 161280 + 96000 + 72000 + 28800 + 8640 \\
 &= 366720 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

c. Berat Pelat

Berat pelat lantai dapat ditentukan berdasarkan analisis berikut ini.

1) Pelat Lantai Tipe 1 (PL1)

$$\begin{aligned}
 Lx &= 5 \text{ m} \\
 Ly &= 4 \text{ m} \\
 h &= 0,22 \text{ m} \\
 V &= Lx \times Ly \times h \\
 &= 5 \times 4 \times 0,22 \\
 &= 4,400 \text{ m}^3 \\
 Bj &= 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 n &= 16 \text{ buah} \\
 W_{pelat \text{ (PL1)}} &= V \times Bj \times n \\
 &= 4,400 \times 2400 \times 16 \\
 &= 168960 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

2) Pelat Lantai Tipe 2 (PL2)

$$\begin{aligned}
 W_{pelat \text{ (PL2)}} &= V \times Bj \times n \\
 &= 3,850 \times 2400 \times 28 \\
 &= 258720 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

3) Pelat Lantai Tipe 3 (PL3)

$$\begin{aligned}
 W_{pelat \text{ (PL3)}} &= V \times Bj \times n \\
 &= 3,080 \times 2400 \times 12 \\
 &= 88704 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

4) Pelat Lantai Tipe 4 (PL4)

$$W_{pelat \text{ (PL4)}} = V \times Bj \times n$$

$$= 3,520 \times 2400 \times 7$$

$$= 59136 \text{ kg/tingkat}$$

5) Pelat Atap Tipe 1 (PA1)

$$W_{\text{pelat (PA1)}} = V \times B_j \times n$$

$$= 3,600 \times 2400 \times 16$$

$$= 138240 \text{ kg}$$

6) Pelat Atap Tipe 2 (PA2)

$$W_{\text{pelat (PA2)}} = V \times B_j \times n$$

$$= 3,150 \times 2400 \times 32$$

$$= 241920 \text{ kg}$$

7) Pelat Atap Tipe 3 (PA3)

$$W_{\text{pelat (PA3)}} = V \times B_j \times n$$

$$= 2,520 \times 2400 \times 12$$

$$= 72576 \text{ kg}$$

8) Pelat Atap Tipe 4 (PA4)

$$W_{\text{pelat (PA4)}} = V \times B_j \times n$$

$$= 2,880 \times 2400 \times 9$$

$$= 62208 \text{ kg}$$

9) Berat Total Pelat pada Setiap Tingkat Bangunan

$$W_{\text{total pelat (per-tingkat)}} = W_{PL1} + W_{PL2} + W_{PL3} + W_{PL4}$$

$$= 168960 + 258720 + 88704 + 59136$$

$$= 575520 \text{ kg/tingkat}$$

10) Berat Total Pelat pada Setiap Tingkat Bangunan

$$W_{\text{total pelat (pada atap)}} = W_{PA1} + W_{PA2} + W_{PA3} + W_{PA4}$$

$$= 138240 + 241920 + 72576 + 62208$$

$$= 514944 \text{ kg}$$

d. Berat Tangga

Berat tangga dapat ditentukan berdasarkan analisis berikut ini.

1) Pelat Bordes

$$b = 1,750 \text{ m}$$

$$h = 0,22 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 L &= 5 \text{ m} \\
 V &= b \times h \times L \\
 &= 1,750 \times 0,22 \times 5 \\
 &= 1,925 \text{ m}^3 \\
 B_j &= 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 n &= 2 \\
 W_{\text{Pelat bordes}} &= V \times B_j \times n \\
 &= 1,925 \times 2400 \times 2 \\
 &= 9240 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

2) Pelat Tangga

$$\begin{aligned}
 b &= 2,5 \text{ m} \\
 h &= 0,22 \text{ m} \\
 L &= 5,618 \text{ m} \\
 V &= b \times h \times L \\
 &= 2,5 \times 0,22 \times 5,618 \\
 &= 3,090 \text{ m}^3 \\
 B_j &= 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 n &= 4 \\
 W_{\text{Pelat tangga}} &= V \times B_j \times n \\
 &= 3,090 \times 2400 \times 2 \\
 &= 29663,309 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

3) Balok Bordes

$$\begin{aligned}
 b &= 0,4 \text{ m} \\
 h &= 0,5 \text{ m} \\
 L &= 5 \text{ m} \\
 V &= b \times h \times L \\
 &= 0,4 \times 0,5 \times 5 \\
 &= 1,000 \text{ m}^3 \\
 B_j &= 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 n &= 2 \\
 W_{\text{Balok bordes}} &= V \times B_j \times n \\
 &= 1,000 \times 2400 \times 2 \\
 &= 4800 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

4) Berat Total Struktur Tangga Pada Setiap Tingkat Bangunan

$$\begin{aligned}
 W_{total\ tangga\ (per-tingkat)} &= W_{bordes} + W_{tangga} + W_{balok\ bordes} \\
 &= 9240 + 29663,309 + 4800 \\
 &= 43703,309\text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

e. Beban Dinding

Beban dinding diklasifikasikan sebagai beban mati tambahan (*superimposed dead load*) yang bekerja secara permanen merujuk pada regulasi SNI 1727:2020 pasal 3.1.1 serta 3.1.2. Berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 7.7.2, seluruh massa komponen non-struktural ini diperhitungkan secara penuh (100%) dalam penentuan berat seismik efektif guna merepresentasikan gaya inersia struktur terhadap eksitasi gempa secara akurat. Beban dinding dimodelkan sebagai beban garis yang bekerja sepanjang elemen balok tepi yang membentuk perimeter struktur bangunan. Analisis beban dinding diformulasikan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{dinding} &= 4,953\text{ kN/m} \\
 L_{balok} &= 188\text{ m} \\
 W_{dinding} &= \frac{Q_{dinding} \times L_{balok} \times 1000}{9,81} \\
 &= \frac{4,953 \times 188 \times 1000}{9,81} \\
 &= 94910,296\text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

f. Beban Gravitasi Elemen Struktur

Beban gravitasi yang bekerja pada elemen pelat ditentukan berdasarkan fungsi ruang. Berdasarkan SNI 1726:2019, komponen beban hidup yang diperhitungkan dalam penentuan berat seismik ditetapkan sebesar 25% dari beban hidup total. Ketentuan tersebut diterapkan dalam analisis beban gravitasi yang diuraikan pada tahapan analisis berikut.

1) Ruang Kelas

$$\begin{aligned}
 Lx\ (PL1) &= 5\text{ m} \\
 Ly\ (PL1) &= 4\text{ m} \\
 n\ (PL1) &= 8
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Lx_{(PL2)} &= 5 \text{ m} \\
Ly_{(PL2)} &= 3,5 \text{ m} \\
n_{(PL2)} &= 28 \\
A_{Ruang \text{ Kelas}} &= (Lx_{(PL1)} \times Ly_{(PL1)} \times n_{(PL1)}) + (Lx_{(PL2)} \times Ly_{(PL2)} \times n_{(PL2)}) \\
&= (5 \times 4 \times 8) + (5 \times 3,5 \times 28) \\
&= 650 \text{ m}^2 \\
Q_{(LL)} &= 1,92 \text{ kN/m}^2 \\
Q_{(SIDL)} &= 2,845 \text{ kN/m}^2 \\
Q_{(Total)} &= Q_{(SIDL)} + (25\% \times Q_{(LL)}) \\
&= 2,845 + (25\% \times 1,92) \\
&= 3,325 \text{ kN/m}^2 \\
W_{Ruang \text{ Kelas}} &= \frac{A_{Ruang \text{ Kelas}} \times Q_{(Total)} \times 1000}{9,81} \\
&= \frac{650 \times 3,325 \times 1000}{9,81} \\
&= 220288,379 \text{ kg/tingkat}
\end{aligned}$$

2) Koridor Tingkat Pertama

$$\begin{aligned}
A_{Koridor \text{ 1}} &= 440 \text{ m}^2 \\
Q_{(LL)} &= 4,79 \text{ kN/m}^2 \\
Q_{(SIDL)} &= 2,125 \text{ kN/m}^2 \\
Q_{(Total)} &= Q_{(SIDL)} + (25\% \times Q_{(LL)}) \\
&= 2,125 + (25\% \times 4,79) \\
&= 3,322 \text{ kN/m}^2 \\
W_{Koridor \text{ LT.1}} &= \frac{A_{Koridor \text{ LT.1}} \times Q_{(Total)} \times 1000}{9,81} \\
&= \frac{440 \times 3,322 \times 1000}{9,81} \\
&= 149006,157 \text{ kg}
\end{aligned}$$

3) Pelat Tangga

$$\begin{aligned}
A_{Pelat \text{ tangga}} &= 56,181 \text{ m}^2 \\
Q_{(LL)} &= 4,79 \text{ kN/m}^2 \\
Q_{(SIDL)} &= 3,522 \text{ kN/m}^2 \\
Q_{(Total)} &= Q_{(SIDL)} + (25\% \times Q_{(LL)}) \\
&= 3,522 + (25\% \times 4,79)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 4,719 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{\text{Pelat tangga}} &= \frac{A_{\text{Pelat tangga}} \times Q_{(\text{Total})} \times 1000}{9,81} \\
 &= \frac{56,181 \times 4,719 \times 1000}{9,81} \\
 &= 27026,720 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

4) Pelat Bordes

$$\begin{aligned}
 A_{\text{Pelat bordes}} &= 17,500 \text{ m}^2 \\
 Q_{(\text{LL})} &= 4,79 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{(\text{SIDL})} &= 1,638 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{(\text{Total})} &= Q_{(\text{SIDL})} + (25\% \times Q_{(\text{LL})}) \\
 &= 1,638 + (25\% \times 4,79) \\
 &= 2,836 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{\text{Pelat bordes}} &= \frac{A_{\text{Pelat bordes}} \times Q_{(\text{Total})} \times 1000}{9,81} \\
 &= \frac{17,500 \times 2,836 \times 1000}{9,81} \\
 &= 5058,713 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

5) Koridor di Atas Tingkat Pertama

$$\begin{aligned}
 A_{\text{Koridor 2-9}} &= 440 \text{ m}^2 \\
 Q_{(\text{LL})} &= 3,83 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{(\text{SIDL})} &= 2,125 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{(\text{Total})} &= Q_{(\text{SIDL})} + (25\% \times Q_{(\text{LL})}) \\
 &= 2,125 + (25\% \times 3,83) \\
 &= 3,082 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{\text{Koridor 2-9}} &= \frac{A_{\text{Koridor LT. 2-9}} \times Q_{(\text{Total})} \times 1000}{9,81} \\
 &= \frac{440 \times 3,082 \times 1000}{9,81} \\
 &= 138241,631 \text{ kg/tingkat}
 \end{aligned}$$

6) Pelat Atap

$$\begin{aligned}
 A_{\text{Pelat atap}} &= 1192 \text{ m}^2 \\
 Q_{(\text{LL})} &= 0,96 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{(\text{SIDL})} &= 1,516 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{(\text{Total})} &= Q_{(\text{SIDL})} + (25\% \times Q_{(\text{LL})})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 1,516 + (25\% \times 0,96) \\
&= 1,756 \text{ kN/m}^2 \\
W_{\text{pelat atap}} &= \frac{A_{\text{Pelat atap}} \times Q_{(\text{Total})} \times 1000}{9,81} \\
&= \frac{1192 \times 1,756 \times 1000}{9,81} \\
&= 213422,679 \text{ kg}
\end{aligned}$$

2. Beban Total Struktur (W_{total})

Penentuan beban total pada struktur bangunan (W_{total}) melalui analisis teoritis untuk memvalidasi pemodelan massa struktur yang dihasilkan oleh ETABS. Berat seismik efektif dianalisis sebagai akumulasi seluruh beban mati (*dead load*), yang mencakup berat sendiri struktur dan beban mati tambahan (*superimposed dead load*), serta ditambah dengan beban hidup (*live load*) yang relevan sesuai dengan fungsi bangunan. Secara matematis, beban total struktur bangunan dapat ditentukan dengan mengakumulasi beban pada setiap tingkat berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
W_{\text{Kolom (tingkat I)}} &= 528768 \text{ kg/tingkat} \\
W_{\text{Balok (tingkat I)}} &= 363120 \text{ kg/tingkat} \\
W_{\text{Pelat (tingkat I)}} &= 575520 \text{ kg/tingkat} \\
W_{\text{Tangga (tingkat I)}} &= 43703,309 \text{ kg/tingkat} \\
W_{\text{Gravitasi (tingkat I)}} &= W_{\text{Ruang Kelas}} + W_{\text{Koridor LT. I}} + W_{\text{Pelat tangga}} + W_{\text{Pelat bordes}} \\
&= 220288,379 + 149006,157 + 27026,720 + 5058,713 \\
&= 401379,969 \text{ kg/tingkat} \\
W_{\text{total (tingkat I)}} &= W_{\text{Kolom}} + W_{\text{Balok}} + W_{\text{Pelat}} + W_{\text{Tangga}} + W_{\text{Gravitasi}} \\
&= 528768 + 363120 + 575520 + 43703,309 + 401379,969 \\
&= 1912491,278 \text{ kg} \\
&= 2007,402 \text{ Ton}
\end{aligned}$$

Rekapitulasi beban total yang bekerja pada struktur bangunan diuraikan pada Tabel 5.6, yang selanjutnya digunakan sebagai dasar dalam evaluasi kinerja struktur.

Tabel 5.6 Rekapitulasi Beban Total Struktur Bangunan

Tingkat	Kolom	Balok	Pelat	Tangga	Beban Gravitasi	Beban Dinding	Total
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
10	528768	366720	514944	0,000	213422,679	0	1623854,679
9	528768	363120	575520	43703,309	390615,443	94910,296	1996637,048
8	528768	363120	575520	43703,309	390615,443	94910,296	1996637,048
7	528768	363120	575520	43703,309	390615,443	94910,296	1996637,048
6	528768	363120	575520	43703,309	390615,443	94910,296	1996637,048
5	528768	363120	575520	43703,309	390615,443	94910,296	1996637,048
4	528768	363120	575520	43703,309	390615,443	94910,296	1996637,048
3	528768	363120	575520	43703,309	390615,443	94910,296	1996637,048
2	528768	363120	575520	43703,309	390615,443	94910,296	1996637,048
1	528768	363120	575520	43703,309	401379,969	94910,296	2007401,574
Total Massa Struktur Bangunan							18621838,102

3. Verifikasi Beban Total Struktur

Sebagai prasyarat esensial sebelum pelaksanaan komputasi respons seismik, verifikasi keakuratan model struktur tiga dimensi (3D) dibuktikan melalui komparasi berat seismik efektif total (W_{total}) antara kalkulasi analitik teoretis dan luaran algoritma ETABS untuk mengonfirmasi bahwa seluruh komponen beban telah terintegrasi secara presisi sesuai ketentuan SNI 1726:2019. Deviasi massa di antara kedua pendekatan ini direstriksi maksimal 5% sebagai parameter kontrol determinatif untuk mengeliminasi anomali fundamental pemodelan, seperti ketidaktercakupannya elemen struktural maupun redundansi pembebanan. Secara normatif, limitasi toleransi 5% ini didasarkan pada *engineering judgment*, konsensus empiris (*empirical consensus*), dan standar praktik rekayasa (*engineering best practice*) dalam konvensi validasi metode elemen hingga untuk memenuhi syarat representasi matematis SNI. Batasan ini sekaligus menjustifikasi selisih teknis yang timbul murni akibat disparitas komputasional, yakni perbedaan antara asumsi volume kotor (*gross volume*) pada perhitungan manual dibandingkan dengan reduksi otomatis volume bersih (*net volume*) akibat tumpang tindih pada zona rigid pertemuan struktural di dalam perangkat lunak. Rekapitulasi berat seismik efektif total berdasarkan analisis teoritis dan numerik ditampilkan pada Tabel 5.7 berikut.

$$\begin{aligned}
 W_{tingkat\ 1\ (teoritis)} &= 2007,402\ \text{Ton} \\
 W_{tingkat\ 1\ (ETABS)} &= 1953,429\ \text{Ton} \\
 \text{Deviasi } W_{tingkat\ 1}\ (\%) &= \frac{W_{tingkat\ 1\ (teoritis)} - W_{tingkat\ 1\ (ETABS)}}{W_{tingkat\ 1\ (teoritis)}} \times 100\% \\
 &= \frac{2007,402 - 1953,429}{2007,402} \times 100\% \\
 &= 2,69\%
 \end{aligned}$$

Tabel 5.7 Validasi Berat Seismik Efektif Total (W_{total}) Berdasarkan Hasil Analisis Teoritis dan Numerik (ETABS)

Tingkat	Analisis Teoritis	Analisis ETABS	Deviasi Analisis	Status
	(Ton)	(Ton)	(%)	(< 5%)
10	1623,855	1607,560	1,00	Terverifikasi
9	1996,637	1904,759	4,60	Terverifikasi
8	1996,637	1942,661	2,70	Terverifikasi
7	1996,637	1942,661	2,70	Terverifikasi
6	1996,637	1942,661	2,70	Terverifikasi
5	1996,637	1942,661	2,70	Terverifikasi
4	1996,637	1942,661	2,70	Terverifikasi
3	1996,637	1942,661	2,70	Terverifikasi
2	1996,637	1942,661	2,70	Terverifikasi
1	2007,402	1953,429	2,69	Terverifikasi
Total	19604,353	19064,377	2,75	Terverifikasi

5.3 Analisis Respons Spektrum

Analisis respons spektrum dilakukan menggunakan *Modal Response Spectrum Analysis* (MRSA) untuk mengevaluasi respons dinamik elastis gedung beton bertulang 10 tingkat terhadap gempa rencana, dengan mempertimbangkan karakteristik modal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2019 untuk Zona gempa III Yogyakarta. Analisis dilakukan pada arah horizontal X dan Y, dengan mempertimbangkan ragam getar yang memberikan kontribusi massa kumulatif minimal 90% melalui metode superposisi modal. Hasil analisis ini meliputi gaya geser dasar (*base shear*), simpangan antar tingkat (*interstory drift*), serta distribusi gaya internal elemen struktur, yang digunakan sebagai dasar evaluasi kinerja seismik serta sebagai pembanding terhadap hasil analisis *Linear Time History* (LTHA).

5.3.1 Parameter Respons Spektrum Desain

Parameter respons spektrum desain ditetapkan berdasarkan karakteristik seismik lokasi, klasifikasi jenis tanah, serta faktor koreksi berdasarkan SNI

1726:2019. Parameter ini berfungsi sebagai variabel utama dalam analisis dinamik struktur yang dilakukan menggunakan ETABS, dan menjadi dasar dalam evaluasi perilaku respons seismik gedung beton bertulang.

1. Kelas Situs

Kelas situs ditetapkan berdasarkan kondisi tanah di lokasi bangunan yang diperoleh melalui hasil penyelidikan tanah, meliputi nilai rata-rata nilai kecepatan rambat gelombang geser (V_s). Berdasarkan data USGS, parameter V_{s30} pada lokasi bangunan memiliki kecepatan rambat gelombang sebesar 250 m/detik. Berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019 pasal 5.3 dan evaluasi data geoteknik, lokasi bangunan diklasifikasikan sebagai kelas situs SD (Tanah Sedang).

2. Kategori Risiko Bangunan

Kategori risiko bangunan ditetapkan berdasarkan fungsi dan tingkat kepentingannya terhadap keselamatan jiwa serta keberlanjutan operasional pasca-gempa berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 4.1.2. Berdasarkan fungsi bangunan sebagai fasilitas pendidikan, struktur diklasifikasikan dalam Kategori Risiko IV, dengan faktor keutamaan gempa (I_e) sebesar 1,50 yang diaplikasikan dalam perencanaan beban gempa.

3. Kategori Desain Seismik

Kategori Desain Seismik (KDS) ditentukan berdasarkan S_{DS} dan S_{DI} yang diperoleh berdasarkan peta gempa Indonesia, dengan mempertimbangkan faktor amplifikasi tanah, sesuai SNI 1726:2019 pasal 6.5. Hasil evaluasi menunjukkan bahwa objek studi diklasifikasikan ke dalam Kategori Desain Seismik D, yang menjadi dasar penentuan sistem struktur penahan gaya gempa serta penerapan ketentuan detailing elemen struktural pada perencanaan.

5.3.2 Desain Respons Spektrum

Desain spektrum respons ditetapkan sebagai dasar analisis respons seismik struktur, berdasarkan parameter seismik lokasi, karakteristik tanah, serta periode fundamental struktur yang diperoleh dari hasil analisis. Periode fundamental tersebut digunakan dalam penentuan respons spektral pada spektrum desain, dengan tetap memenuhi batasan periode yang ditetapkan berdasarkan SNI

1726:2019, sehingga respons seismik yang dihasilkan dapat merepresentasikan perilaku struktur secara aman dan realistis.

1. Data Percepatan Gempa

a. Parameter Percepatan Spektral Gempa MCE_R

Percepatan spektral maksimum gempa pada lokasi penelitian ditentukan berdasarkan peta gempa pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3. Kecamatan Kretek terletak pada zona dengan parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R periode pendek (S_S) sebesar $1,2 - 1,5$ g dan periode panjang (S_L) sebesar $0,5 - 0,6$ g. Hasil verifikasi melalui laman RSA Cipta Karya menunjukkan S_S sebesar $1,458$ g dan S_L sebesar $0,594$ g. Konsistensi hasil tersebut mengindikasikan tingkat intensitas seismik yang relatif tinggi, sehingga nilai S_S dan S_L digunakan sebagai dasar penetapan respons spektral desain pada tahap analisis selanjutnya.

b. Penentuan Koefisien Amplifikasi Situs

Berdasarkan Tabel 3.9 dan Tabel 3.10, untuk kelas situs tanah sedang (SD), koefisien amplifikasi situs pada periode pendek pada $0,2$ detik (F_a) berada pada rentang $1,25 - 1,5$ sedangkan koefisien situs pada periode panjang 1 detik (F_v) berada dalam rentang $0,5 - 0,6$. Parameter F_a dan F_v ditentukan melalui metode interpolasi, berdasarkan koefisien situs yang sesuai dengan kondisi lokasi penelitian, sebagaimana ditentukan pada persamaan berikut.

$$X = \left(\frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)} \right) x (y_2 - y_1) + y_1$$

Dengan x_1 sebagai besaran S_S dan y_2 sebagai besaran F_a , hubungan antara kedua variabel tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut.

$$F_a = \left(\frac{(1,458 - 1,25)}{(1,5 - 1,25)} \right) x (1 - 1) + 1$$

$$F_a = 1$$

Berdasarkan hasil interpolasi, koefisien F_a diperoleh sebesar 1 , serta koefisien F_v diperoleh sebesar $1,706$

c. Percepatan Spektral MCE_R Yang Telah Disesuaikan

Percepatan spektral yang telah mempertimbangkan pengaruh kondisi tanah mencakup faktor amplifikasi untuk periode pendek 0,2 detik (S_{MS}) dan periode panjang 1 detik (S_{MI}), yang masing-masing merepresentasikan respons seismik struktur pada rentang frekuensi tinggi dan rendah. Penentuan S_{MS} dan S_{MI} dilakukan dengan mengombinasikan percepatan spektral MCE_R dengan koefisien amplifikasi situs (F_a dan F_v) melalui persamaan yang telah ditentukan oleh SNI 1726:2019, sehingga spektrum respons desain yang dihasilkan mampu merepresentasikan perilaku elastis struktur secara aman, realistis, dan konsisten dengan intensitas gempa yang mungkin terjadi di lokasi penelitian. S_{MS} dan S_{MI} dapat ditentukan menggunakan persamaan sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 S_{MS} &= F_a \times S_S \\
 &= 1 \times 1,458 \\
 &= 1,458 \text{ g} \\
 S_{MI} &= F_v \times S_1 \\
 &= 1,706 \times 0,594 \\
 &= 1,013 \text{ g}
 \end{aligned}$$

d. Percepatan Spektral Desain (Redaman 5%)

Parameter percepatan spektral desain dengan redaman 5% untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode panjang (S_{DI}) ditentukan melalui persamaan yang mengadaptasi percepatan spektral MCE_R serta telah disesuaikan dengan kondisi tanah. Penetapan S_{DS} dan S_{DI} ini menjadi dasar dalam perencanaan spektrum respons desain, sehingga perilaku seismik struktur dapat dianalisis secara realistis dan aman sesuai intensitas gempa yang diperkirakan terjadi di lokasi penelitian. Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode panjang (S_{DI}) dapat ditentukan menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= \frac{2}{3} \times S_{MS} \\
 &= \frac{2}{3} \times 1,458
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,972 \text{ g} \\
S_{DI} &= \frac{2}{3} \times S_{M1} \\
&= \frac{2}{3} \times 1,013 \\
&= 0,676 \text{ g}
\end{aligned}$$

e. Periode Transisi Spektrum Respons

Periode transisi pada spektrum respons desain ditentukan berdasarkan parameter percepatan spektral untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode panjang (S_{DI}). Periode ini digunakan untuk memisahkan rentang perilaku respons struktur antara dominasi gaya dan dominasi deformasi, sehingga spektrum respons desain yang dihasilkan mencerminkan karakteristik dinamik struktur secara akurat dan aman. Periode transisi spektrum respons desain ditentukan berdasarkan variabel S_{DS} dan S_{DI} , yang ditentukan dalam persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
T_0 &= 0,2 \times \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \\
&= 0,2 \times \frac{0,676}{0,972} \\
&= 0,139 \text{ detik} \\
T_S &= \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \\
&= \frac{0,676}{0,972} \\
&= 0,695 \text{ detik}
\end{aligned}$$

Periode transisi panjang (T_L) ditentukan berdasarkan data yang ditunjukkan pada Gambar 3.4, dengan besaran T_L diperoleh 20 detik, yang berfungsi sebagai batas transisi spektrum respons dari rentang perilaku elastis dominan ke rentang deformasi dominan.

2. Periode Fundamental Struktur

a. Koefisien Batas Periode (C_u)

Koefisien batas periode struktur ditetapkan berdasarkan Tabel 3.3. dengan mempertimbangkan percepatan respons spektral desain pada periode 1 detik (S_{DI}) yang mencapai 0,676 g, melebihi ambang batas 0,4 g. Berdasarkan kriteria ini, struktur dikategorikan untuk memiliki koefisien batas periode (C_u) sebesar 1,4, sebagai dasar untuk penentuan periode desain struktur dan pemodelan respons seismik.

b. Parameter Periode Pendekatan Struktur

Penetapan parameter periode pendekatan struktur dilakukan dengan merujuk pada Tabel 3.4. Untuk sistem struktur berupa rangka beton pemikul momen, koefisien periode pendekatan struktur (C_t) ditetapkan sebesar 0,0466 dengan eksponen tinggi struktur (x) ditetapkan sebesar 0,9.

c. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam satuan detik, ditentukan berdasarkan Persamaan 3.7 yang mengintegrasikan parameter geometri dan karakteristik dinamik struktur. Analisis periode ini digunakan untuk memperkirakan respons awal struktur terhadap beban seismik.

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \times h_n^x \\ &= 0,0466 \times 40^{0,9} \\ &= 1,289 \text{ detik} \end{aligned}$$

d. Periode Fundamental Maksimum

Periode fundamental maksimum struktur merupakan batas atas periode getar alami yang ditetapkan dalam penentuan spektrum respons desain, dengan mempertimbangkan karakteristik geometris dan dinamik pada sistem struktur. Pembatasan ini diperlukan untuk membatasi estimasi periode getar yang berlebihan dari analisis numerik dan memastikan spektrum respons desain tetap konsisten dengan ketentuan batasan periode dalam perencanaan seismik yang berlaku. Periode fundamental maksimum dapat ditentukan melalui persamaan berikut.

$$\begin{aligned} T_{Max} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 1,289 \\ &= 1,805 \text{ detik} \end{aligned}$$

e. Periode Hasil Analisis Numerik

Berdasarkan hasil analisis dinamik menggunakan ETABS, periode getar fundamental alami struktur (T_C) diperoleh sebesar 2,072 detik pada arah X ($T_{C, x}$) dan 1,813 detik pada arah Y ($T_{C, y}$). Periode ini menunjukkan durasi satu siklus getar alami struktur, yang secara langsung memengaruhi distribusi gaya gempa dan simpangan antar tingkat, sehingga menjadi parameter kritis dalam perencanaan dan evaluasi respons seismik struktur.

f. Penetapan Periode Struktur

Periode pakai struktur ditentukan sebagai nilai minimum antara periode hasil analisis numerik (T_C) terhadap periode fundamental maksimum (T_{max}) untuk memastikan bahwa periode desain yang digunakan dalam spektrum respons gempa tetap berada dalam batas yang sesuai dengan karakteristik dinamik dan kekakuan struktur. Penetapan periode struktur ditentukan melalui persamaan berikut.

$$T = \text{Min} (T_C, T_{Max})$$

Sehingga diperoleh:

$$\text{Periode Pakai Arah X } (T_X) = 1,805 \text{ detik}$$

$$\text{Periode Pakai Arah Y } (T_Y) = 1,805 \text{ detik}$$

3. Spektrum Respons Desain Berdasarkan Periode Struktur

a. Pada kondisi periode yang lebih kecil dari T_0 ($T < T_0$)

Percepatan respons spektrum desain (S_a) dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} S_a &= S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \\ &= 0,972 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,139} \right) \\ &= 0,389 \text{ g} \end{aligned}$$

b. Pada kondisi periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S ($T_0 \leq T \leq T_S$)

Percepatan respons spektrum desain (S_a) dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} S_a &= S_{DS} \\ &= 0,972 \text{ g} \end{aligned}$$

- c. Pada kondisi periode lebih besar dari T_S tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L ($T_S \leq T \leq T_L$)

Percepatan respons spektrum desain (S_a) dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{S_{D1}}{T} \\ &= \frac{0,676}{1} \\ &= 0,676 \text{ g} \end{aligned}$$

- d. Untuk periode lebih besar dari T_L ($T_L \leq T$)

Percepatan respons spektrum desain (S_a) dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{S_{D1}T_L}{T^2} \\ &= \frac{0,676 \times 20}{20^2} \\ &= 0,034 \text{ g} \end{aligned}$$

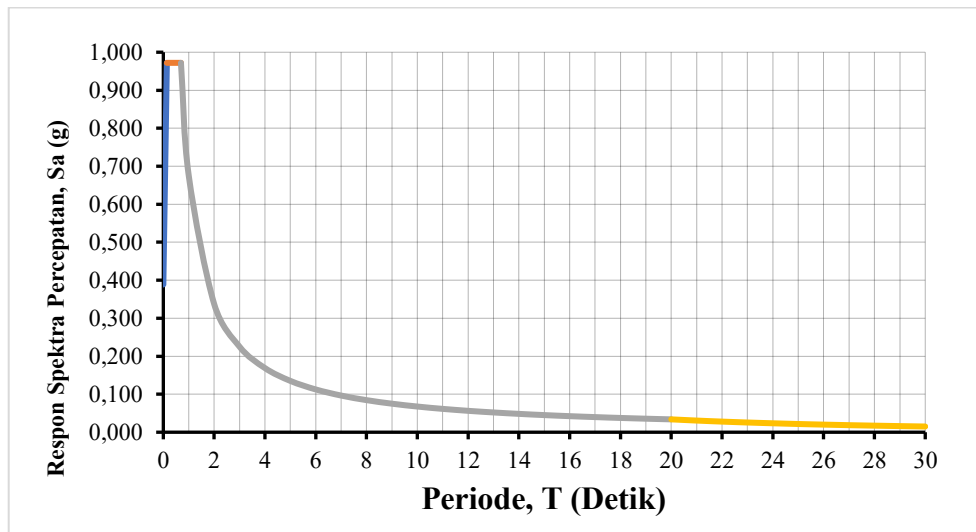
Percepatan respons spektrum desain (S_a) ditentukan hingga periode panjang struktur (T_L) sebesar 30 detik. Hasil analisis tersebut kemudian diilustrasikan dalam bentuk grafik spektrum respons desain, yang merepresentasikan hubungan kuantitatif antara periode getar struktur dan respons percepatan desain, sebagaimana yang ditampilkan pada Tabel 5.8 dan Gambar 5.12 berikut.

Tabel 5.8 Data Percepatan Respons Spektrum Desain Struktur

Periode Getar Struktur (T)	Percepatan Spektral Desain (S_a)
(Detik)	(g)
0	0,389

Lanjutan Tabel 5.8 Data Percepatan Respons Spektrum Desain Struktur

Periode Getar Struktur (T)	Percepatan Spektral Desain (S_a)
(Detik)	(g)
0,139	0,972
0,695	0,972
1	0,676
2	0,338
3	0,225
4	0,169
5	0,135
6	0,113
7	0,097
8	0,084
9	0,075
10	0,068
Sampai Dengan	
Periode Getar Struktur (T)	Percepatan Spektral Desain (S_a)
(Detik)	(g)
25	0,022
26	0,020
27	0,019
28	0,017
29	0,016
30	0,015



Gambar 5.12 Grafik Respons Spektrum Desain Kecamatan Kretek

5.3.3 Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismik ditentukan berdasarkan kombinasi respons modal yang dianalisis berdasarkan parameter respons spektrum dan karakteristik dinamik struktur sesuai SNI 1726:2019, hasil analisis kemudian dibandingkan dengan besaran minimum yang diperoleh melalui metode statik ekuivalen, dan diskalakan jika diperlukan, Analisis dilakukan secara terpisah pada arah X dan Y untuk mencerminkan distribusi respons seismik pada kedua arah struktur.

1. Sistem Struktur

Sistem struktur yang diterapkan dalam menahan gaya seismik adalah Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Mengacu pada ketentuan SNI 1726:2019 pasal 7.2.2, penetapan parameter seismik untuk sistem struktur tersebut meliputi faktor modifikasi respons gempa (R), faktor kuat lebih (Ω_0), dan faktor pembesaran simpangan (C_d), yang diuraikan sebagai berikut.

Koefisien modifikasi respons (R) = 8

Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 3

Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5

2. Gaya Geser Dasar Analisis Statik Ekuivalen

Berdasarkan hasil analisis statik ekuivalen dengan menggunakan ETABS, gaya geser dasar seismik pada struktur diperoleh sebagai berikut.

$$V_{x, ETABS} = 19367,792 \text{ kN}$$

$$V_{y, ETABS} = 19367,792 \text{ kN}$$

Hasil analisis dengan menggunakan ETABS, menunjukkan bahwa gaya geser dasar seismik pada kedua arah pembebanan mencapai 19367,792 kN.

5.3.4 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Distribusi vertikal gaya gempa ditentukan melalui superposisi respons modal dengan mempertimbangkan bentuk mode, partisipasi massa dan periode masing-masing mode. Gaya lateral setiap tingkat dipengaruhi oleh distribusi massa, ketinggian struktur, dan kontribusi mode dominan.

1. Eksponen distribusi gaya gempa (K)

Eksponen distribusi gaya gempa ditetapkan sebagai fungsi berdasarkan periode fundamental struktur, yang mencerminkan perubahan proporsisi gaya lateral sepanjang tinggi bangunan. Perbedaan periode fundamental struktur pada arah X dan Y menyebabkan penentuan eksponen distribusi gaya gempa dilakukan secara terpisah untuk masing-masing arah. Eksponen distribusi gaya gempa ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} \text{Eksponen Distribusi Arah X } (K_x) &= 0,75 + 0,5T \\ &= 0,75 + 0,5(1,805) \\ &= 1,652 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Eksponen Distribusi Arah Y } (K_y) &= 0,75 + 0,5T \\ &= 0,75 + 0,5(1,769) \\ &= 1,635 \end{aligned}$$

2. Faktor Ketinggian

Faktor ketinggian ditetapkan untuk setiap tingkat sebagai faktor proporsional ketinggian tingkat dalam distribusi gaya gempa vertikal. Faktor ini mempertimbangkan posisi elevasi tiap tingkat terhadap tinggi total bangunan. Faktor Ketinggian dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} \text{Faktor Ketinggian Arah X pada tingkat 1} &= h_x^k \\ &= 4^{1,652} \\ &= 9,880 \end{aligned}$$

3. Berat Seismik dan Faktor Ketinggian

Berat seismik dan faktor ketinggian ditetapkan untuk merepresentasikan kontribusi relatif pada setiap tingkat terhadap gaya geser dasar struktur, penentuan kedua parameter ini mempertimbangkan distribusi massa, elevasi tingkat, dan profil respons dinamik bangunan. Berat seismik dan faktor ketinggian dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 W_{tingkat\ 1} &= 1953429,390 \text{ kg} \\
 &= 19156,598 \text{ kN} \\
 W \times h_x^k &= 19156,598 \times 9,880 \\
 &= 189271,771 \\
 \sum_{i=1}^n w_i h_i^k &= 34610970,253
 \end{aligned}$$

4. Faktor Distribusi Gaya Gempa Tiap Tingkat (C_{VX})

Faktor distribusi gaya gempa pada setiap tingkat ditetapkan berdasarkan proporsi kontribusi relatif berat seismik, dengan mempertimbangkan faktor ketinggian terhadap keseluruhan struktur, Faktor ini mengilustrasikan proporsi gaya lateral yang diterima pada setiap tingkat dan digunakan untuk memodelkan distribusi respons gaya seismik secara vertikal. Faktor distribusi gaya gempa tiap tingkat dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 C_{VX, \text{tingkat } 1} &= \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \\
 &= \frac{189271,771}{34610970,253} \\
 &= 0,005
 \end{aligned}$$

5. Gaya Gempa Lateral Tiap Tingkat

Gaya gempa lateral pada setiap tingkat ditetapkan berdasarkan kombinasi antara faktor distribusi gaya pada setiap tingkat serta gaya geser dasar seismik pada kedua arah. Gaya gempa lateral pada setiap tingkat dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$F_{X, \text{tingkat } 1} = C_{VX} \times V_X$$

$$= 0,005 \times 19367,792$$

$$= 105,914 \text{ kN}$$

Rekapitulasi hasil analisis gaya seismik vertikal pada arah X dan arah Y ditampilkan pada Tabel 5.9 dan Tabel 5.10 berikut.

Tabel 5.9 Distribusi Gaya Seismik Vertikal Arah X pada Setiap Tingkat Struktur

Tingkat	Tinggi (h)	Berat (W)	h_x^k	$W \times h_x^k$	C_{vx}	F_X
	(m)	(kN)				(kN)
10	40	15764,780	443,650	6994043,743	0,202	3913,764
9	36	18679,306	372,766	6963014,368	0,201	3896,401
8	32	19050,998	306,845	5845697,934	0,169	3271,167
7	28	19050,998	246,093	4688326,443	0,135	2623,519
6	24	19050,998	190,759	3634155,217	0,105	2033,620
5	20	19050,998	141,142	2688898,689	0,078	1504,668
4	16	19050,998	97,619	1859741,764	0,054	1040,684
3	12	19050,998	60,688	1156164,809	0,033	646,973
2	8	19050,998	31,056	591655,5162	0,017	331,082
1	4	19156,598	9,880	189271,771	0,005	105,914
Total		186957,673		34610970,253		19367,792

Tabel 5.10 Distribusi Gaya Seismik Vertikal Arah Y pada Setiap Tingkat Struktur

Tingkat	Tinggi (h)	Berat (W)	h_x^k	$W \times h_x^k$	C_{vx}	F_X
	(m)	(kN)				(kN)
10	40	15764,780	443,650	6994043,743	0,202	3913,764
9	36	18679,306	372,766	6963014,368	0,201	3896,401
8	32	19050,998	306,845	5845697,934	0,169	3271,167
7	28	19050,998	246,093	4688326,443	0,135	2623,519
6	24	19050,998	190,759	3634155,217	0,105	2033,620

Lanjutan Tabel 5.10 Distribusi Gaya Seismik Vertikal Arah Y pada Setiap Tingkat Struktur

Tingkat	Tinggi (h)	Berat (W)	h_x^k	$W \times h_x^k$	C_{vx}	F_x
	(m)	(kN)				(kN)
5	20	19050,998	141,142	2688898,689	0,078	1504,668
4	16	19050,998	97,619	1859741,764	0,054	1040,684
3	12	19050,998	60,688	1156164,809	0,033	646,973
2	8	19050,998	31,056	591655,5162	0,017	331,082
1	4	19156,598	9,880	189271,771	0,005	105,914
Total		186957,673		34610970,253		19367,792

5.3.5 Analisis Simpangan Antar Tingkat (*Story Drift*)

Simpangan antar tingkat (*story drift*) dievaluasi berdasarkan selisih simpangan lateral antar tingkat berurutan yang diperoleh dari hasil analisis respons spektrum, dengan mempertimbangkan faktor pembesaran simpangan (C_d). Hasil evaluasi digunakan sebagai parameter utama untuk menilai kesesuaian simpangan antar tingkat terhadap ketentuan SNI 1726:2019 serta sebagai indikator pemenuhan kriteria kinerja seismik struktur.

1. Simpangan Antar Tingkat Izin (Δ_a)

Batas simpangan antar tingkat izin ditetapkan berdasarkan Tabel 3.15 untuk struktur dengan kategori risiko IV (semua struktur lainnya), dengan batas izin sebesar $0,010 h_{sx}$. Parameter ini berperan sebagai pengendali deformasi lateral antar tingkat akibat beban gempa, serta menjadi dasar dalam evaluasi kinerja seismik struktur.

2. Faktor Redundansi Struktur (ρ)

Faktor redundansi ditetapkan untuk merepresentasikan kapabilitas sistem penahan gaya lateral serta kemampuan struktur dalam mendistribusikan beban gempa secara merata ke seluruh elemen penahan gaya lateral. Berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019 pada pasal 7.3.4.2, struktur dengan kategori desain seismik D yang tidak menunjukkan ketidakberaturan torsi secara signifikan, ρ

ditetapkan sebesar 1,3. Penerapan faktor ini memungkinkan penyesuaian gaya internal pada elemen struktural dan berperan dalam evaluasi keamanan serta performa seismik keseluruhan bangunan.

3. Simpangan Antar Tingkat Inelastik Izin (Δ_{max})

Simpangan antar tingkat inelastik izin merupakan hasil koreksi simpangan elastik dengan mempertimbangkan faktor redundansi (ρ), yang memfasilitasi penentuan deformasi lateral maksimum setiap tingkat saat struktur mengalami respons inelastik akibat beban seismik, serta menjadi dasar penilaian kinerja seismik struktur sesuai SNI 1726:2019. Simpangan antar tingkat inelastik izin dapat ditentukan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}\Delta_{max} &= \frac{\Delta_a}{\rho} \\ &= \frac{0,010}{1,3} \\ &= 0,008\end{aligned}$$

4. Simpangan Antar Tingkat Aktual (Δ)

Simpangan antar tingkat aktual ditentukan berdasarkan hasil analisis simpangan lateral elastis menggunakan ETABS, dengan mempertimbangkan faktor pembesaran simpangan (C_d) dan faktor keutamaan gempa (I_e). Hasil analisis ini dievaluasi terhadap batas simpangan antar tingkat izin (Δ_a) untuk menilai kesesuaian deformasi struktur terhadap kriteria kinerja seismik. Simpangan antar tingkat aktual dapat ditentukan berdasarkan persamaan 3.34 berikut.

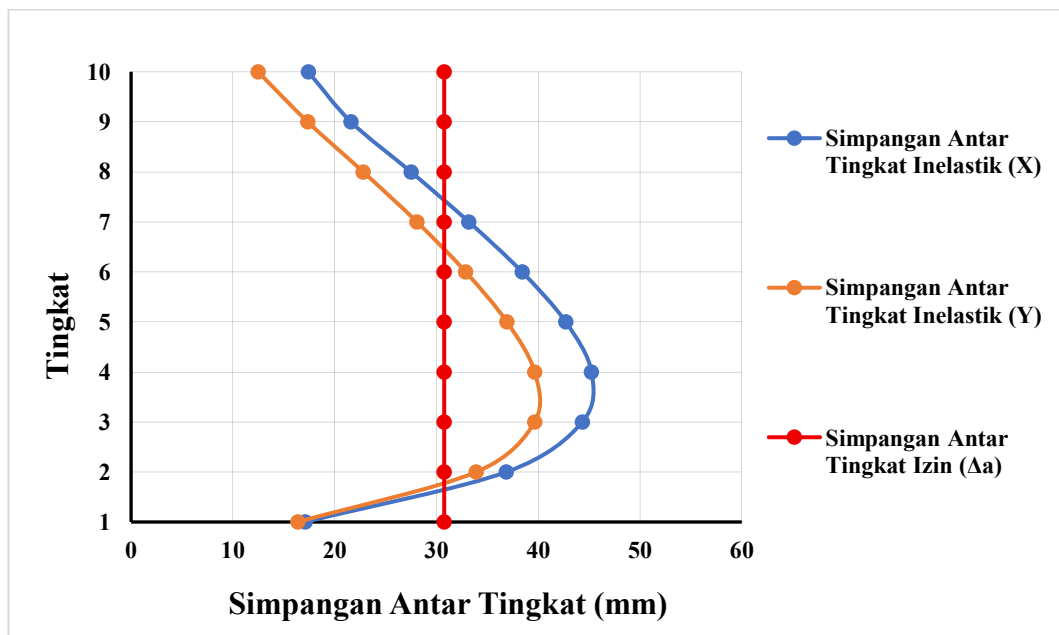
$$\begin{aligned}\delta_{x,tingkat 1} &= 4,663 \text{ mm} \\ \delta_{x,tingkat 2} &= 14,720 \text{ mm} \\ \Delta_{ex,tingkat 2} &= \delta_{ex,Tingkat 2} - \delta_{ex,Tingkat 1} \\ &= 14,720 - 4,663 \\ &= 10,057 \text{ mm} \\ \Delta_{ix, tingkat 2} &= \frac{C_D \delta_{xe}}{I_e} \\ &= \frac{5,5 \times 10,057}{1,5}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 36,876 \text{ mm} \\
 \Delta_a, \text{ tingkat 2} &= \Delta_{max} \times h \\
 &= 0,008 \times 4 \\
 &= 30,769 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan evaluasi pada tingkat yang ditinjau, simpangan antar tingkat inelastik pada arah X (Δ_{ix}) tercatat sebesar 36,876 mm melebihi batas simpangan antar tingkat izin (Δ_a) sebesar 30,769 mm. Hasil analisis menunjukkan bahwa respons simpangan struktur tidak memenuhi kriteria yang ditetapkan untuk deformasi lateral antar tingkat serta menunjukkan kebutuhan penyesuaian desain sistem penahan gaya lateral untuk memenuhi kriteria kinerja seismik. Rekapitulasi hasil analisis simpangan antar tingkat struktur berdasarkan analisis respons spektrum ditampilkan pada Tabel 5.11 dan Gambar 5.13 berikut.

Tabel 5.11 Evaluasi Kinerja Simpangan Antar Tingkat Struktur pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil *Modal Response Spectrum Analysis* (MRSA)

Tingkat	Tinggi Tingkat	Perpindahan Lateral		Perpindahan Lateral Elastis		Simpangan Antar Tingkat Inelastik		Simpangan Antar Tingkat Izin
	h	δ_x	δ_y	Δ_{ex}	Δ_{ey}	Δ_{ix}	Δ_{iy}	Δ_a
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
10	4000	88,479	76,41	4,750	3,405	17,417	12,485	30,769
9	4000	83,729	73,005	5,895	4,735	21,615	17,362	30,769
8	4000	77,834	68,27	7,502	6,223	27,507	22,818	30,769
7	4000	70,332	62,047	9,053	7,661	33,194	28,090	30,769
6	4000	61,279	54,386	10,478	8,968	38,419	32,883	30,769
5	4000	50,801	45,418	11,649	10,073	42,713	36,934	30,769
4	4000	39,152	35,345	12,339	10,815	45,243	39,655	30,769
3	4000	26,813	24,53	12,093	10,813	44,341	39,648	30,769
2	4000	14,72	13,717	10,057	9,250	36,876	33,917	30,769
1	4000	4,663	4,467	4,663	4,467	17,098	16,379	30,769



Gambar 5.13 Grafik Distribusi Simpangan Antar Tingkat Inelastik Arah X dan Y Terhadap Batas Simpangan Izin Berdasarkan Hasil *Modal Response Spectrum Analysis* (MRSA)

5.3.6 Analisis Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta sebagai efek nonlinier akibat interaksi gaya aksial (P) dan simpangan lateral (Δ) dievaluasi melalui koefisien stabilitas (θ) sesuai ketentuan SNI 1726:2019. Evaluasi dilakukan dengan membandingkan parameter θ pada setiap tingkat terhadap batas yang ditetapkan untuk menilai signifikansi pengaruh P-Delta dalam respons elastis struktur.

1. Rasio Kebutuhan Geser (β)

Rasio kebutuhan geser (β) didefinisikan sebagai perbandingan kebutuhan terhadap kapasitas geser yang tersedia pada tingkat x terhadap tingkat x-1, yang digunakan dalam evaluasi koefisien stabilitas, Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.7, β ditetapkan secara konservatif sebesar 1,0.

2. Batas Koefisien Stabilitas Struktur (θ_{max})

Batas koefisien stabilitas Struktur (θ_{max}) ditetapkan untuk menilai signifikansi pengaruh P-Delta terhadap respons struktur, dengan mempertimbangkan rasio kebutuhan geser (β) dan faktor reduksi sistem. Metode ini ditetapkan

berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019 serta pedoman dan temuan literatur internasional (Chopra, 2012, Paulay & Priestley, 1992), yang menyatakan bahwa θ_{max} berfungsi untuk mengidentifikasi tingkat bangunan dengan pengaruh P-Delta signifikan dan mencegah instabilitas progresif. Batas koefisien stabilitas struktur dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}\theta_{max} &= \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \\ &= \frac{0,5}{1 \times 5,5} \\ &= 0,091\end{aligned}$$

3. Koefisien Stabilitas (θ)

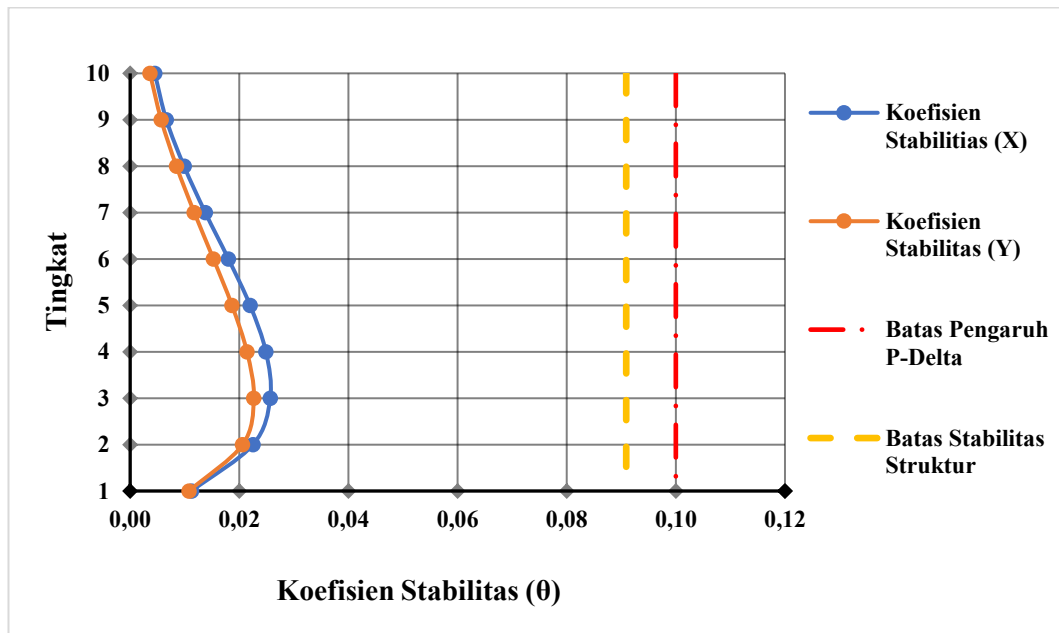
Koefisien stabilitas (θ) pada tiap tingkat ditentukan terhadap gaya aksial dan gaya geser berdasarkan hasil analisis ETABS, dengan mempertimbangkan simpangan antar tingkat dan tinggi setiap tingkat, untuk mengevaluasi pengaruh P-Delta terhadap respons struktur. Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.7, pengaruh P-Delta pada gaya, momen elemen, serta simpangan antar tingkat dapat diabaikan jika θ tidak melebihi 0,10, Penentuan koefisien stabilitas dapat dilakukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}\Delta_{ix, \text{tingkat } 2} &= 36,876 \text{ mm} \\ V_{X, \text{tingkat } 2} &= 18736,118 \text{ kN} \\ P_{, \text{tingkat } 2} &= 167801,078 \text{ kN} \\ &= \frac{P_x \Delta I_e}{V_X h_{sx} C_d} \\ \theta_{\text{tingkat } 2} &= \frac{167801,078 \times 36,876 \times 1,5}{18736,118 \times 4000 \times 5,5} \\ &= 0,023\end{aligned}$$

Berdasarkan evaluasi pada tingkat yang ditinjau, koefisien stabilitas struktur pada arah X (θ_X) tercatat sebesar 0,048 berada di bawah batas pengaruh P-Delta 0,10 serta batas stabilitas struktur (θ_{max}) 0,091. Sehingga pengaruh P-Delta pada gaya, momen elemen, serta simpangan antar tingkat dapat diabaikan. Sehingga struktur memenuhi kriteria stabilitas.

Tabel 5.12 Evaluasi Stabilitas dan Batas Pengaruh P–Delta pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil *Modal Response Spectrum Analysis* (MRSA)

Tingkat	Tinggi Tingkat	Gaya Tiap Tingkat			Simpangan Antar Tingkat Inelastik		Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Koefisien Stabilitas Struktur
	h	P	V_X	V_Y	Δ_{ix}	Δ_{iy}				(θ_{max})
	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	θ_X	θ_Y		
10	4000	15393,088	4050,395	3612,683	17,417	12,485	0,005	0,004	0,1	0,091
9	4000	34444,087	7661,867	7169,158	21,615	17,362	0,007	0,006	0,1	0,091
8	4000	53495,085	10155,983	9817,211	27,507	22,818	0,010	0,008	0,1	0,091
7	4000	72546,084	11921,795	11820,498	33,194	28,090	0,014	0,012	0,1	0,091
6	4000	91597,083	13321,190	13449,152	38,419	32,883	0,018	0,015	0,1	0,091
5	4000	110648,082	14657,936	14931,122	42,713	36,934	0,022	0,019	0,1	0,091
4	4000	129699,080	16080,331	16379,704	45,243	39,655	0,025	0,021	0,1	0,091
3	4000	148750,079	17519,334	17741,511	44,341	39,648	0,026	0,023	0,1	0,091
2	4000	167801,078	18736,118	18827,940	36,876	33,917	0,023	0,021	0,1	0,091
1	4000	186957,676	19368,043	19367,959	17,098	16,379	0,011	0,011	0,1	0,091



Gambar 5.14 Distribusi Koefisien Stabilitas (θ) Antar Tingkat dengan Mempertimbangkan Pengaruh P-Delta pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil *Modal Response Spectrum Analysis* (MRSA)

5.3.7 Penskalaan Gaya Gempa Respons Spektrum

Penskalaan gaya gempa dilakukan dengan membandingkan gaya geser dasar hasil analisis respons spektrum terhadap parameter minimum metode statik ekuivalen berdasarkan SNI 1726:2019, jika gaya geser dasar lebih rendah dari batas yang ditetapkan, seluruh respons struktur disesuaikan menggunakan faktor skala yang diterapkan terpisah pada arah X dan Y untuk memastikan kesesuaian distribusi gaya lateral dengan kriteria desain seismik.

1. Partisipasi Massa Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1, analisis respons spektrum diawali dengan pemilihan jumlah ragam getar hingga mencapai partisipasi massa kumulatif minimum $\geq 90\%$, sehingga respons dinamik struktur dapat terwakili secara memadai dan evaluasi gaya serta simpangan antar tingkat dapat dilakukan dengan akurat.

2. Faktor Skala Awal Respons Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.2, faktor skala awal digunakan untuk

menyesuaikan satuan percepatan respons spektrum dari data input ke sistem satuan yang diterapkan dalam pemodelan struktur, sehingga analisis respons dinamik dapat dilakukan secara konsisten dan akurat. Faktor skala awal respons spektrum dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{g}{\left(\frac{R}{T_e}\right)} \\
 &= \frac{9,80665}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
 &= 1,839 \text{ m/s}^2 \\
 &= 1838,747 \text{ mm/s}^2
 \end{aligned}$$

3. Gaya Geser Dasar Respons Spektrum (*Unscaled*)

Gaya geser dasar hasil analisis respons spektrum diperoleh langsung melalui superposisi modal berdasarkan hasil analisis ETABS, tanpa penerapan faktor penskalaan tambahan. Hasil analisis menunjukkan resultan gaya pada arah X ($V_{U, X}$) tercatat sebesar 9625,415 kN dan pada arah Y ($V_{U, Y}$) sebesar 10777,745 kN.

4. Penskalaan Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1, gaya geser dasar hasil analisis dinamis (MRSA) harus setidaknya $\geq 1,0$ kali gaya geser dasar statik ekivalen (ELF) pada arah X dan Y untuk memastikan desain yang konservatif. Jika kriteria ini tidak terpenuhi, maka seluruh respons struktur diskalakan secara proporsional pada kedua arah pembebanan sehingga distribusi gaya later pada setiap tingkat tetap konsisten terhadap metode statik ekivalen. Penskalaan gaya gempa dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 F_X &= \frac{V_X}{V_{U, X}} \\
 &= \frac{19367,792}{9625,415} \\
 &= 2,012
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_Y &= \frac{V_Y}{V_{U,Y}} \\
 &= \frac{19367,792}{10777,745} \\
 &= 1,797
 \end{aligned}$$

5. Faktor Penskalaan Gaya Baru

Respons spektrum disesuaikan dengan menerapkan faktor penskalaan gaya pada masing-masing arah pembebanan gempa untuk menjamin kesetaraan antara respons analisis dinamis dan gaya geser dasar struktur. Penerapan faktor ini mempertahankan kontribusi modal dominan dan distribusi lateral struktur, sehingga gaya geser yang diperoleh dapat merepresentasikan kondisi desain yang aman dan konservatif. Faktor penskalaan gaya baru dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 SF_{FX} &= F_X \times SF \\
 &= 2,012 \times 1838,747 \\
 &= 3699,837 \text{ mm/s}^2 \\
 SF_{FY} &= F_Y \times SF \\
 &= 1,797 \times 1838,747 \\
 &= 3304,260 \text{ mm/s}^2
 \end{aligned}$$

6. Gaya Geser Dasar Analisis Respons Spektrum

Analisis gaya geser dasar (*base shear*) dilakukan melalui prosedur respons spektrum pada ETABS dengan mengintegrasikan kontribusi seluruh ragam getar yang signifikan sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.3. Respons puncak struktur diperoleh menggunakan metode kombinasi statistik, seperti *Complete Quadratic Combination* (CQC) atau *Square Root of the Sum of Squares* (SRSS). Berdasarkan metode tersebut gaya geser dasar nominal diperoleh sebesar 9625,415 kN pada arah X dan 10777,745 kN pada arah Y. Berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1, hasil analisis dinamik harus dievaluasi terhadap gaya geser dasar statik (V) jika gaya geser dinamik (V_d) diperoleh lebih kecil dari gaya geser statik ekuivalen, sehingga parameter

respons struktur wajib dikalibrasi untuk memenuhi batas minimum 100% dari gaya geser desain.

$$\begin{aligned}
 V_{x, \text{ Unscaled}} &= 9625,415 \text{ kN} \\
 V_{x, \text{ Scaled}} &= V_{x, \text{ Unscaled}} \times F_X \\
 &= 9625,415 \times 2,012 \\
 &= 19367,792 \text{ kN} \\
 V_{y, \text{ Unscaled}} &= 10777,745 \text{ kN} \\
 V_{y, \text{ Scaled}} &= V_{y, \text{ Unscaled}} \times F_Y \\
 &= 10777,745 \times 1,797 \\
 &= 19367,792 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil analisis gaya geser dasar setelah proses kalibrasi menunjukkan bahwa gaya geser dasar seismik pada kedua arah pembebanan mencapai 19.367,792 kN. Hasil tersebut identik dengan gaya geser dasar yang diperoleh dari Analisis Statik Ekuivalen pada masing-masing arah pembebanan, yang mengindikasikan bahwa prosedur penskalaan telah menghasilkan tingkat gaya seismik yang konsisten antara kedua metode analisis.

5.3.8 Penskalaan Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat diskalakan untuk menyesuaikan gaya geser dasar analisis statik ekuivalen sehingga deformasi lateral antar tingkat berada dalam batas aman dan dapat digunakan sebagai parameter evaluasi kinerja seismik struktur. Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1, penskalaan hanya diterapkan jika gaya geser dasar hasil analisis respons spektrum lebih rendah dari gaya geser dasar analisis statik ekuivalen, dengan koefisien respons seismik (C_s) merujuk pada Persamaan 3.6. Pada kasus ini C_s ditentukan berdasarkan Persamaan 3.3 sehingga penskalaan tidak diterapkan, dan faktor skala simpangan (SFD) pada arah X dan Y dapat menggunakan faktor skala awal (SF) sebesar 1838,747 mm/s².

5.4 Analisis Linear *Time History*

Analisis Linear *Time History* (LTHA) diterapkan untuk mengevaluasi respons dinamik struktur terhadap gempa rencana dengan periode ulang 2.500 tahun di wilayah Kecamatan Kretek, yang terletak pada kelas situs tanah sedang (SD). LTHA

diterapkan untuk merepresentasikan perilaku dinamik struktur secara temporal (*real-time*), yang meliputi gaya lateral, simpangan antar tingkat, serta interaksi modal, sehingga memberikan evaluasi respons yang lebih akurat dibandingkan metode *modal response Spectrum Analysis* (MRSA) terhadap kondisi dinamik kompleks. Rekaman gempa yang diterapkan, disesuaikan melalui pencocokan secara spektral terhadap spektrum desain, sehingga respons struktur yang diperoleh dapat konsisten terhadap kriteria kinerja seismik yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019 serta ATC-40.

5.4.1 Kriteria Pemilihan Gerakan Tanah Dasar

Analisis *Linear Time History* (LTHA) dilakukan dengan menggunakan tiga rekaman gempa representatif yang berasal dari mekanisme sumber sesar dangkal (*shallow crustal*), dengan tujuan untuk memperoleh variasi karakteristik gerakan tanah yang terjadi akibat gempa sesar. Pemilihan rekaman gempa didasarkan pada kesesuaian parameter seismik lokasi, termasuk amplitudo, periode, dan durasi, serta kemampuan rekaman untuk memenuhi target spektrum desain. Penyesuaian spektral dilakukan berdasarkan pedoman SNI 1726:2019 pasal 7.9.2.3, sehingga rekaman gempa yang digunakan dapat merepresentasikan respons dinamik struktur secara realistis dan konsisten, serta memastikan evaluasi kinerja struktur mencerminkan kondisi aktual. Parameter dan kriteria pemilihan gerakan tanah ditampilkan pada Tabel 5.13 berikut.

Tabel 5.13 Parameter dan Kriteria Pemilihan Gerakan Tanah

Sumber	Magnitude (Mw)			Jarak, R (km)		
	PGA	0,2 detik	3 detik	PGA	0,2 detik	3 detik
Sesar Dangkal	6,4 – 6,6	6,4 – 6,6	6,4 – 6,6	10 – 20	20 – 30	10 – 20

(Sumber: Peta Deagregasi Bahaya Gempa Indonesia 2022)

Penentuan periode rentang waktu dilakukan berdasarkan ketentuan berikut

1. Pada Kondisi $T < T_0$, respons struktur dianalisis berdasarkan Percepatan Tanah Puncak (*Peak Ground Acceleration*, PGA).
2. Pada Kondisi $T_0 < T < T_s$, Periode analisis ditetapkan sebesar 0,2 detik.
3. Pada Kondisi $T > T_s$, Periode analisis ditetapkan sebesar 3 detik.

Penetapan periode yang digunakan dalam penelitian ini diuraikan sebagai berikut.

1. Periode Transisi Awal (T_0), ditetapkan sebesar 0,139 detik.
2. Periode Transisi Menengah (T_s), ditetapkan sebesar 0,695 detik.
3. Periode Fundamental Maksimum (T), ditetapkan sebesar 1,805 detik

Berdasarkan evaluasi ketentuan rentang periode, kondisi $T > T_s$ terpenuhi, sehingga periode analisis ditetapkan sebesar 3 detik.

5.4.2 Pengambilan Rekaman Gerakan Tanah

Rekaman gerakan tanah dipilih dari PEER *Ground Motion Database* berdasarkan pada hasil deagregasi bahaya gempa di lokasi penelitian, metodologi ini memungkinkan pemilihan rekaman gempa secara aktual dengan kontribusi sumber gempa dominan terhadap tingkat bahaya seismik di wilayah penelitian. Keberadaan Sesar Opak sebagai sumber gempa aktif di sekitar Kecamatan Kretek turut dipertimbangkan dalam pemilihan rekaman, sehingga karakteristik mekanisme sumber dan jarak sumber terhadap situs dapat merepresentasikan kondisi seismik lokal secara memadai. Dengan pendekatan tersebut, rekaman gempa yang digunakan mendukung evaluasi respons elastik struktur secara realistis.

1. Parameter Gerakan Tanah

Dalam proses pemilihan rekaman gerakan tanah, sejumlah parameter utama yang digunakan sebagai input dalam PEER *Ground Motion Database* meliputi magnitudo sumber gempa, jarak sumber ke situs (R_{rup} , km), serta kecepatan gelombang geser tanah (V_{s30}). Parameter tersebut digunakan untuk memastikan kesesuaian antara karakteristik rekaman gempa dan kondisi seismik serta geoteknik lokasi penelitian, sehingga rekaman yang dipilih dapat merepresentasikan respons dinamik struktur secara akurat dalam Analisis

Linear *Time History* (LTHA). Berdasarkan data USGS, lokasi bangunan di Kecamatan Kretek, Bantul, Yogyakarta memiliki parameter Vs30 dengan kecepatan rambat gelombang sebesar 250 m/detik. Parameter Vs30 tersebut berada dalam rentang 175-350 m/s, sehingga berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019 pasal 5.3 dan evaluasi data geoteknik, lokasi bangunan diklasifikasikan sebagai kelas situs SD (Tanah Sedang). Klasifikasi kelas situs ini memiliki peran penting dalam penentuan faktor amplifikasi seismik dan kriteria desain struktur tahan gempa, terutama mengingat wilayah ini berada di dekat zona Sesar Opak yang aktif secara seismik. Parameter Input Rekaman Gerakan Tanah ditampilkan pada Gambar 5.15 dan Gambar 5.16 berikut.

Load Sample Input Values | Clear Input Values

Search

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

Record Characteristics:

RSN(s) : RSN1,...,RSNn

Event Name :

Station Name :

Search Parameters:

Fault Type :

Magnitude :
min,max

RJB(km) :
min,max

Rrup(km) :
min,max

Vs30(m/s) :
min,max

D5-95(sec) :
min,max

Pulse :

Additional Characteristics:

Max No. Records :
(≤ 100)

Suite

Spectral Ordinate :

Damping Ratio :

Suite Average :

Controls

[Search Records](#) [Rerun Suite](#)

Gambar 5.15 Parameter Input Rekaman Gerakan Tanah untuk Sumber Gempa Sesar Dangkal (*Shallow Crustal*) Berdasarkan PEER *Ground Motion Database*

Results -- Metadata

Click heading of the column to be sorted in ascending order

☐ Rescale Using Checked Records

	Result ID	Spectral Ordinate	Record Seq. #	MSE	Scale Factor	Tp(s)	D5-75(s)	D5-95(s)	Arias Intensity (m/s)	Event	Year	Station
☐	1	SRSS	161	-	1	4.396	5.3	14.9	0.4	Imperial Valley-06	1979	Brawley Airport
☐	2	SRSS	162	-	1	-	7.2	14.8	0.9	Imperial Valley-06	1979	Calexico Fire Station
☐	3	SRSS	167	-	1	-	13.4	28.7	0.4	Imperial Valley-06	1979	Compuertas
☐	4	SRSS	174	-	1	-	4.6	9.0	2.0	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #11
☐	5	SRSS	175	-	1	-	9.7	19.6	0.4	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #12
☐	6	SRSS	187	-	1	-	7.1	18.6	0.2	Imperial Valley-06	1979	Parachute Test Site
☐	7	SRSS	192	-	1	-	14.0	25.6	0.1	Imperial Valley-06	1979	Westmorland Fire Sta
☐	8	SRSS	719	-	1	-	10.6	14.3	0.3	Superstition Hills-02	1987	Brawley Airport
☐	9	SRSS	721	-	1	-	9.4	35.7	1.1	Superstition Hills-02	1987	El Centro Imp. Co. Cent
☐	10	SRSS	722	-	1	2.128	10.6	13.9	0.3	Superstition Hills-02	1987	Kornbloom Road (temp)
☐	11	SRSS	725	-	1	-	11.2	13.7	2.1	Superstition Hills-02	1987	Poe Road (temp)

Download Options

Download Search Results (metadata+spectra) Create Time Series Records (metadata+spectra+traces)

Gambar 5.16 Hasil Rekaman Gerakan Tanah untuk Gempa Sesar Dangkal (*Shallow Crustal*) Berdasarkan PEER Ground Motion Database

2. Pemilihan Rekaman Gerakan Tanah

Rekaman yang terpilih merepresentasikan mekanisme sumber dan kondisi situs yang relevan terhadap wilayah Kecamatan Kretek, serta memenuhi persyaratan kesesuaian terhadap spektrum desain. Daftar rekaman gerakan tanah hasil seleksi selanjutnya diuraikan dalam tabel 5.14 berikut.

Tabel 5.14 Pemilihan Rekaman Gerakan Tanah

Event	Lokasi	Tahun	Magnitudo	Jarak Hiposenter (km)	Vs (m/s)
Superstition Hills-02	California	1987	6,54	18,20	192,05

Lanjutan Tabel 5.14 Pemilihan Rekaman Gerakan Tanah

Event	Lokasi	Tahun	Magnitudo	Jarak Hiposenter (km)	Vs (m/s)
Imperial Valley-06	California	1979	6,53	15,25	193,67
Tottori	Japan	2000	6,61	14,20	331,0

5.4.3 Periode Spektral Rekaman Gempa

Penentuan periode spektral rekaman gerakan tanah dilakukan untuk memastikan kesesuaian antara rentang periode dominan rekaman gempa dan periode getar struktur yang dianalisis. Proses ini dilaksanakan pada rentang $0,8 T_{lower}$ hingga $1,2 T_{upper}$ sesuai SNI 1726:2019 pasal 7.9.2.3.1, dengan T_{lower} ditetapkan pada kondisi tercapainya partisipasi massa kumulatif sebesar 90% pada masing-masing arah ortogonal, sedangkan T_{upper} ditentukan sebagai periode fundamental ortogonal terbesar struktur. Setiap komponen rekaman disesuaikan sehingga rata-rata spektrum percepatan semu (*pseudo-acceleration*) dengan redaman 5% berada dalam batas deviasi tidak lebih dari 10% terhadap spektrum target pada rentang periode tersebut, untuk menjamin representativitas respons dinamik struktur dalam Analisis Linear *Time History* (LTHA). Penentuan Batas Periode Getar Struktur Berdasarkan Parameter T_{Lower} dan T_{Upper} ditampilkan pada Gambar 5.17 berikut.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	2,072	0,7598	0	0	0,7598	0	0	0	0,258	0,0034	0	0,258	0,0034
Modal	2	1,813	0	0,773	0	0,7598	0,773	0	0,2479	0	0	0,2479	0,258	0,0034
Modal	3	1,682	0,0034	0	0	0,7632	0,773	0	0	0,0009	0,7689	0,2479	0,2589	0,7723
Modal	4	0,623	0,1096	0	0	0,8728	0,773	0	0	0,4354	0,0004	0,2479	0,6943	0,7727
Modal	5	0,556	0	0,1067	0	0,8728	0,8797	0	0,46	0	0	0,7079	0,6943	0,7727
Modal	6	0,52	0,0003	0	0	0,8731	0,8797	0	0	0,0013	0,106	0,7079	0,6956	0,8788
Modal	7	0,447	0	0,00004268	0	0,8731	0,8797	0	0,00004751	0	0	0,708	0,6956	0,8788
Modal	8	0,44	0	0	0	0,8731	0,8797	0	0	0,000003823	0,0001	0,708	0,6956	0,8788
Modal	9	0,317	0,0487	0	0	0,9218	0,8797	0	0	0,0841	0,0001	0,708	0,7797	0,8789
Modal	10	0,292	0	0,0441	0	0,9218	0,9238	0	0,0744	0	0	0,7824	0,7797	0,8789
Modal	11	0,277	0,0001	0	0	0,9219	0,9238	0	0	0,0002	0,0401	0,7824	0,7799	0,919
Modal	12	0,251	0	0,0018	0	0,9219	0,9257	0	0,0034	0	0	0,7858	0,7799	0,919
Modal	13	0,247	0,000001168	0	0	0,9219	0,9257	0	0	0,00000208	0,0061	0,7858	0,7799	0,9252
Modal	14	0,19	0,0285	0	0	0,9504	0,9257	0	0	0,0827	0,00002932	0,7858	0,8625	0,9252
Modal	15	0,181	0	0,0176	0	0,9504	0,9432	0	0,0549	0	0	0,8407	0,8625	0,9252

Gambar 5.17 Penentuan Batas Periode Getar Struktur Berdasarkan Parameter T_{Lower} dan T_{Upper}

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.9.2.3.1, penentuan rentang periode pencocokan spektral rekaman gempa dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$T_{Lower} = 0,292 \text{ detik}$$

$$T_{Upper} = 2,072 \text{ detik}$$

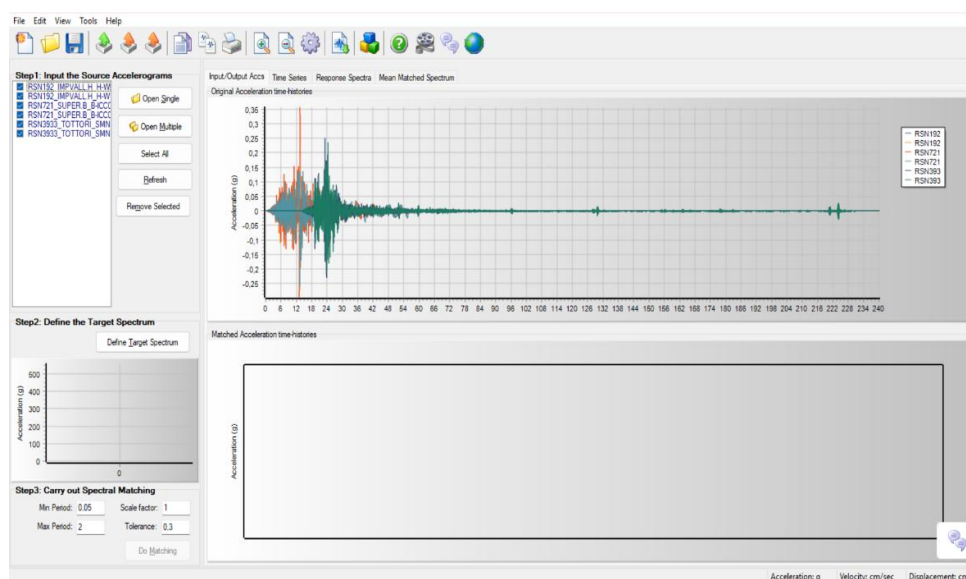
Rentang Pencocokan Periode Spektral:

$$\begin{aligned} 0,8 \ T_{Lower} &= 0,8 \times 0,292 \\ &= 0,234 \text{ detik} \end{aligned}$$

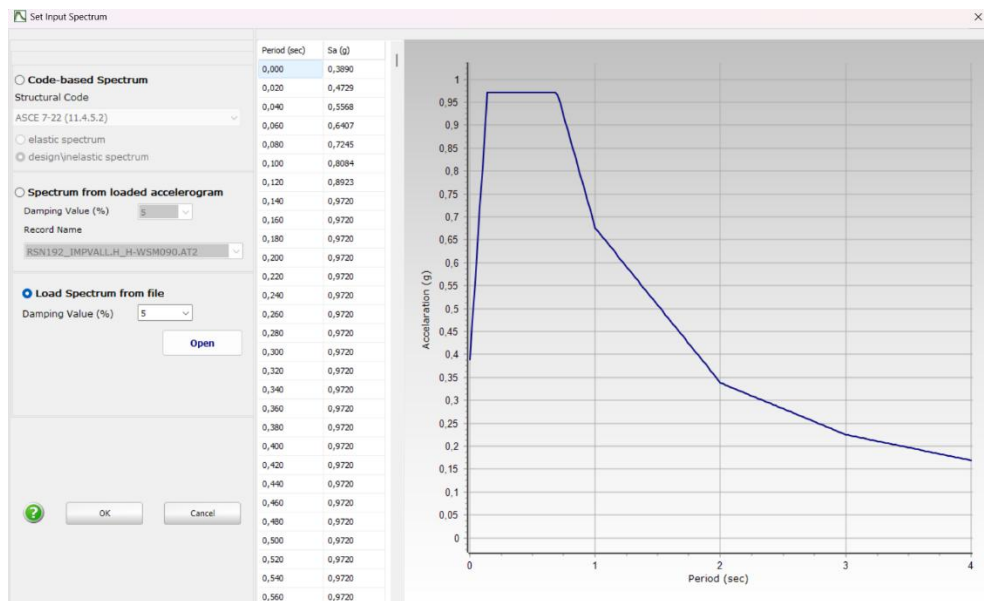
$$\begin{aligned} 1,2 \ T_{Upper} &= 1,2 \times 2,072 \\ &= 2,486 \text{ detik} \end{aligned}$$

5.4.4 Pencocokan Spektral

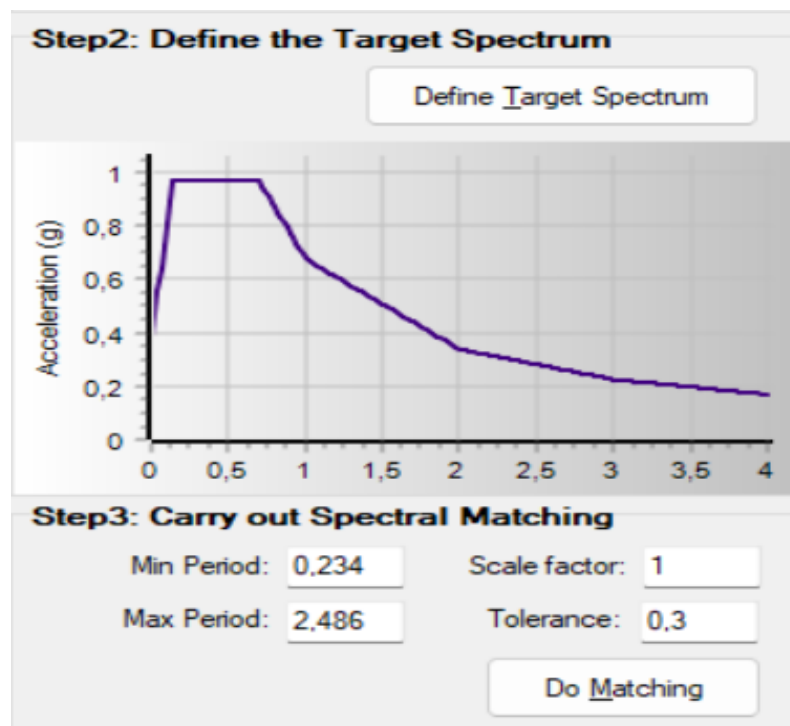
Pencocokan spektral dilakukan menggunakan perangkat lunak *Seismomatch* dengan menginput tiga pasang rekaman gerakan tanah berdasarkan sumber gempa sesar dangkal (*shallow crustal*), yang masing-masing mewakili kedua arah ortogonal struktur, sehingga menghasilkan enam komponen rekaman gempa. Proses pencocokan spektral diterapkan terhadap spektrum target yang telah ditetapkan dengan mempertimbangkan rentang periode pencocokan yang relevan terhadap hasil analisis struktur. Prosedur pencocokan spektral ditampilkan pada gambar 5.18 hingga Gambar 5.21 berikut.



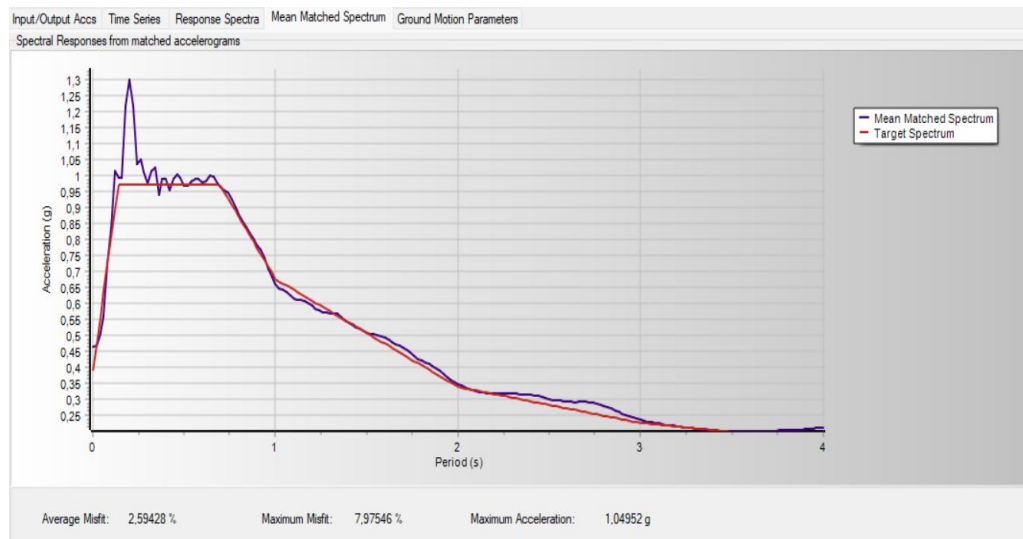
Gambar 5.18 Proses Input Rekaman Gerakan Tanah



Gambar 5.19 Proses Input Target Respons Spektrum



Gambar 5.20 Proses Input Rentang Periode



Gambar 5.21 Hasil Pencocokan Spektral Rekaman Gempa

Hasil pencocokan spektral menunjukkan rata-rata *misfit* diperoleh sebesar 2,594% dan maksimum *misfit* diperoleh sebesar 7,975%, keduanya berada di bawah batas 10% sesuai ketentuan SNI 1726–2019 pasal 7.9.2.3.1, ketentuan tersebut mensyaratkan rata-rata percepatan semu (*pseudo acceleration*) dari hasil rekaman yang telah disesuaikan secara spektral tidak melebihi dari 10% terhadap spektrum target. Dengan demikian, rekaman tanah hasil pencocokan spektral dinyatakan memenuhi ketentuan untuk digunakan dalam Analisis Linear *Time History* (LTHA).

5.4.5 Analisis Gaya Geser Dasar Berdasarkan Linear *Time History*

Gaya geser dasar (*base shear*) struktur dievaluasi berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) dengan menggunakan tiga komponen rekaman gerakan tanah yang telah disesuaikan secara spektral terhadap spektrum desain sesuai SNI 1726:2019. Sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.2.5.1, respons gaya geser dasar diekstraksi sebagai nilai maksimum absolut reaksi lateral di dasar struktur pada setiap langkah waktu selama durasi pembebanan gempa. Evaluasi dilakukan secara terpisah pada kedua arah pembebanan, sehingga karakteristik respons seismik dapat teridentifikasi secara jelas. Gaya geser dasar yang diperoleh selanjutnya dibandingkan dengan hasil Analisis Respons Spektrum sebagai langkah verifikasi terhadap kesetaraan tingkat gaya seismik yang dihasilkan oleh kedua pendekatan analisis. Rekapitulasi hasil analisis gaya geser dasar

berdasarkan Analisis *Linear Time History* (LTHA) diuraikan pada Tabel 5.15 dan Tabel 5.16 berikut.

**Tabel 5.15 Hasil Analisis Gaya Geser Dasar Pada Arah X Berdasarkan
*Linear Time History***

<i>Output Case</i>	<i>Case Type</i>	<i>Step</i>	<i>V_x(kN)</i>
Superstition Hills-02	LinModHist	Max	19308,417
		Min	18903,403
Imperial Valley-06	LinModHist	Max	15656,005
		Min	16321,313
Tottori	LinModHist	Max	12896,071
		Min	15592,020
Maksimum			19308,417

**Tabel 5.16 Hasil Analisis Gaya Geser Dasar Pada Arah Y Berdasarkan
*Linear Time History***

<i>Output Case</i>	<i>Case Type</i>	<i>Step</i>	<i>V_Y</i> (kN)
Superstition Hills-02	LinModHist	Max	18618,161
		Min	17422,481
Imperial Valley-06	LinModHist	Max	17032,840
		Min	13716,268
Tottori	LinModHist	Max	18201,055
		Min	16716,971
Maksimum			18618,161

Hasil analisis *Linear Time History* (LTHA) menunjukkan bahwa gaya geser dasar maksimum pada arah X dihasilkan oleh rekaman gempa Superstition Hills-02 sebesar 19308,417 kN dan pada arah Y tercatat sebesar 18618,161. Sebagai pembanding, gaya geser dasar minimum pada arah X dihasilkan oleh rekaman gempa Tottori sebesar 12896,071 kN serta pada arah Y dihasilkan oleh rekaman gempa Imperial Valley-06 sebesar 13716,268 kN.

5.4.6 Analisis Simpangan Antar Tingkat (*Story Drift*) Berdasarkan Linear *Time History*

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.9.2.7, simpangan antar tingkat (*interstory drift*) ditentukan dari perpindahan lateral maksimum yang terjadi pada masing-masing gerak tanah berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA). Simpangan antar tingkat ditetapkan sebagai selisih perpindahan lateral antara dua tingkat bangunan yang berurutan, dengan mempertimbangkan respons puncak yang terjadi selama durasi pembebanan gempa. Evaluasi simpangan dilakukan terhadap respons maksimum struktur pada kedua arah pembebanan, yang selanjutnya dibandingkan terhadap batas simpangan antar tingkat yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019 untuk mengevaluasi kinerja deformasi lateral struktur. Rekapitulasi hasil analisis simpangan antar tingkat tersebut disajikan pada Tabel 5.17 hingga Tabel 5.19 serta pada Gambar 5.22 berikut.

Tabel 5.17 Perpindahan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02	Imperial Valley-06	Tottori	Maksimum
	δx	δx	δx	δx
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
10	158,519	134,793	117,807	158,519
9	148,238	125,513	112,035	148,238
8	136,178	115,049	105,696	136,178
7	122,751	103,62	98,419	122,751
6	107,024	90,357	88,583	107,024
5	88,719	76,494	75,841	88,719
4	68,465	61,099	60,187	68,465
3	47,901	43,072	42,174	47,901
2	26,909	24,123	23,487	26,909
1	8,695	7,708	7,465	8,695

Tabel 5.18 Perpindahan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02	Imperial Valley-06	Tottori	Maksimum
	δ_y	δ_y	δ_y	δ_y
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
10	125,395	122,166	124,824	125,395
9	119,795	115,67	119,607	119,795
8	112,211	106,885	112,198	112,211
7	102,28	95,901	102,139	102,28
6	89,817	83,402	89,416	89,817
5	75,022	70,544	74,315	75,022
4	58,256	55,743	57,359	58,256
3	40,206	39,086	39,378	40,206
2	22,299	21,922	21,923	22,299
1	7,270	7,061	7,214	7,270

Simpangan antar tingkat ditentukan berdasarkan hasil analisis maksimum perpindahan lateral yang diperoleh dari Analisis Linear *Time History* (LTHA) dengan menggunakan persamaan berikut.

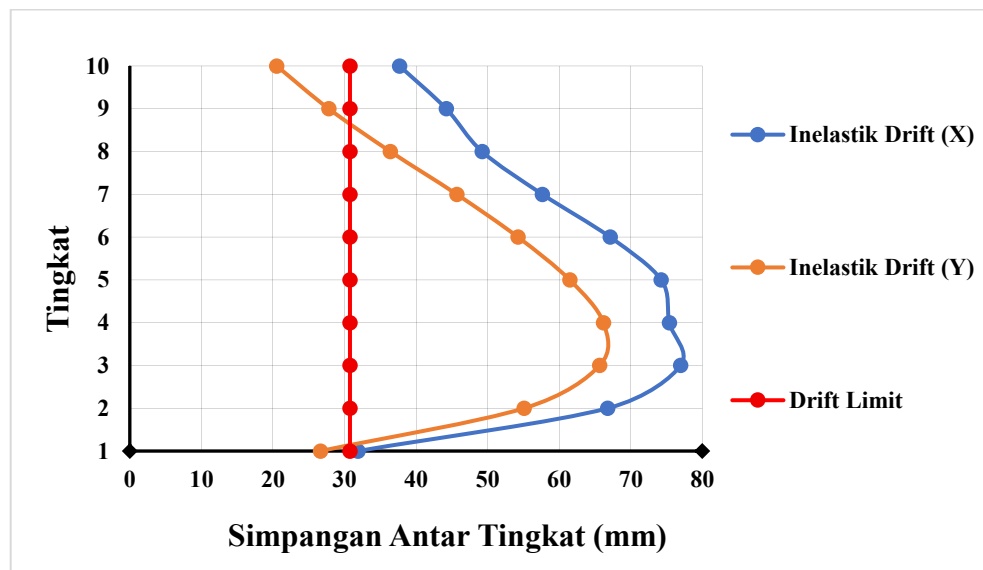
$$\begin{aligned}
 \delta_{x, \text{tingkat } 1} &= 7,270 \text{ mm} \\
 \delta_{x, \text{tingkat } 2} &= 22,299 \text{ mm} \\
 \Delta_{ex, \text{tingkat } 2} &= \delta_{ex, \text{Tingkat } 2} - \delta_{ex, \text{Tingkat } 1} \\
 &= 22,299 - 7,270 \\
 &= 18,214 \text{ mm} \\
 \Delta_{ix, \text{tingkat } 2} &= \frac{C_D \delta_{xe}}{I_e} \\
 &= \frac{5,5 \times 18,214}{1,5} \\
 &= 66,785 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_{a, \text{tingkat } 2} &= \Delta_{\max} \times h \\
 &= 0,008 \times 4000 \\
 &= 30,769 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan tingkat yang ditinjau, simpangan antar tingkat inelastik pada arah X (Δ_{ix}) mencapai 66,785 mm, melampaui batas simpangan antar tingkat izin (Δ_a) sebesar 30,769 mm, dengan demikian respons simpangan antar tingkat dinyatakan tidak memenuhi ketentuan izin yang ditetapkan.

Tabel 5.19 Evaluasi Kinerja Simpangan Antar Tingkat Struktur pada Arah X dan Y berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Tingkat	Tinggi Tingkat	Perpindahan Lateral Elastis		Simpangan Antar Tingkat Inelastik		Simpangan Antar Tingkat Izin
	h	Δ_{ex}	Δ_{ey}	Δ_{ix}	Δ_{iy}	Δ_a
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
10	4000	10,281	5,600	37,697	20,533	30,769
9	4000	12,060	7,584	44,220	27,808	30,769
8	4000	13,427	9,931	49,232	36,414	30,769
7	4000	15,727	12,463	57,666	45,698	30,769
6	4000	18,305	14,795	67,118	54,248	30,769
5	4000	20,254	16,766	74,265	61,475	30,769
4	4000	20,564	18,050	75,401	66,183	30,769
3	4000	20,992	17,907	76,971	65,659	30,769
2	4000	18,214	15,029	66,785	55,106	30,769
1	4000	8,695	7,270	31,882	26,657	30,769



Gambar 5.22 Grafik Distribusi Simpangan Antar Tingkat Inelastik Arah X dan Y Terhadap Batas Simpangan Izin Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

5.4.7 Analisis Pengaruh P-Delta Berdasarkan Linear *Time History*

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.9.2.6, respons gaya desain diperoleh dari selubung (*envelope*) atau besaran maksimum berdasarkan ketiga rekaman gempa yang dianalisis pada masing-masing arah pembebanan. Respons gaya desain tersebut selanjutnya digunakan sebagai dasar dalam evaluasi pengaruh P-Delta, yang dimodelkan sebagai efek interaksi antara gaya aksial dan simpangan lateral struktur berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA). Signifikansi pengaruh P-Delta dievaluasi melalui perhitungan koefisien stabilitas (θ) pada setiap tingkat bangunan, yang kemudian dibandingkan dengan batas kriteria stabilitas sebagaimana ditetapkan dalam SNI 1726:2019 untuk menentukan pengaruh P-Delta terhadap perilaku elastik struktur. Rekapitulasi gaya geser antar tingkat yang diperoleh berdasarkan hasil analisis ETABS ditampilkan pada Tabel 5.20 hingga Tabel 5.21 berikut.

Tabel 5.20 Distribusi Gaya Geser Antar Tingkat Pada Arah X Berdasarkan Analisis Hasil *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02	Imperial Valley-06	Tottori	Maksimum
	V_X	V_X	V_X	V_X
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
10	3919,524	3489,522	3704,813	3919,524
9	7907,105	6463,150	6197,193	7907,105
8	10460,119	8832,049	7503,793	10460,119
7	12350,310	9614,847	9334,608	12350,31
6	12503,053	10103,487	9053,230	12503,053
5	13395,067	11173,078	9783,280	13395,067
4	14666,917	12759,124	11718,345	14666,917
3	15702,999	14160,894	13955,120	15702,999
2	17889,217	15853,932	15353,552	17889,217
1	19121,280	16344,186	15637,488	19121,28

Tabel 5.21 Distribusi Gaya Geser Antar Tingkat Pada Arah Y Berdasarkan Analisis Hasil Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02	Imperial Valley-06	Tottori	Maksimum
	V_Y	V_Y	V_Y	V_Y
	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)
10	3395,444	3823,956	3573,253	3823,956
9	6584,857	7298,777	7326,605	7326,605
8	10059,261	10408,862	10027,699	10408,862
7	12080,288	12087,622	11387,431	12087,622
6	11885,400	13167,380	13061,223	13167,38

Lanjutan Tabel 5.21 Distribusi Gaya Geser Antar Tingkat Pada Arah Y
Berdasarkan Analisis Hasil Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02	Imperial Valley-06	Tottori	Maksimum
	V_Y	V_Y	V_Y	V_Y
	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)
5	13602,790	13421,627	14666,084	14666,084
4	14976,774	14623,967	15062,395	15062,395
3	16239,005	16154,859	15808,572	16239,005
2	17693,381	17248,691	17440,722	17693,381
1	18619,843	17156,321	18185,244	18619,843

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.7, Rasio Kebutuhan Geser (β) ditetapkan secara konservatif sebesar 1,0. Pada ketentuan yang sama ditetapkan bahwa pengaruh P-Delta terhadap gaya dan momen elemen struktur serta simpangan antar tingkat dapat diabaikan jika koefisien stabilitas (θ) tidak melebihi 0,10. Koefisien stabilitas (θ) dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

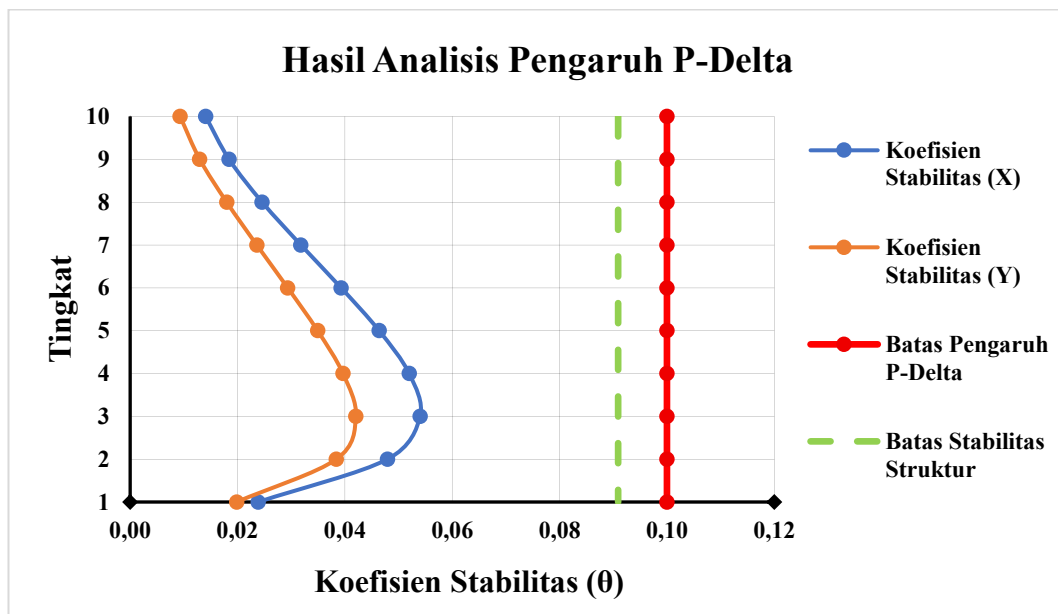
$$\begin{aligned}
 \theta_{max} &= \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \\
 &= \frac{0,5}{1 \times 5,5} \\
 &= 0,091 \\
 \Delta_{ix, \text{ Tingkat } 2} &= 66,785 \text{ mm} \\
 P_{\text{ Tingkat } 2} &= 167801,078 \text{ kN} \\
 V_{X, \text{ Tingkat } 2} &= 17889,217 \text{ kN} \\
 \theta_{X, \text{ Tingkat } 2} &= \frac{P_x \Delta I_e}{V_X h_{sx} C_d} \\
 &= \frac{167801,078 \times 66,785 \times 1,5}{17889,217 \times 4000 \times 5,5} \\
 &= 0,043
 \end{aligned}$$

Berdasarkan tingkat yang ditinjau, koefisien stabilitas struktur pada arah X (θ_X) diperoleh sebesar 0,043 berada di bawah batas pengaruh P-Delta 0,10 dan batas

stabilitas struktur (θ_{max}) 0,091. Kondisi ini menunjukkan bahwa efek P–Delta tidak memberikan kontribusi signifikan terhadap gaya dalam, momen elemen, maupun simpangan antar tingkat, sehingga struktur dapat diklasifikasikan dalam kondisi stabil. Rekapitulasi hasil evaluasi stabilitas serta batas pengaruh P-Delta di tampilkan pada Tabel 5.22 dan Gambar 5.23 berikut.

Tabel 5.22 Evaluasi Stabilitas dan Batas Pengaruh P–Delta pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Tingkat	Tinggi Tingkat	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Koefisien Stabilitas Struktur
	(<i>h</i>)				(θ_{max})
	(mm)	θ_X	θ_Y		
10	4000	0,010	0,006	0,1	0,091
9	4000	0,013	0,009	0,1	0,091
8	4000	0,017	0,013	0,1	0,091
7	4000	0,023	0,019	0,1	0,091
6	4000	0,034	0,026	0,1	0,091
5	4000	0,042	0,032	0,1	0,091
4	4000	0,045	0,039	0,1	0,091
3	4000	0,050	0,041	0,1	0,091
2	4000	0,043	0,036	0,1	0,091
1	4000	0,021	0,018	0,1	0,091



Gambar 5.23 Distribusi Koefisien Stabilitas (θ) Antar Tingkat dengan Mempertimbangkan Pengaruh P-Delta pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

5.5 Analisis Ketidakberaturan Struktur

Analisis ketidakberaturan struktur dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 1726:2019 pasal 7.3.2 dengan mengevaluasi konfigurasi struktur secara horizontal maupun vertikal. Klasifikasi ketidakberaturan ditentukan berdasarkan hasil Analisis Respons Spektrum dan Analisis Linear *Time History* yang diperoleh dari pemodelan dan analisis menggunakan ETABS.

5.5.1 Analisis Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan horizontal diklasifikasikan menjadi lima tipe. Pemeriksaan dilakukan dengan mempertimbangkan distribusi massa, kekakuan, dan kekuatan struktur, dengan uraian prosedur dan kriteria evaluasi untuk setiap tipe ditentukan sebagai berikut.

1. Ketidakberaturan Torsi Dan Torsi Belebihan

Ketidakberaturan torsi dievaluasi berdasarkan rasio simpangan antar tingkat maksimum terhadap simpangan antar tingkat rata-rata pada kedua ujung struktur. Ketidakberaturan torsi dinyatakan terjadi apabila simpangan antar

tingkat maksimum, dengan mempertimbangkan pengaruh torsi tak terduga ($A_x = 1,0$), melebihi 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata, sedangkan torsi berlebihan terjadi apabila rasio tersebut melampaui 1,4. Ketentuan ini berlaku untuk struktur dengan diafragma kaku atau setengah kaku. Analisis ketidakberaturan ini dilakukan melalui dua pendekatan analisis berikut.

a. Analisis Respons Spektrum

Perpindahan maksimum arah X = 10,888 mm
pada tingkat 2 (Δ_{max2})

Perpindahan rata-rata arah X = 10,447 mm
pada tingkat 2 (Δ_{avg2})

$$\begin{aligned}\text{Rasio Perpindahan} &= \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} \\ &= \frac{10,888}{10,447} \\ &= 1,042\end{aligned}$$

Evaluasi ketidakberaturan torsi = $1,042 < 1,2$ (Tidak terindikasi)
arah X pada tingkat 2

Evaluasi ketidakberaturan torsi = $1,042 < 1,4$ (Tidak terindikasi)
arah X berlebihan pada tingkat 2

Rekapitulasi hasil evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan berdasarkan Analisis Respons Spektrum ditampilkan pada Tabel 5.23 hingga Tabel 5.24 berikut.

Tabel 5.23 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan Arah X Berdasarkan Analisis Hasil Respons Spektrum

Tingkat	Perpindahan Maksimum	Perpindahan Rata-rata	Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan	
	Δ_{max}	Δ_{avg}		Torsi	Torsi Berlebihan
	(mm)	(mm)			
10	6,046	5,834	1,036	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

**Lanjutan Tabel 5.23 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan
Arah X Berdasarkan Analisis Hasil Respons Spektrum**

Tingkat	Perpindahan Maksimum	Perpindahan Rata-rata	Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan	
	Δ_{max}	Δ_{avg}		Torsi	Torsi Berlebihan
	(mm)	(mm)			
9	7,523	7,211	1,043	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	9,183	8,807	1,043	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	10,681	10,262	1,041	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
6	11,951	11,477	1,041	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	12,954	12,434	1,042	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
4	13,514	12,964	1,042	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	13,155	12,614	1,043	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	10,888	10,447	1,042	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	4,939	4,748	1,040	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

**Tabel 5.24 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan Arah Y
Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum**

Tingkat	Perpindahan Maksimum	Perpindahan Rata-rata	Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan	
	Δ_{max}	Δ_{avg}		Torsi	Torsi Berlebihan
	(mm)	(mm)			
10	5,771	4,952	1,165	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	7,069	6,327	1,117	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	8,810	7,955	1,107	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

**Lanjutan Tabel 5.24 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan
Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum**

Tingkat	Perpindahan Maksimum	Perpindahan Rata-rata	Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan	
	Δ_{max}	Δ_{avg}		Torsi	Torsi Berlebihan
	(mm)	(mm)			
7	10,643	9,546	1,115	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
6	12,310	10,952	1,124	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	13,558	12,042	1,126	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
4	14,029	12,578	1,115	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	13,180	12,103	1,089	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	11,287	10,337	1,092	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	5,621	4,962	1,133	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

b. Analisis Linear *Time History*

Evaluasi parameter ketidakberaturan torsi dan torsi berlebihan pada Analisis Linear *Time History* (LTHA) dilakukan dengan menggunakan rekaman gempa Superstition Hills-02 sebagai contoh representatif dalam penerapan metode analisis, yang diformulasikan berdasarkan persamaan berikut.

Perpindahan maksimum arah X = 18,848 mm

pada tingkat 2 (Δ_{max2})

Perpindahan rata-rata arah X = 18,245 mm

pada tingkat 2 (Δ_{avg2})

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio Perpindahan} &= \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} \\
 &= \frac{18,848}{18,245} \\
 &= 1,033
 \end{aligned}$$

Evaluasi ketidakberaturan torsi = $1,033 < 1,2$ (Tidak terindikasi)
arah X pada tingkat 2

Evaluasi ketidakberaturan torsi = $1,033 < 1,4$ (Tidak terindikasi)
arah X berlebihan pada tingkat 2

Rekapitulasi hasil evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan berdasarkan Analisis Linear *Time History* ditampilkan pada Tabel 5.25 hingga Tabel 5.26 berikut.

Tabel 5.25 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02			Imperial Valley-06			Tottori		
	Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan		Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan		Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan	
		Torsi	Torsi Berlebihan		Torsi	Torsi Berlebihan		Torsi	Torsi Berlebihan
10	1,026	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,036	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,044	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	1,045	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,039	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,059	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	1,053	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,042	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,040	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	1,054	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,041	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,045	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
6	1,054	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,039	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,054	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	1,046	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,035	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,049	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Lanjutan Tabel 5.25 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02			Imperial Valley-06			Tottori		
	Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan		Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan		Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan	
		Torsi	Torsi Berlebihan		Torsi	Torsi Berlebihan		Torsi	Torsi Berlebihan
4	1,032	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,034	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,050	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	1,031	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,036	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,051	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	1,033	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,036	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,046	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	1,035	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,037	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,035	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Tabel 5.26 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02			Imperial Valley-06			Tottori		
	Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan		Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan		Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan	
		Torsi	Torsi Berlebihan		Torsi	Torsi Berlebihan		Torsi	Torsi Berlebihan
10	1,096	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,082	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,035	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	1,043	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,040	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,014	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	1,026	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,019	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,014	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	1,028	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,020	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,023	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
6	1,041	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,022	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,026	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	1,035	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,024	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,024	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Lanjutan Tabel 5.26 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02			Imperial Valley-06			Tottori		
	Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan		Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan		Rasio	Evaluasi Ketidakberaturan	
		Torsi	Torsi Berlebihan		Torsi	Torsi Berlebihan		Torsi	Torsi Berlebihan
4	1,014	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,011	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,014	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	1,026	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,025	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,017	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	1,075	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,064	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,070	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	1,185	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,139	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1,171	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam ditentukan oleh konfigurasi geometrik dan dimensi bangunan seperti yang ditampilkan pada Gambar 5.24. Ketidakberaturan sudut dalam dinyatakan terjadi apabila dimensi proyeksi denah pada sudut dalam bangunan melebihi 15% dimensi denah struktur pada arah yang ditinjau, sebagaimana dinyatakan dalam persamaan berikut.

$$\text{Panjang bangunan } (L_X) = 60 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Bangunan } (L_Y) = 26 \text{ m}$$

$$\text{Panjang proyeksi lekukan sumbu X } (P_X) = 9 \text{ m}$$

$$\text{Panjang proyeksi lekukan sumbu Y } (P_Y) = 11 \text{ m}$$

$$\text{Rasio panjang sudut arah X} = \frac{L_X}{P_X}$$

$$= \frac{9}{60}$$

$$= 0,15$$

$$= 15\%$$

$$\text{Rasio panjang sudut arah Y} = \frac{L_Y}{P_Y}$$

$$= \frac{11}{26}$$

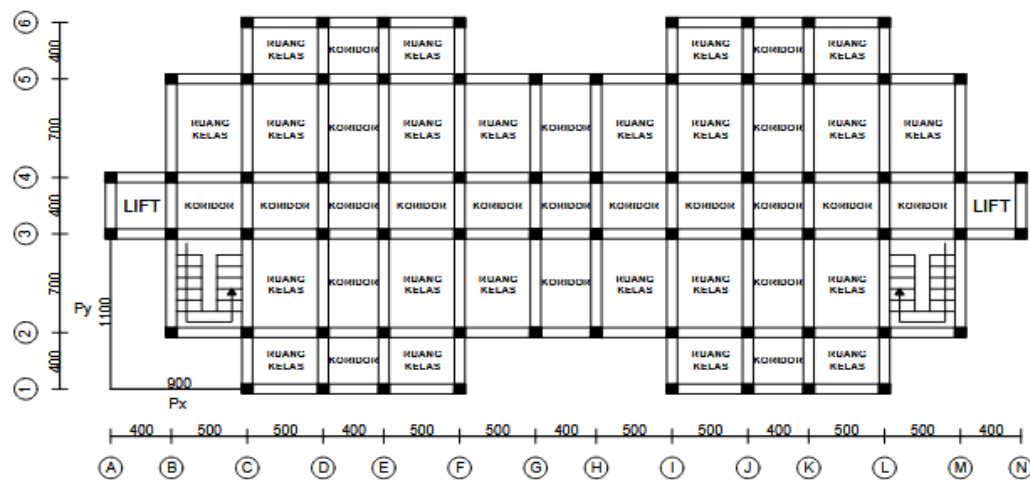
$$= 0,423$$

$$= 42,3\%$$

$$\text{Evaluasi ketidakberaturan sudut dalam arah X} = 15 \% \geq 15\% \text{ (Tidak terindikasi)}$$

$$\text{Evaluasi ketidakberaturan sudut dalam arah Y} = 42,3\% \geq 15\% \text{ (Terindikasi)}$$

Ketidakberaturan sudut dalam dapat dimitigasi melalui peningkatan kapasitas gaya desain diafragma. Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.10.1.1, untuk struktur dengan kategori desain seismik D, gaya desain diafragma harus ditingkatkan sebesar 25% pada sambungan diafragma–elemen vertikal, elemen kolektor, serta sambungan elemen kolektor ke elemen vertikal sistem pemikul gaya seismik.



Gambar 5.24 Konfigurasi Denah Bangunan dengan Ketidakberaturan Sudut Dalam (*Re-entrant Corner*)

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

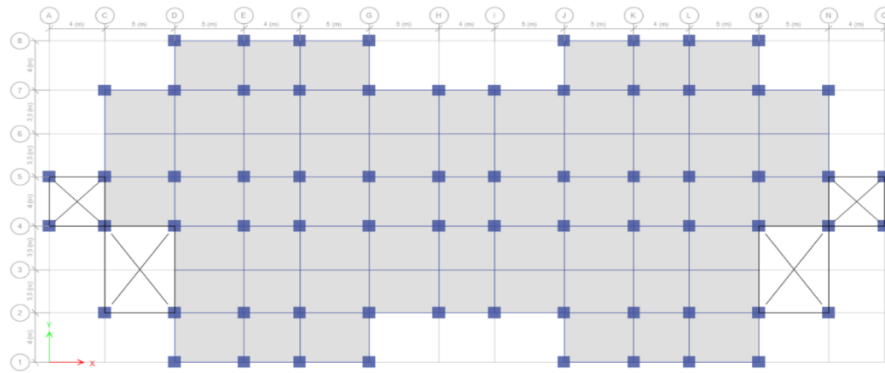
Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma ditentukan oleh kondisi geometrik dan kekakuan diafragma lantai seperti yang ditampilkan pada Gambar 5.25, dan dinyatakan terjadi apabila terdapat diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk bukaan atau daerah terpotong lebih dari 50% luas diafragma bruto yang tertutup atau perubahan kekakuan diafragma efektif melebihi 50% antar tingkat. Evaluasi ketidakberaturan diskontinuitas diafragma ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 A_{total \text{ bangunan}} &= 1192 \text{ m}^2 \\
 A_{tangga} &= 35 \text{ m}^2 \\
 A_{elevator} &= 16 \text{ m}^2 \\
 n_{tangga} &= 2 \\
 n_{elevator} &= 2 \\
 A_{void} &= (n_{tangga} \times A_{tangga}) + (n_{elevator} \times A_{elevator}) \\
 &= (2 \times 35) + (2 \times 16) \\
 &= 102 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluasi Ketidakberaturan} &= \\
 \text{Diskontinuitas Diafragma} &= A_{void} < \frac{A_{total}}{2}
 \end{aligned}$$

$$= 102 < \frac{1192}{2}$$

$$= 102 < 596 \text{ (Tidak terindikasi)}$$



Gambar 5.25 Konfigurasi Diafragma Lantai pada Denah Struktur Bangunan

4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

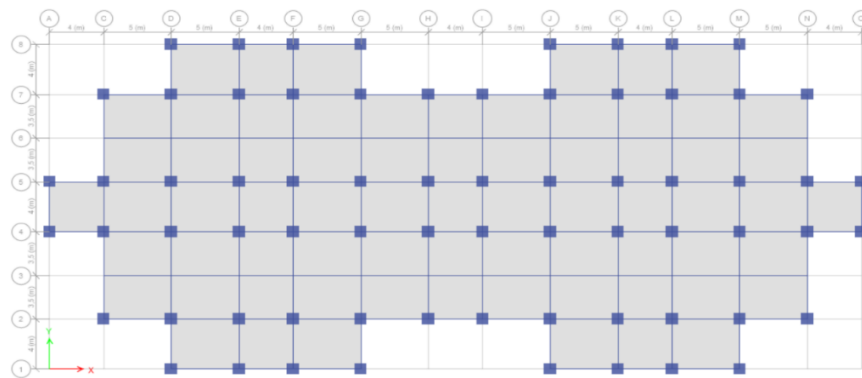
Ketidakberaturan jenis ini didefinisikan sebagai kondisi adanya diskontinuitas pada lintasan pemikul gaya lateral, terutama pada elemen vertikal struktur. Berdasarkan gambar 5.26, hasil evaluasi konfigurasi struktur menunjukkan bahwa tidak terdapat pergeseran bidang; kondisi ini disebabkan oleh perencanaan seluruh kolom dan dinding pemikul gaya lateral yang tersusun sejajar serta menerus secara vertikal.



Gambar 5.26 Konfigurasi Struktur Tiga Dimensi Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

5. KetidakBeraturan Sistem Non-paralel

Ketidakteraturan sistem non-paralel didefinisikan sebagai kondisi ketika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak sejajar terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik. Berdasarkan gambar 5.27, hasil evaluasi konfigurasi struktur menunjukkan bahwa tidak terdapat ketidakberaturan sistem non-paralel, kondisi ini disebabkan oleh perencanaan seluruh kolom dan dinding pemikul gaya lateral yang tersusun sejajar dan lurus terhadap sumbu utama bangunan.



Gambar 5.27 Konfigurasi Denah Struktur Elemen Pemikul Gaya Lateral Terhadap Sumbu Utama Bangunan

5.5.2 Analisis Ketidakteraturan Vertikal

Ketidakteraturan vertikal diklasifikasikan ke dalam lima tipe utama. Analisis dilakukan dengan meninjau variasi kekakuan, distribusi massa, dan kapasitas struktur antar tingkat, untuk mengidentifikasi potensi konsentrasi deformasi dan perilaku dinamik yang tidak merata. prosedur serta kriteria evaluasi untuk setiap tipe ditentukan sebagai berikut.

1. Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan

Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak diidentifikasi apabila kekakuan lateral suatu tingkat kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% rata-rata tiga tingkat di atasnya. Tingkat lunak berlebihan diidentifikasi apabila kekakuan lateral suatu tingkat kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Analisis jenis ketidakberaturan ini dilakukan secara komprehensif melalui dua pendekatan numerik berikut.

a. Analisis Respons Spektrum

Dalam Analisis Respons Spektrum, parameter kekakuan lateral struktur tidak diperoleh secara langsung dari keluaran ETABS, melainkan dideterminasi melalui pendekatan analitis, dengan memformulasikan rasio antara gaya geser pada setiap tingkat (V) terhadap simpangan maksimum (Δ_{max}). Evaluasi ketidakberaturan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dapat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

Gaya geser arah X pada = 9311,392 kN

tingkat 2 (V_{x2})

simpangan maksimum arah = 0,011 m

X pada tingkat 2 (Δ_{max})

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan arah X pada} &= \frac{V_X}{\Delta_{max}} \\ \text{tingkat 2 } (k_2) &= \frac{9311,392}{0,011} \\ &= 855197,658 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Kekakuan arah X pada = 661856,161 kN/m
tingkat 3 (k_3)

Kekakuan arah X pada = 591356,704 kN/m
tingkat 4 (k_4)

Kekakuan arah X pada = 562350,919 kN/m
tingkat 5 (k_5)

Evaluasi ketidakberaturan = $70\% \times k_3$

Kekakuan Tingkat Lunak

arah X pada tingkat 2

$$\begin{aligned} &= 70\% \times 661856,161 \\ &= 463299,313 \text{ kN/m} \\ &= 855197,7 > 463299,3 \text{ (Tidak terindikasi)} \end{aligned}$$

atau

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluasi ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak arah X pada tingkat 2} &= 80\% \times \left(\frac{k_3 + k_4 + k_5}{3} \right) \\
 &= 80\% \times \left(\frac{661856,2 + 591356,7 + 562350,9}{3} \right) \\
 &= 484150,342 \text{ kN/m} \\
 &= 855197,7 > 484150,3 \text{ (Tidak terindikasi)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluasi ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan arah X pada tingkat 2} &= 60\% \times k_3 \\
 &= 60\% \times 661856,161 \\
 &= 397113,697 \text{ kN/m} \\
 &= 855197,7 > 397113,7 \text{ (Tidak terindikasi)}
 \end{aligned}$$

atau

$$\begin{aligned}
 \text{Evaluasi ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan arah X pada tingkat 2} &= 70\% \times \frac{k_3 + k_4 + k_5}{3} \\
 &= 70\% \times \left(\frac{661856,2 + 591356,7 + 562350,9}{3} \right) \\
 &= 423631,550 \text{ kN/m} \\
 &= 855197,7 > 423631,5 \text{ (Tidak terindikasi)}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi hasil evaluasi ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan berdasarkan Analisis Respons Spektrum ditampilkan pada Tabel 5.27 hingga Tabel 5.28 berikut.

Tabel 5.27 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum

Tingkat	Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan	
	(kN/m)	Kekakuan Tingkat Lunak	Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan
10	332925,141	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	506134,999	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	549622,977	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	554705,037	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
6	553955,769	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	562350,919	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
4	591356,704	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	661856,161	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	855197,658	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	1948859,061	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Tabel 5.28 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum

Tingkat	Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan	
	(kN/m)	Kekakuan Tingkat Lunak	Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan
10	348343,129	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	564344,094	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	620083,734	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	618036,456	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
6	607970,544	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	612836,082	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
4	649721,106	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	749068,786	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Lanjutan Tabel 5.28 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum

Tingkat	Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan	
	(kN/m)	Kekakuan Tingkat Lunak	Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan
2	928259,307	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	1917406,974	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

b. Analisis Linear *Time History*

Dalam Analisis Linear *Time History* (LTHA), parameter evaluasi kekakuan lateral struktur ditetapkan sebanding dengan Analisis Respons Spektrum, kekakuan lateral struktur tidak diperoleh secara langsung dari hasil analisis ETABS, melainkan dideterminasi melalui pendekatan analitis, dengan memformulasikan rasio antara gaya geser pada setiap tingkat (V) terhadap simpangan maksimum (Δ_{max}). Evaluasi ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan ditentukan berdasarkan persamaan berikut, dengan menggunakan rekaman gempa Superstition Hills-02 sebagai contoh representatif dalam penerapan metode analisis.

Gaya geser arah X pada tingkat 2 (V_{X2}) = 17889,217 kN

simpangan maksimum arah X pada tingkat 2 (Δ_{max}) = 0,019 m

Kekakuan arah X pada tingkat 2 (k_2)

$$\begin{aligned}
 \text{Kekakuan arah X pada tingkat 2 } (k_2) &= \frac{V_X}{\Delta_{max}} \\
 &= \frac{17889,217}{0,019} \\
 &= 949130,783 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Kekakuan pada tingkat 3 (k_3) = 720122,856 kN/m

Kekakuan pada tingkat 4 (k_4) = 692652,515 kN/m

$$\text{Kekakuan pada tingkat 5} = 656781,907 \text{ kN/m} \\ (k_5)$$

$$\text{Evaluasi ketidakberaturan} = 70\% \times k_3$$

Kekakuan Tingkat Lunak
arah X pada tingkat 2

$$\begin{aligned} &= 70\% \times 720122,856 \\ &= 504085,999 \text{ kN/m} \\ &= 949130,8 > 504086,0 \text{ (Tidak terindikasi)} \end{aligned}$$

atau

$$\text{Evaluasi ketidakberaturan} = 80\% \times \left(\frac{k_3 + k_4 + k_5}{3} \right)$$

Kekakuan Tingkat Lunak
arah X pada tingkat 2

$$\begin{aligned} &= 80\% \times \left(\frac{720122,9 + 692652,5 + 656781,9}{3} \right) \\ &= 551881,941 \text{ kN/m} \\ &= 949130,8 > 551881,9 \text{ (Tidak terindikasi)} \end{aligned}$$

$$\text{Evaluasi ketidakberaturan} = 60\% \times k_3$$

Kekakuan Tingkat Lunak
Berlebihan arah X pada
tingkat 2

$$\begin{aligned} &= 60\% \times 720122,856 \\ &= 432073,714 \text{ kN/m} \\ &= 949130,8 > 432073,7 \text{ (Tidak terindikasi)} \end{aligned}$$

atau

$$\text{Evaluasi ketidakberaturan} = 70\% \times \left(\frac{k_3 + k_4 + k_5}{3} \right)$$

Kekakuan Tingkat Lunak
Berlebihan arah X pada
tingkat 2

$$\begin{aligned} &= 70\% \times \left(\frac{720122,9 + 692652,5 + 656781,9}{3} \right) \\ &= 482896,698 \text{ kN/m} \\ &= 949130,8 > 482896,7 \text{ (Tidak terindikasi)} \end{aligned}$$

Rekapitulasi hasil evaluasi ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan berdasarkan Analisis Linear *Time History* ditampilkan pada Tabel 5.29 hingga Tabel 5.30 berikut.

Tabel 5.29 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan Arah X Berdasarkan Analisis Hasil Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02			Imperial Valley-06			Tottori		
	Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan		Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan		Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan	
	(kN)	Tingkat Lunak	Tingkat Lunak Berlebihan	(kN)	Tingkat Lunak	Tingkat Lunak Berlebihan	(kN)	Tingkat Lunak	Tingkat Lunak Berlebihan
10	317885,158	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	430592,547	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	527826,329	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	739465,538	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	627673,109	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	717101,713	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	758694,350	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	694671,150	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	709377,292	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	733522,005	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	661723,813	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	715240,824	terindikasi	Tidak terindikasi
6	654541,566	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	638410,653	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	603146,569	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	656781,907	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	654698,113	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	580368,986	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Lanjutan Tabel 5.29 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02			Imperial Valley-06			Tottori		
	Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan		Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan		Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan	
	(kN)	Tingkat Lunak	Tingkat Lunak Berlebihan	(kN)	Tingkat Lunak	Tingkat Lunak Berlebihan	(kN)	Tingkat Lunak	Tingkat Lunak Berlebihan
4	692652,515	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	682780,757	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	668931,670	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	720122,856	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	719447,950	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	833688,990	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	949130,783	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	931050,740	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1134107,845	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	2154267,688	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	2074925,225	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	2046791,623	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Tabel 5.30 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02			Imperial Valley-06			Tottori		
	Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan		Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan		Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan	
	(kN)	Tingkat Lunak	Tingkat Lunak Berlebihan	(kN)	Tingkat Lunak	Tingkat Lunak Berlebihan	(kN)	Tingkat Lunak	Tingkat Lunak Berlebihan
10	422950,174	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	417873,019	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	468254,881	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	787945,076	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	671769,627	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	776123,411	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	1005724,955	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1211177,798	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	888271,680	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	935586,121	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1139481,712	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	874006,524	terindikasi	Tidak terindikasi
6	739785,883	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1064891,225	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	842550,832	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	761122,986	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	989795,501	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	848928,224	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Lanjutan Tabel 5.30 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02			Imperial Valley-06			Tottori		
	Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan		Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan		Kekakuan	Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan	
	(kN)	Tingkat Lunak	Tingkat Lunak Berlebihan	(kN)	Tingkat Lunak	Tingkat Lunak Berlebihan	(kN)	Tingkat Lunak	Tingkat Lunak Berlebihan
4	815018,176	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1057791,465	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	843123,146	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	904831,170	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	934401,006	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	918462,236	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	1206010,565	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1157552,580	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	1183625,517	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	2468820,339	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	2311238,179	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	2419215,645	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

2. Ketidakberaturan Berat (Massa) Struktur

Ketidakberaturan berat (massa) ditinjau berdasarkan distribusi massa efektif pada setiap tingkat bangunan. Ketidakberaturan ini dinyatakan terjadi apabila massa efektif pada suatu tingkat melebihi 150% massa efektif tingkat di dekatnya, dengan pengecualian pada tingkat atap yang memiliki massa lebih ringan dibandingkan tingkat di bawahnya. Evaluasi ketidakberaturan berat ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

Massa bangunan pada = 1953429,390 kg

tingkat 1 (W_1)

Massa bangunan pada = 1942661,190 kg

tingkat 2 (W_2)

Massa bangunan pada = 1942661,190 kg

tingkat 3 (W_3)

Evaluasi ketidakberaturan = $W_2 < W_1 \times 1,5$

berat (massa) tingkat 2

terhadap tingkat 1

$$= 1942661,190 < 1953429,390 \times 1,5$$

$$= 1942661,190 < 2930144,085 \text{ (Tidak terindikasi)}$$

Evaluasi ketidakberaturan = $W_2 < W_3 \times 1,5$

berat (massa) tingkat 2

terhadap tingkat 3

$$= 1942661,190 < 1942661,190 \times 1,5$$

$$= 1834050,470 < 2913991,785 \text{ (Tidak terindikasi)}$$

Rekapitulasi hasil evaluasi Ketidakberaturan Massa Struktur ditampilkan pada Tabel 5.31 berikut.

Tabel 5.31 Evaluasi Ketidakberaturan Massa Struktur

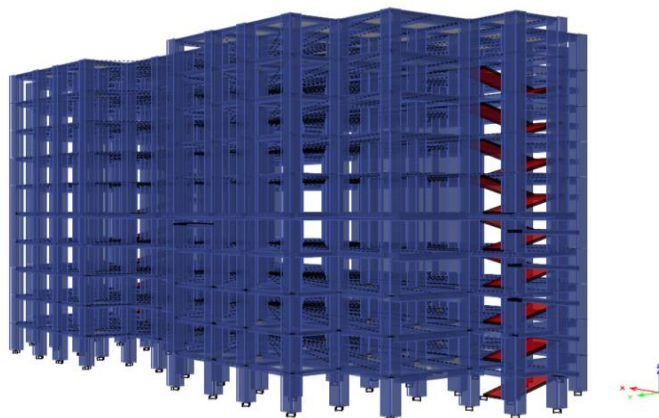
Tingkat	Massa	Evaluasi Ketidakberaturan Massa
	(kg)	
10	1601344,040	Tidak terindikasi

Lanjutan Tabel 5.31 Evaluasi Ketidakberaturan Massa Struktur

Tingkat	Massa	Evaluasi Ketidakberaturan Massa
	(kg)	
9	1796408,580	Tidak terindikasi
8	1834050,470	Tidak terindikasi
7	1834050,470	Tidak terindikasi
6	1834050,470	Tidak terindikasi
5	1834050,470	Tidak terindikasi
4	1834050,470	Tidak terindikasi
3	1834050,470	Tidak terindikasi
2	1834050,470	Tidak terindikasi
1	1844818,670	Tidak terindikasi

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

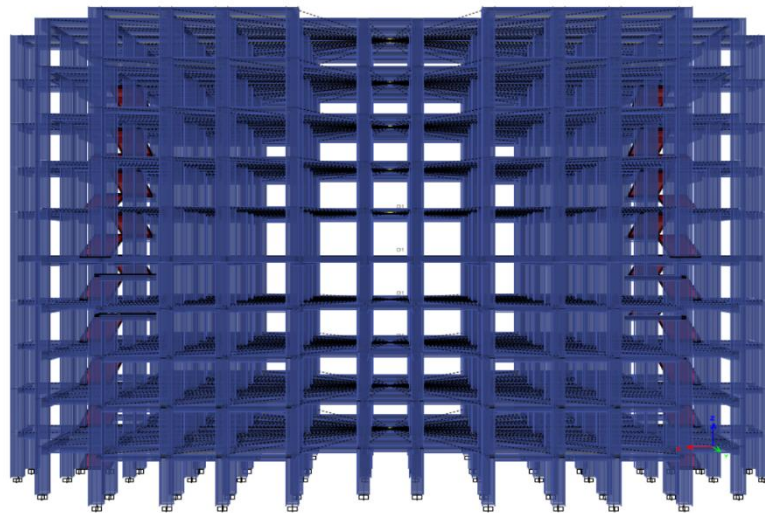
Ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan sebagai perubahan signifikan dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik antar tingkat, yang dinyatakan terjadi apabila dimensi horizontal pada suatu tingkat melebihi 130% dimensi horizontal tingkat di dekatnya. Berdasarkan gambar 5.28, hasil evaluasi konfigurasi struktur bangunan tidak menunjukkan ketidakberaturan geometri vertikal. Hal ini disebabkan oleh konfigurasi denah yang simetris dan penggunaan sistem rangka sebagai pemikul gaya seismik tanpa elemen dinding geser (*shear wall*), sehingga dimensi horizontal struktur relatif seragam pada setiap tingkat.



Gambar 5.28 Konfigurasi Geometri Vertikal Bangunan

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang didefinisikan sebagai pergeseran arah bidang elemen vertikal pemikul gaya lateral antar tingkat, kondisi ini terjadi apabila pergeseran tersebut melebihi panjang elemen atau disertai reduksi kekakuan elemen pada tingkat di bawahnya. Berdasarkan gambar 5.29, hasil evaluasi konfigurasi struktur menunjukkan bahwa bangunan tidak mengalami ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang. Kondisi ini disebabkan oleh tidak diterapkannya elemen dinding geser (*shear wall*), sehingga tidak terdapat pergeseran (*offset*) bidang elemen pemikul gaya lateral antar tingkat.



Gambar 5.29 Konfigurasi Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

5. Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakberaturan tingkat lemah dan tingkat lemah berlebihan didefinisikan sebagai penurunan kekuatan lateral yang signifikan antar tingkat. Tingkat lemah terjadi apabila kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya, sedangkan tingkat lemah berlebihan terjadi apabila kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat didefinisikan sebagai kekuatan total seluruh elemen

pemikul gaya seismik yang memikul geser tingkat pada arah yang ditinjau. Evaluasi ketidakberaturan tingkat lemah dan tingkat lemah berlebihan dilakukan berdasarkan persamaan pada pendekatan numerik berikut.

a. Analisis Respons Spektrum

Kekuatan lateral tingkat 2 = 9311,392 kN

($V_{X,2}$)

Kekuatan lateral tingkat 3 = 8706,718 kN

($V_{X,3}$)

Evaluasi Ketidakberaturan = $V_{X,2} > 80\% \times V_{X,3}$

tingkat lemah pada tingkat

2 terhadap tingkat 3

$$= 9311,392 > 80\% \times 8706,718$$

$$= 9311,392 > 6965,374 \text{ (Tidak terindikasi)}$$

Evaluasi Ketidakberaturan = $V_{X,2} > 65\% \times V_{X,3}$

tingkat lemah berlebihan

pada tingkat 2 terhadap

tingkat 3

$$= 9311,392 > 65\% \times 8706,718$$

$$= 9311,392 > 5659,367 \text{ (Tidak terindikasi)}$$

Rekapitulasi hasil evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan berdasarkan Analisis Respons Spektrum ditampilkan pada Tabel 5.32 hingga Tabel 5.33 berikut.

Tabel 5.32 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum

Tingkat	Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan	
	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan
10	2012,865	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Lanjutan Tabel 5.32 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum

Tingkat	Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan	
	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan
9	3807,654	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	5047,188	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	5924,805	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
6	6620,325	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	7284,694	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
4	7991,595	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	8706,718	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	9311,392	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	9625,415	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Tabel 5.33 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum

Tingkat	Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan	
	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan
10	2010,288	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	3989,348	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	5462,938	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	6577,762	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
6	7484,117	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	8308,832	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
4	9114,937	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	9872,727	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	10477,263	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	10777,745	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

b. Analisis Linear *Time History*

Evaluasi ketidakberaturan tingkat lemah dan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral antar tingkat pada analisis Linear *Time History* (LTHA) dilakukan menggunakan rekaman gempa Superstition Hills-02 sebagai contoh representatif dalam penerapan metode analisis, yang diformulasikan berdasarkan persamaan berikut

Kekuatan lateral tingkat 2 = 17889,217 kN

($V_{X,2}$)

Kekuatan lateral tingkat 3 = 15702,999 kN

($V_{X,3}$)

Evaluasi Ketidakberaturan = $V_{X,2} > 80\% \times V_{X,3}$

tingkat lemah pada tingkat

2 terhadap tingkat 3

$$= 17889,217 > 80\% \times 15702,999$$

$$= 17889,217 > 12562,399 \text{ (Tidak terindikasi)}$$

Evaluasi Ketidakberaturan = $V_{X,2} > 65\% \times V_{X,3}$

tingkat lemah berlebihan

pada tingkat 2 terhadap

tingkat 3

$$= 17889,217 > 65\% \times 15702,999$$

$$= 17889,217 > 10206,949 \text{ (Tidak terindikasi)}$$

Rekapitulasi hasil evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan berdasarkan Analisis Respons Spektrum ditampilkan pada Tabel 5.34 hingga Tabel 5.35 berikut.

**Tabel 5.34 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Linear
Time History**

Tingkat	Superstition Hills-02			Imperial Valley-06			Tottori		
	Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan		Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan		Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan	
	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan
10	3919,524	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	3489,522	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	3704,813	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	7907,105	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	6463,150	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	6197,193	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	10460,119	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	8832,049	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	7503,793	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	12350,310	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	9614,847	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	9334,608	terindikasi	Tidak terindikasi
6	12503,053	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	10103,487	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	9053,230	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	13395,067	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	11173,078	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	9783,280	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Lanjutan Tabel 5.34 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan Arah X Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Tingkat	Superstition Hills-02			Imperial Valley-06			Tottori		
	Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan		Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan		Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan	
	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan
4	14666,917	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	12759,124	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	11718,345	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	15702,999	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	14160,894	Tidak terindikasi	terindikasi	13955,120	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	17889,217	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	15853,932	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	15353,552	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	19121,280	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	16344,186	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	15637,488	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

**Tabel 5.35 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear
Time History**

Tingkat	Superstition Hills-02			Imperial Valley-06			Tottori		
	Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan		Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan		Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan	
	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan
10	3395,444	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	3823,956	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	3573,253	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	6584,857	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	7298,777	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	7326,605	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	10059,261	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	10408,862	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	10027,699	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	12080,288	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	12087,622	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	11387,431	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
6	11885,400	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	13167,380	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	13061,223	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	13602,790	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	13421,627	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	14666,084	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Lanjutan Tabel 5.35 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan Arah Y Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

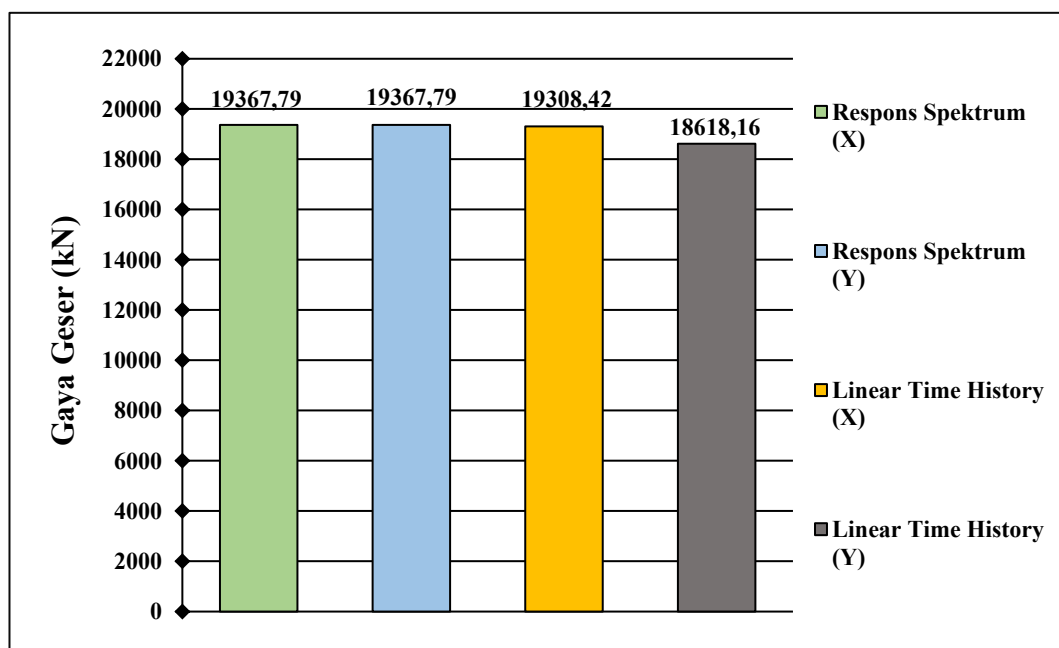
Tingkat	Superstition Hills-02			Imperial Valley-06			Tottori		
	Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan		Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan		Kekuatan Lateral	Evaluasi Ketidakberaturan	
	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan	(kN)	Tingkat Lemah	Kekakuan Tingkat Lemah Berlebihan
4	14976,774	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	14623,967	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	15062,395	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	16239,005	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	16154,859	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	15808,572	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	17693,381	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	17248,691	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	17440,722	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	18619,843	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	17156,321	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	18185,244	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

5.6 Analisis Komparatif Berdasarkan Respons Struktur

Analisis komparatif berdasarkan respons struktur dilakukan untuk mengevaluasi perbedaan respons seismik struktur yang diperoleh dari Analisis Respons Spektrum dan Analisis Linear *Time History* (LTHA) dengan tujuan menilai konsistensi serta tingkat konservatisme kedua metode dalam merepresentasikan perilaku struktur terhadap beban seismik. Perbandingan difokuskan pada parameter utama yang meliputi gaya geser dasar (*base shear*), perpindahan (*displacement*), ketidakberaturan struktur horizontal dan vertikal, simpangan antar tingkat (*story drift*), serta pengaruh efek P-Delta, sehingga implikasi terhadap kinerja dan stabilitas struktur dapat diidentifikasi secara komprehensif.

5.6.1 Evaluasi Komparatif Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Perbandingan gaya geser dasar antara Analisis Respons Spektrum dan Analisis Linear *Time History* (LTHA) dilakukan untuk menilai kesesuaian tingkat gaya seismik yang dihasilkan oleh kedua metode serta kecenderungan konservatif dalam respons struktur. Hasil perbandingan gaya geser dasar pada arah X dan Y ditampilkan pada Gambar 5.30 berikut.



Gambar 5.30 Diagram Gaya Geser Dasar (*Base Shear*) Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear *Time History*

Berdasarkan Gambar 5.30, gaya geser dasar (*base shear*) yang diperoleh dari hasil Analisis Respons Spektrum secara konsisten lebih besar dibandingkan dengan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) pada kedua arah pembebanan. Gaya geser dasar hasil Analisis Respons Spektrum pada arah X dan Y menunjukkan besaran yang identik, sebesar 19367,79 kN. Perbedaan gaya geser dasar terhadap Analisis Linear *Time History* (LTHA) pada arah X relatif sangat kecil, dengan selisih sekitar 0,31%, sedangkan pada arah Y perbedaan gaya geser dasar tercatat lebih signifikan, sebesar 4,03%. Berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) gaya geser dasar tercatat sebesar 19308,42 kN pada arah X dan 18618,16 kN pada arah Y. Secara keseluruhan, gaya geser dasar hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) lebih rendah dibandingkan dengan Analisis Respons Spektrum pada kedua arah pembebanan.

5.6.2 Evaluasi Komparatif Perpindahan Struktur (*Displacement*)

Perpindahan struktur (*displacement*) yang dihasilkan oleh kedua metode analisis dibandingkan sebagai indikator kinerja deformasi global struktur. Perbedaan respons mencerminkan variasi karakteristik deformasi dan kecenderungan fleksibilitas struktur akibat beban gempa. Evaluasi komparatif perpindahan struktur diuraikan pada Tabel 5.36 berikut.

**Tabel 5.36 Perpindahan Struktur (*Displacement*) pada Arah X dan Y
Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear *Time History***

Tingkat	Tinggi Tingkat	Respons Spektrum		Linear <i>Time History</i>	
	<i>h</i>	δ_x	δ_y	δ_x	δ_y
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
10	4000	88,479	76,410	158,519	125,395
9	4000	83,729	73,005	148,238	119,795
8	4000	77,834	68,270	136,178	112,211
7	4000	70,332	62,047	122,751	102,280
6	4000	61,279	54,386	107,024	89,817

Lanjutan Tabel 5.36 Perpindahan Struktur (*Displacement*) pada Arah X dan Y Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear *Time History*

Tingkat	Tinggi Tingkat	Respons Spektrum		Linear <i>Time History</i>	
	<i>h</i>	δ_x	δ_y	δ_x	δ_y
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
5	4000	50,801	45,418	88,719	75,022
4	4000	39,152	35,345	68,465	58,256
3	4000	26,813	24,530	47,901	40,206
2	4000	14,720	13,717	26,909	22,299
1	4000	4,663	4,467	8,695	7,270

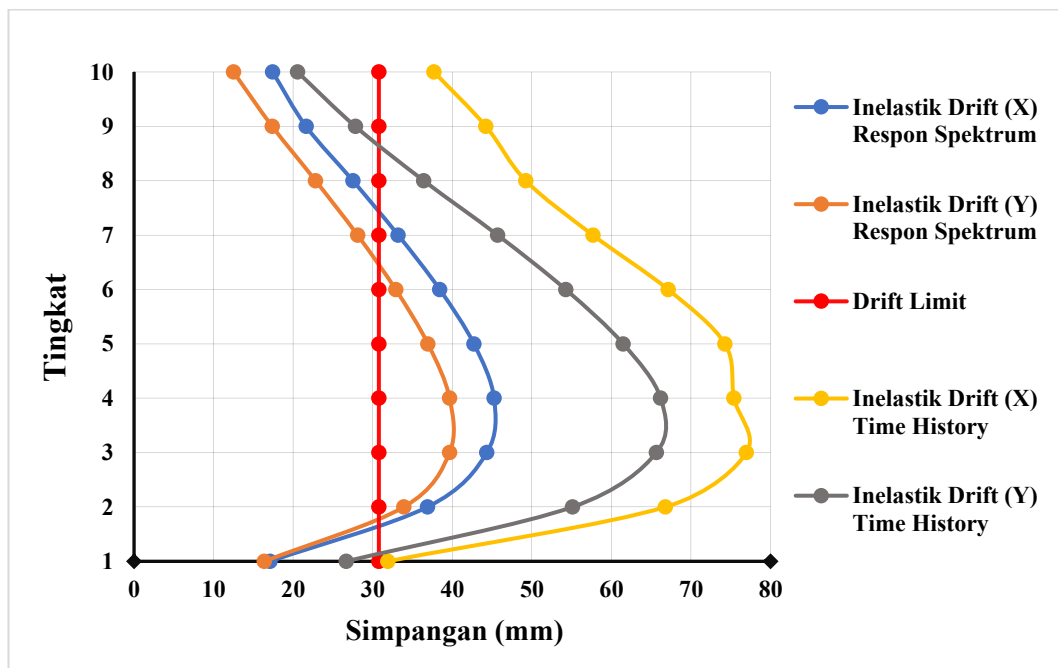
Berdasarkan Tabel 5.36, hasil analisis perpindahan struktur (*displacement*) menunjukkan bahwa hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) menghasilkan perpindahan yang lebih besar dibandingkan dengan Analisis Respons Spektrum pada kedua arah pembebanan. Berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) pada arah X, perpindahan maksimum tercatat sebesar 158,519 mm pada tingkat teratas, sedangkan pada hasil Analisis Respons Spektrum tercatat sebesar 88,479 mm. Berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) Pada arah Y, perpindahan maksimum diperoleh sebesar 125,395 mm sedangkan pada hasil Analisis Respons Spektrum tercatat sebesar 76,410 mm. Pada tingkat dasar, besaran perpindahan relatif lebih kecil, berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA), perpindahan tercatat sebesar 8,695 mm pada arah X dan 7,270 mm pada arah Y. Sementara itu, berdasarkan hasil Analisis Respons Spektrum, perpindahan yang diperoleh lebih kecil, yaitu sebesar 4,663 mm pada arah X dan 4,467 mm pada arah Y. Hal ini menunjukkan pengaruh kekakuan struktur masih dominan pada zona dasar bangunan. Secara umum, distribusi perpindahan meningkat secara bertahap seiring bertambahnya ketinggian bangunan, mencerminkan respons deformasi global struktur akibat pembebanan gempa.

5.6.3 Evaluasi Komparatif Simpangan Antar Tingkat (*Story Drift*)

Simpangan antar tingkat (*story drift*) yang dihasilkan kedua metode analisis dibandingkan sebagai parameter utama kinerja struktur terhadap gempa. Evaluasi difokuskan terhadap pemenuhan batas simpangan antar tingkat yang dipersyaratkan berdasarkan ketentuan desain seismik yang berlaku. Hasil Evaluasi perbandingan simpangan antar tingkat dapat dilihat berdasarkan Tabel 5.37 dan Gambar 5.31 berikut.

Tabel 5.37 Simpangan Antar Tingkat (*Story Drift*) pada Arah X dan Y Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear *Time History*

Tingkat	Tinggi Tingkat	Respons Spektrum		Linear <i>Time History</i>		Simpangan Antar Tingkat Izin
	h	Δ_{ix}	Δ_{iy}	Δ_{ix}	Δ_{iy}	Δ_a
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
10	4000	17,417	12,485	37,697	20,533	30,769
9	4000	21,615	17,362	44,220	27,808	30,769
8	4000	27,507	22,818	49,232	36,414	30,769
7	4000	33,194	28,090	57,666	45,698	30,769
6	4000	38,419	32,883	67,118	54,248	30,769
5	4000	42,713	36,934	74,265	61,475	30,769
4	4000	45,243	39,655	75,401	66,183	30,769
3	4000	44,341	39,648	76,971	65,659	30,769
2	4000	36,876	33,917	66,785	55,106	30,769
1	4000	17,098	16,379	31,882	26,657	30,769



Gambar 5.31 Grafik Distribusi Simpangan Antar Tingkat Inelastik Arah X dan Y Terhadap Batas Simpangan Izin Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum dan Linear *Time History*

Berdasarkan Tabel 5.37 dan Gambar 5.31, simpangan antar tingkat (*story drift*) berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) secara keseluruhan lebih besar dibandingkan dengan hasil Analisis Respons Spektrum pada kedua arah pembebanan. Pada arah X, simpangan antar tingkat maksimum berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) tercatat sebesar 76,971 mm pada tingkat ke-3, sedangkan hasil Analisis Respons Spektrum menunjukkan nilai maksimum sebesar 45,243 mm pada tingkat ke-4. Pada arah Y, simpangan antar tingkat maksimum berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) tercatat sebesar 66,183 mm pada tingkat ke-4, sementara hasil Analisis Respons Spektrum sebesar 39,655 mm pada tingkat yang sama. Pada tingkat dasar dan tingkat atas, simpangan antar tingkat relatif lebih kecil. Pada tingkat dasar, simpangan yang diperoleh berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) masing-masing sebesar 31,882 mm pada arah X dan 26,657 mm pada arah Y, sedangkan berdasarkan hasil Analisis Respons Spektrum diperoleh sebesar 17,098 mm pada arah X dan 16,379

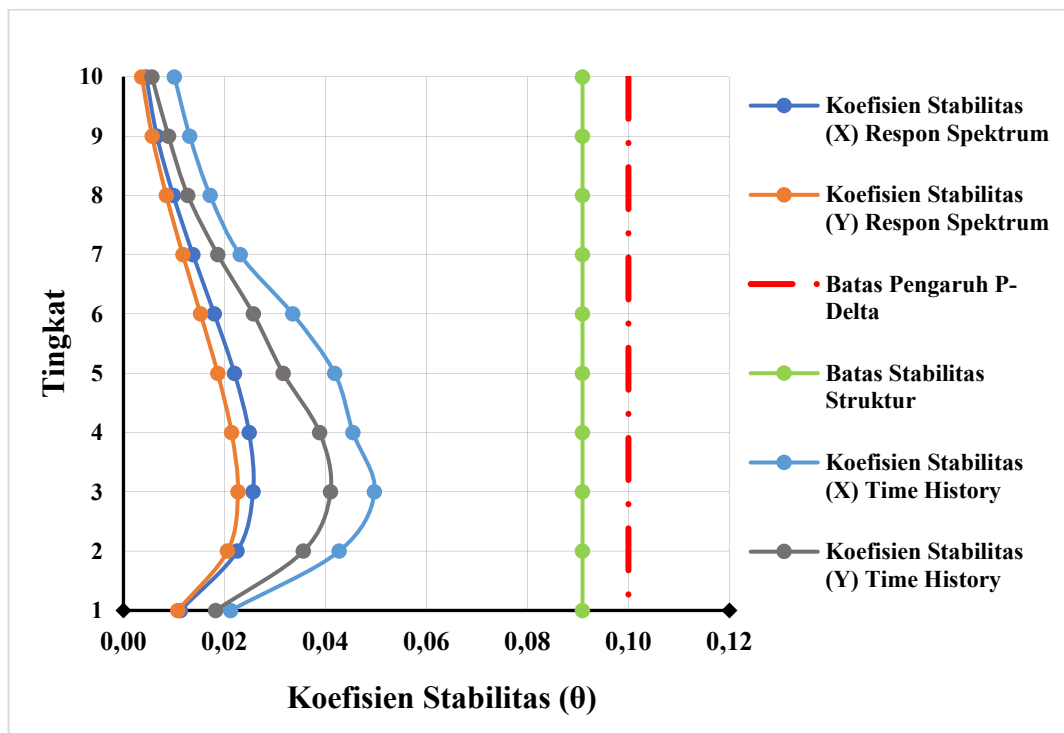
mm pada arah Y. Kemudian, pada tingkat atas, simpangan yang diperoleh berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) tercatat sebesar 37,697 mm pada arah X dan 20,533 mm pada arah Y, sementara berdasarkan hasil Analisis Respons Spektrum pada masing-masing arah tercatat sebesar 17,417 mm dan 12,485 mm. Secara umum, distribusi simpangan antar tingkat cenderung meningkat dari zona tingkat bawah hingga mencapai besaran maksimum pada tingkat menengah akibat berkurangnya kekakuan relatif dan meningkatnya akumulasi gaya inersia seiring bertambahnya ketinggian bangunan, kemudian mengalami penurunan pada tingkat di atasnya akibat berkurangnya massa efektif serta pengaruh kondisi batas pada tingkat atap yang membatasi deformasi relatif struktur.

5.6.4 Evaluasi Komparatif Pengaruh P-Delta (*P-Delta Effect*)

Pengaruh efek P-Delta dievaluasi melalui perbandingan hasil dari kedua metode analisis terhadap respons struktur akibat pembebanan seismik. Evaluasi ini bertujuan untuk menilai implikasi pengaruh P-Delta terhadap stabilitas global struktur serta potensi peningkatan respons deformasi. Hasil evaluasi perbandingan pengaruh P-Delta dapat dilihat berdasarkan Tabel 5.38 dan Gambar 5.32 berikut.

Tabel 5.38 Pengaruh P-Delta (*P-Delta Effect*) pada Arah X dan Y Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear *Time History*

Tingkat	Tinggi Tingkat	Respons Spektrum		Time History		Batas Koefisien Stabilitas Struktur	Batas Pengaruh P-Delta	Status
	h	θ_X	θ_Y	θ_X	θ_Y	θ_{Max}		
	(mm)							
10	4000	0,005	0,004	0,010	0,006	0,091	0,1	Stabil
9	4000	0,007	0,006	0,013	0,009	0,091	0,1	Stabil
8	4000	0,010	0,008	0,017	0,013	0,091	0,1	Stabil
7	4000	0,014	0,012	0,023	0,019	0,091	0,1	Stabil
6	4000	0,018	0,015	0,034	0,026	0,091	0,1	Stabil
5	4000	0,022	0,019	0,042	0,032	0,091	0,1	Stabil
4	4000	0,025	0,021	0,045	0,039	0,091	0,1	Stabil
3	4000	0,026	0,023	0,050	0,041	0,091	0,1	Stabil
2	4000	0,023	0,021	0,043	0,036	0,091	0,1	Stabil
1	4000	0,011	0,011	0,021	0,018	0,091	0,1	Stabil



Gambar 5.32 Distribusi Koefisien Stabilitas (θ) Antar Tingkat dengan Mempertimbangkan Pengaruh P-Delta pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum dan Linear *Time History*

Berdasarkan Tabel 5.38 dan Gambar 5.32, evaluasi pengaruh P-Delta menunjukkan bahwa besaran koefisien stabilitas struktur (θ) hasil Analisis Respons Spektrum dan Analisis Linear *Time History* (LTHA) pada kedua arah pembebanan berada di bawah batas 0,10 sesuai ketentuan SNI 1726:2019. Besaran maksimum koefisien stabilitas struktur secara keseluruhan terjadi pada tingkat ke-3, berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA), koefisien stabilitas tercatat sebesar 0,050 pada arah X dan 0,041 pada arah Y, sedangkan berdasarkan hasil Analisis Respons Spektrum pada masing-masing arah tercatat sebesar 0,026 pada arah X dan 0,023 pada arah Y. Pada tingkat atas, besaran koefisien stabilitas struktur menurun secara signifikan, berdasarkan hasil Analisis Linear *Time History* (LTHA) koefisien stabilitas pada zona tingkat teratas tercatat sebesar 0,010 pada arah X dan 0,006 pada arah Y. Sementara itu, pada tingkat yang sama berdasarkan hasil Analisis Respons Spektrum, koefisien stabilitas tercatat sebesar 0,005 pada arah X dan 0,004

pada arah Y. Secara umum, distribusi koefisien stabilitas struktur meningkat dari tingkat terbawah hingga mencapai maksimum pada tingkat menengah, kemudian menurun pada tingkat di atasnya. Hal ini menunjukkan bahwa kontribusi efek P-Delta masih terbatas akibat dominasi kekakuan struktur dan berkurangnya gaya aksial serta simpangan lateral.

5.6.5 Evaluasi Komparatif Ketidakberaturan Struktur (*Structural Irregularity*)

Evaluasi Ketidakberaturan struktur ditinjau secara horizontal dan vertikal berdasarkan respons yang dihasilkan dari kedua metode analisis. Evaluasi komparatif dilakukan untuk menilai konsistensi identifikasi ketidakberaturan struktur serta implikasinya terhadap perilaku seismik dan kinerja struktur.

1. Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan struktur secara horizontal dievaluasi berdasarkan kriteria ketidakberaturan denah dengan meninjau distribusi respons struktur akibat beban gempa. Evaluasi ini bertujuan untuk menilai kesesuaian identifikasi ketidakberaturan horizontal yang dihasilkan oleh analisis Respons Spektrum dan analisis Linear *Time History* (LTHA). Evaluasi ketidakberaturan horizontal pada kedua metode analisis diuraikan melalui Tabel 3.39 berikut.

Tabel 5.39 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum dan Linear *Time History*

Tingkat	Tinggi Tingkat	Respons Spektrum		Linear <i>Time History</i>	
	<i>h</i>	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
	(mm)				
10	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Lanjutan Tabel 5.39 Evaluasi Ketidakberaturan Torsi dan Torsi Berlebihan pada Arah X dan Y Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum dan Linear *Time History*

Tingkat	Tinggi Tingkat	Respons Spektrum		Linear <i>Time History</i>	
	<i>h</i>	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
	(mm)				
8	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
6	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
4	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Berdasarkan Tabel 5.39, evaluasi ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebihan pada arah X dan arah Y menunjukkan bahwa struktur tidak terindikasi mengalami ketidakberaturan torsi baik berdasarkan Analisis Respons Spektrum maupun Analisis Linear *Time History* (LTHA) berdasarkan ketiga jenis rekaman gempa. Pada seluruh tingkat bangunan, respons torsi yang diperoleh pada kedua arah pembebanan masih berada dalam batas yang dipersyaratkan sesuai ketentuan SNI 1726:2019, sehingga tidak memenuhi

kriteria terjadinya ketidakberaturan torsi maupun torsi berlebihan. Hasil analisis Respons Spektrum menunjukkan pola respons yang konsisten pada setiap tingkat, dengan tidak ditemukan peningkatan rasio torsi yang signifikan pada arah X maupun arah Y, dan kecenderungan yang sama juga ditunjukkan oleh hasil analisis *Linear Time History* (LTHA) yang berdasarkan pada ketiga jenis rekaman gempa.

2. Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan struktur secara vertikal dievaluasi berdasarkan peninjauan variasi respons struktur antar tingkat yang merefleksikan perubahan kekakuan dan distribusi massa sepanjang tinggi bangunan. Evaluasi ketidakberaturan vertikal pada kedua metode analisis diuraikan melalui Tabel 3.40 dan Tabel 3.41 berikut.

Tabel 5.40 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan pada Arah X dan Y Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan *Linear Time History*

Tingkat	Tinggi Tingkat	Respons Spektrum		<i>Linear Time History</i>	
	<i>h</i>	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
	(mm)				
10	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Lanjutan Tabel 5.40 Evaluasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebihan pada Arah X dan Y Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear *Time History*

Tingkat	Tinggi Tingkat	Respons Spektrum		Linear <i>Time History</i>	
	<i>h</i>	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
	(mm)				
6	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
4	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Berdasarkan Tabel 5.40, evaluasi ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan pada arah X dan Y menunjukkan bahwa struktur tidak terindikasi mengalami ketidakberaturan kekakuan vertikal, berdasarkan hasil Analisis Respons Spektrum serta Analisis Linear *Time History* (LTHA) pada ketiga jenis rekaman gempa. Hasil pemeriksaan pada seluruh tingkat bangunan secara konsisten menunjukkan status tidak terindikasi ketidakberaturan kekakuan pada kedua arah pembebanan, yang mengindikasikan bahwa rasio kekakuan antar tingkat masih memenuhi ketentuan SNI 1726:2019. Kondisi ini menunjukkan bahwa distribusi kekakuan lateral struktur relatif merata sepanjang tinggi bangunan dan tidak mengalami penurunan kekakuan yang signifikan secara mendadak.

Tabel 5.41 Evaluasi Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Tingkat Lemah Berlebihan pada Arah X dan Y Berdasarkan Analisis Respons Spektrum dan Linear *Time History*

Tingkat	Tinggi Tingkat	Respons Spektrum		Linear <i>Time History</i>	
	<i>h</i>	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
	(mm)				
10	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
9	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
8	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
7	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
6	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
5	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
4	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
3	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
2	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi
1	4000	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi	Tidak terindikasi

Berdasarkan Tabel 5.41, evaluasi ketidakberaturan tingkat lemah dan tingkat lemah berlebihan pada arah X dan Y menunjukkan bahwa struktur tidak terindikasi mengalami ketidakberaturan kekuatan vertikal, berdasarkan hasil

Analisis Respons Spektrum serta Analisis Linear *Time History* (LTHA) dengan menggunakan ketiga jenis rekaman gempa. Hasil pemeriksaan pada seluruh tingkat bangunan secara konsisten menunjukkan status tidak terindikasi ketidakberaturan tingkat lemah maupun tingkat lemah berlebihan pada kedua arah pembebanan, yang mengindikasikan bahwa rasio kekuatan antar tingkat masih memenuhi ketentuan SNI 1726:2019. Kondisi ini menunjukkan bahwa distribusi kekuatan lateral struktur relatif merata sepanjang tinggi bangunan dan tidak mengalami penurunan kapasitas yang signifikan secara tiba-tiba pada tingkat tertentu.

5.7 Evaluasi Tingkat Kinerja Struktur Berdasarkan ATC – 40

Evaluasi tingkat kinerja struktur pada penelitian ini dilakukan berdasarkan pada ATC-40 (*Applied Technology Council 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*), sebagai pedoman teknis dalam penilaian kinerja seismik bangunan beton bertulang. ATC-40 mengklasifikasikan tingkat kinerja struktur berdasarkan respons simpangan global dan inelastik, yang direpresentasikan melalui parameter *maximum total drift ratio* dan *maximum inelastic drift ratio*. Parameter tersebut digunakan untuk mengidentifikasi tingkat kerusakan dan tingkat kinerja struktur sebagaimana ditetapkan pada Tabel 3.18 dan Tabel 3.19. Pemilihan ATC-40 didasarkan pada kesesuaiannya dengan pendekatan analisis linier yang digunakan dalam penelitian ini, sehingga evaluasi tingkat kinerja struktur dapat dilakukan secara konsisten berdasarkan hasil Analisis Respons Spektrum dan Analisis Linear *Time History* (LTHA).

5.7.1 Tingkat Kinerja Struktur Berdasarkan Hasil Analisis Respons Spektrum

Hasil Analisis Respons Spektrum digunakan untuk mengevaluasi tingkat kinerja struktur berdasarkan perpindahan maksimum akibat gempa rencana. Evaluasi dilakukan pada arah X dan arah Y dengan meninjau perpindahan pada tingkat teratas bangunan (tingkat ke-10) sebagai representasi simpangan global maksimum, yang diuraikan pada Tabel 5.13. Besaran *drift ratio* yang diperoleh selanjutnya diklasifikasikan ke dalam tingkat kinerja struktur yang telah ditetapkan

pada Tabel 3.19 berdasarkan kriteria ATC-40. Berdasarkan klasifikasi tersebut, evaluasi tingkat kinerja struktur dapat ditentukan sebagai berikut.

1. *Maximum Drift Ratio* pada Arah X Berdasarkan ATC – 40

$$\begin{aligned}
 \delta x_{max} &= 88,479 \text{ mm} \\
 &= 0,088 \text{ m} \\
 \text{Tinggi total bangunan } (H_{total}) &= 40 \text{ m} \\
 \text{Maximum Drift Ratio} &= \frac{\delta x_{max}}{H_{total}} \\
 &= \frac{0,088}{40} \\
 &= 0,0022
 \end{aligned}$$

2. *Maximum Drift Ratio* pada Arah Y Berdasarkan ATC – 40

$$\begin{aligned}
 \delta y_{max} &= 76,410 \text{ mm} \\
 &= 0,076 \text{ m} \\
 \text{Tinggi total bangunan } (H_{total}) &= 40 \text{ m} \\
 \text{Maximum Drift Ratio} &= \frac{\delta y_{max}}{H_{total}} \\
 &= \frac{0,076}{40} \\
 &= 0,0019
 \end{aligned}$$

3. *Maximum Inelastic Drift Ratio* pada Arah X Berdasarkan ATC – 40

$$\begin{aligned}
 \delta x_{max} &= 88,479 \text{ mm} \\
 &= 0,088 \text{ m} \\
 \delta x_{yield} &= 4,663 \text{ mm} \\
 &= 0,005 \text{ m} \\
 \text{Tinggi total bangunan } (H_{total}) &= 40 \text{ m} \\
 \text{Maximum Inelastic Drift Ratio} &= \frac{\delta_{max} - \delta_{yield}}{H_{total}} \\
 &= \frac{0,088 - 0,005}{40} \\
 &= 0,0021
 \end{aligned}$$

4. *Maximum Inelastic Drift Ratio* pada Arah Y Berdasarkan ATC - 40

$$\delta y_{max} = 76,410 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,076 \text{ m} \\
\delta_{yield} &= 4,467 \text{ mm} \\
&= 0,004 \text{ m} \\
\text{Tinggi total bangunan } (H_{total}) &= 40 \text{ m} \\
\text{Maximum Inelastic Drift} &= \frac{\delta_{max} - \delta_{yield}}{H_{total}} \\
\text{Ratio} &= \frac{0,076 - 0,004}{40} \\
&= 0,0018
\end{aligned}$$

5.7.2 Tingkat Kinerja Struktur Berdasarkan Hasil Analisis Linear *Time History*

Penentuan tingkat kinerja struktur berdasarkan hasil analisis Linear *Time History* (LTHA) dilakukan dengan meninjau perpindahan maksimum struktur selama durasi pembebanan gempa. Evaluasi dilakukan pada arah X dan arah Y berdasarkan pada hasil analisis perpindahan lateral dari ketiga rekaman gempa sebagaimana ditampilkan pada Tabel 5.19 dan Tabel 5.20 untuk memperoleh besaran *drift ratio*. Parameter tersebut selanjutnya diklasifikasikan ke dalam tingkat kinerja struktur yang telah ditetapkan pada Tabel 3.19 sesuai kriteria ATC-40. Pendekatan ini mempertimbangkan karakteristik temporal dan komposisi frekuensi dari masing-masing rekaman gempa, sehingga mampu merepresentasikan respons dinamik struktur secara lebih komprehensif dibandingkan dengan metode berbasis respons spektrum. Berdasarkan hasil evaluasi tersebut, tingkat kinerja struktur dapat ditentukan sebagai berikut.

1. *Maximum Drift Ratio* pada Arah X Berdasarkan ATC – 40

$$\begin{aligned}
\delta_{max} &= 158,519 \text{ mm} \\
&= 0,159 \text{ m} \\
\text{Tinggi total bangunan } (H_{total}) &= 40 \text{ m} \\
\text{Maximum Drift Ratio} &= \frac{\delta_{max}}{H_{total}} \\
&= \frac{0,159}{40} \\
&= 0,0040
\end{aligned}$$

2. *Maximum Drift Ratio* pada Arah Y Berdasarkan ATC – 40

$$\begin{aligned}
\delta_{max} &= 125,395 \text{ mm} \\
&= 0,125 \text{ m} \\
\text{Tinggi total bangunan } (H_{total}) &= 40 \text{ m} \\
\text{Maximum Drift Ratio} &= \frac{\delta_{max}}{H_{total}} \\
&= \frac{0,125}{40} \\
&= 0,0031
\end{aligned}$$

3. *Maximum Inelastic Drift Ratio* pada Arah X Berdasarkan ATC – 40

$$\begin{aligned}
\delta_{max} &= 158,519 \text{ mm} \\
&= 0,159 \text{ m} \\
\delta_{yield} &= 8,695 \text{ mm} \\
&= 0,009 \text{ m} \\
\text{Tinggi total bangunan } (H_{total}) &= 40 \text{ m} \\
\text{Maximum Inelastic Drift Ratio} &= \frac{\delta_{max} - \delta_{yield}}{H_{total}} \\
&= \frac{0,159 - 0,009}{40} \\
&= 0,0037
\end{aligned}$$

4. *Maximum Inelastic Drift Ratio* pada Arah Y Berdasarkan ATC - 40

$$\begin{aligned}
\delta_{max} &= 125,395 \text{ mm} \\
&= 0,125 \text{ m} \\
\delta_{yield} &= 7,270 \text{ mm} \\
&= 0,007 \text{ m} \\
\text{Tinggi total bangunan } (H_{total}) &= 40 \text{ m} \\
\text{Maximum Inelastic Drift Ratio} &= \frac{\delta_{max} - \delta_{yield}}{H_{total}} \\
&= \frac{0,125 - 0,007}{40} \\
&= 0,0030
\end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis dinamik struktur, perbandingan tingkat kinerja struktur (*performance level*) berdasarkan hasil Analisis Respons Spektrum dan Linear *Time*

History (LTHA) diuraikan dalam tabel 5.42, yang menunjukkan hasil klasifikasi level kinerja struktur untuk masing-masing metode analisis.

Tabel 5.42 Evaluasi Tingkat Kinerja Struktur Berdasarkan Analisis Respons Spektrum (RSA) dan Linear *Time History* (LTHA)

Parameter	Respons Spektrum	Linear <i>Time History</i>	<i>Drift Limit</i>	Tingkat Kinerja
<i>Maximum Drift Ratio</i> (X)	0,0022	0,0040	0,01	<i>Immediate Occupancy</i>
<i>Maximum Drift Ratio</i> (Y)	0,0019	0,0031	0,01	<i>Immediate Occupancy</i>
<i>Maximum Inelastic Drift Ratio</i> (X)	0,0021	0,0037	0,005	<i>Immediate Occupancy</i>
<i>Maximum Inelastic Drift Ratio</i> (Y)	0,0018	0,0030	0,005	<i>Immediate Occupancy</i>

Berdasarkan hasil evaluasi kinerja seismik pada Tabel 5.42, struktur menunjukkan memenuhi kriteria *Immediate Occupancy* (IO) dengan seluruh parameter *drift ratio* secara konsisten berada di bawah batas izin *drift limit* sebesar 0,01. hasil evaluasi mengindikasikan adanya disparitas respons yang signifikan antara kedua metode. Analisis *Linear Time History* (LTHA) menghasilkan simpangan yang lebih konservatif dibandingkan Analisis Respons Spektrum, dengan deviasi pada *maximum drift ratio* tercatat sebesar 81,8% dan 63,2% pada arah X dan Y, serta 76,2% dan 66,7% pada *maximum inelastic drift ratio* pada arah X dan Y. Perbedaan ini menunjukkan bahwa rekaman terakan tanah pada Analisis *Linear Time History* (LTHA) mampu merepresentasikan perilaku dinamis struktur secara lebih komprehensif dibandingkan pendekatan spektral. Meskipun demikian, kinerja struktur tetap berada pada kondisi sangat memadai, dengan mempertimbangkan bahwa *maximum Drift Ratio* sebesar 0,0040 hanya memanfaatkan sekitar 40% dari kapasitas *drift limit* yang ditetapkan.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Penelitian ini mengevaluasi kinerja seismik bangunan gedung beton bertulang 10 tingkat dengan sistem rangka pemikul momen khusus melalui evaluasi komparatif antara metode Analisis Respons Spektrum dan Analisis Linear *Time History* (LTHA). Berdasarkan evaluasi terhadap parameter respons struktur utama, diperoleh kesimpulan sebagai berikut.

1. Analisis Respons Spektrum menghasilkan gaya geser dasar yang lebih besar dibandingkan Analisis Linear *Time History* (LTHA) pada arah X dan Y. Perbedaan pada arah X relatif kecil, sedangkan pada arah Y lebih besar sehingga menunjukkan sensitivitas respons yang lebih tinggi terhadap metode analisis. Hal ini menunjukkan bahwa Analisis Respons Spektrum memberikan estimasi gaya gempa yang lebih konservatif, terutama pada arah Y yang menjadi arah kritis.
2. Perpindahan lateral dan simpangan antar tingkat hasil LTHA secara konsisten lebih besar dibandingkan hasil Analisis Respons Spektrum pada seluruh tingkat bangunan. Simpangan antar tingkat maksimum dari kedua metode melampaui batas izin SNI 1726:2019, sehingga struktur tidak memenuhi persyaratan batas layan deformasi. Zona tingkat menengah teridentifikasi sebagai area kritis karena mengalami simpangan antar tingkat terbesar dan akumulasi deformasi lateral yang paling signifikan.
3. Koefisien stabilitas struktur (θ) dari Analisis Respons Spektrum dan LTHA berada di bawah batas 0,10 sesuai SNI 1726:2019. Nilai θ maksimum masih berada di bawah batas kontrol 0,091, sehingga efek P-Delta tidak menimbulkan ketidakstabilan global. Dengan demikian, pengaruh P-Delta pada struktur dapat dianggap terkendali dan tidak memerlukan langkah perkuatan tambahan terkait stabilitas global.

4. Evaluasi ketidakberaturan menunjukkan bahwa sebagian besar parameter ketidakberaturan horizontal dan vertikal tidak teridentifikasi, sehingga struktur tergolong reguler terhadap respons torsi dan distribusi kekakuan maupun kekuatan lateral. Ketidakberaturan sudut dalam hanya terdeteksi pada arah Y, sehingga mengharuskan peningkatan gaya desain diafragma sebesar 25% pada sambungan diafragma, elemen kolektor, dan sambungannya ke elemen vertikal sesuai SNI 1726:2019. Kondisi ini tetap memungkinkan distribusi gaya lateral yang efektif karena tidak terdapat ketidakberaturan akibat diskontinuitas diafragma, pergeseran elemen vertikal, maupun ketidakberaturan massa dan tingkat lemah.
5. Evaluasi kinerja seismik menunjukkan bahwa struktur memenuhi tingkat kinerja Immediate Occupancy (IO) berdasarkan ATC-40 untuk kedua metode analisis. Nilai maximum drift ratio dan maximum inelastic drift ratio dari Analisis Respons Spektrum dan LTHA seluruhnya berada di bawah batas 0,01 yang dipersyaratkan. Walaupun LTHA menghasilkan nilai drift yang lebih tinggi dan lebih konservatif, kapasitas deformasi struktur masih jauh dari batas maksimum, sehingga fungsi utama bangunan pascagempa dapat tetap berlangsung dengan kerusakan struktural yang minimal.

6.2 Saran

Berdasarkan hasil evaluasi kinerja seismik struktur yang telah dilakukan serta keterbatasan dalam lingkup dan metode penelitian ini, beberapa saran berikut diajukan sebagai rekomendasi untuk pengembangan penelitian selanjutnya maupun penerapan praktis dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan tahan gempa.

1. Penelitian selanjutnya disarankan untuk mengembangkan analisis nonlinier lanjutan, seperti *Non-linear Static Pushover* atau *Non-linear Time History Analysis*, untuk memperoleh representasi yang lebih komprehensif terhadap perilaku pasca-elastik dan mekanisme kerusakan struktur.
2. Berdasarkan hasil evaluasi yang menunjukkan adanya simpangan antar tingkat yang relatif besar pada beberapa tingkat menengah struktur, disarankan untuk melakukan upaya pengendalian respons lateral struktur melalui peningkatan kekakuan sistem struktur atau penerapan sistem peredam energi.

3. Penelitian lanjutan disarankan menggunakan rekaman gempa dengan keragaman yang lebih besar, baik dari aspek karakteristik spektral maupun skala intensitas pembebanan, untuk mengevaluasi sensitivitas respons struktur terhadap variasi karakteristik input gempa.
4. Kajian lanjutan mengenai pengaruh efek P-Delta perlu dikembangkan pada konfigurasi bangunan yang lebih tinggi atau dengan rasio tinggi terhadap dimensi lateral yang lebih besar untuk memastikan stabilitas global struktur pada kondisi pembebanan ekstrem.
5. Pendekatan evaluasi berbasis peraturan disarankan untuk dikombinasikan dengan pendekatan berbasis kinerja sehingga penilaian kinerja seismik struktur dapat dilakukan secara lebih komprehensif dan aplikatif.

DAFTAR PUSTAKA

- Anggraeni, R., 2020. Analisis Struktur Tahan Gempa Hotel Santika Tasikmalaya dengan Metode Analisis Statik dan Dinamik Time History. *JITSi: Jurnal Ilmiah Teknik Sipil*, 1(1), pp.32-42.
- Annisa, A., 2020. Perbandingan Beban Gempa Rencana Hasil Analisis Menggunakan Metode Statik Ekvivalen dan Respon Spektrum Berdasarkan SNI 1726-2012. *Jurnal Sains dan Teknologi Tadulako*, 6(1), pp.33-47.
- Badan Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika. (2019). *Katalog Gempabumi Signifikan dan Merusak 1821-2018*. Retrieved from BMKG Kalbar: https://kalbar.bmkg.go.id/images/gempabumi/katalog_gempabumi/Katalog-Gempabumi-Signifikan-dan-Merusak-1821-2018.pdf
- Badan Perencanaan Pembangunan Nasional. (2006, Juni). *Penilaian Awal Kerusakan dan Kerugian: Bencana Alam Yogyakarta dan Jawa Tengah*. Retrieved from World Bank Document Repository: <https://documents1.worldbank.org/curated/en/209611468269394159/pdf/407120INDONESIA1ogya1Bahasa01PUBLIC1.pdf>
- Badan Pusat Statistik Kabupaten Bantul. (2024). *Kecamatan Kretek Dalam Angka 2024*. Bantul: BPS Kabupaten Bantul. Retrieved from <https://bantulkab.bps.go.id/id/publication/2024/09/26/bcf9d5e6a76e2e49cf8341ea/kecamatan-kretek-dalam-angka-2024.html>
- Badan Standardisasi Nasional, 2019. SNI 1726-2019: Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional, 2020. SNI 1727-2020: Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional, 2019. SNI 2847-2019: Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Council, A. T., 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Volumes 1 and 2 (Report No. ATC-40) ed. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (4th ed.). New Jersey: Pearson.
- Dinas Kependudukan dan Pencatatan Sipil Kabupaten Bantul. (2024). *Buku Data Agregat Kependudukan Kabupaten Bantul Semester II Tahun 2024*. Bantul: Disdukcapil Kabupaten Bantul. Retrieved from

<https://disdukcapil.bantulkab.go.id/hal/publikasi-data-kependudukan-data-agregat>

Gubernur Daerah Istimewa Yogyakarta. (2023). *Peraturan Daerah Daerah Istimewa Yogyakarta Nomor 10 Tahun 2023 tentang Rencana Tata Ruang Wilayah Daerah Istimewa Yogyakarta Tahun 2023-2043*. Yogyakarta: Pemerintah Daerah Daerah Istimewa Yogyakarta. Retrieved from <https://jdih.jogjaprov.go.id/hukum/peraturan-daerah-daerah-istimewa-yogyakarta-nomor-10-tahun-2023-tentang-rencana-tata-ruang-wilayah-d>

Hasan, A., & Astira, I. F. (2013). Analisis Perbandingan Simpangan Lateral Bangunan Tinggi dengan Variasi Bentuk dan Posisi Dinding Geser. *Jurnal Teknik Sipil dan Lingkungan*, 47-56.

Hermansyah Alam, B. S. (2020). Penggunaan Sensor Vibration Sebagai. *Journal of Electrical Technology*, 5(2), 43-52.

Hizbi, L. F. (2024). *Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Igd Rumah Sakit Umum Daerah Lombok Barat Berdasarkan Sni 1726-2019 Menggunakan Analisis Gempa Dinamik Time History*. Mataram: Universitas Mataram.

Hutama, B.P., 2021. Evaluasi Kinerja Bangunan Rumah Sakit Santa Maria Pemalang dengan Non-linier Static Pushover Analysis Metode ATC-40 dan FEMA 440. *INERSIA Informasi dan Ekspose Hasil Riset Teknik Sipil dan Arsitektur*, 17(2), pp.118-129.

Kementerian Energi dan Sumber Daya Mineral Republik Indonesia. (2025, Desember 17). *Keputusan Menteri Energi dan Sumber Daya Mineral Nomor 432.K/GL.01/MEM.G/2025 tentang Kawasan Rawan Bencana Gempa Bumi Tinggi*. Retrieved from JDIH Kementerian ESDM: <https://jdih.esdm.go.id/dokumen/view?id=2642>

Nurul Hakim, M.F. & Y.M., 2024. The influence of variation in earthquake vulnerability zoning on the seismic behavior of earthquake-resistant building structures in Yogyakarta. *International Journal of Disaster Management*, pp. 1-14.

Muntafi, Y., Nojima, N., & Ikramullah, I. (2023). Study of Ground Motion Models Selection to the Concrete Frame Building Damage Probability using the 2006 Yogyakarta Earthquake Scenario. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 1173, 012016.

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2013). *PEER Ground Motion Database*. Retrieved January 2026, from <https://ngawest2.berkeley.edu/>

Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & Sons.

Pawirodikromo, W. 2. (2012). *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Universitas Islam Indonesia: Universitas Islam Indonesia.

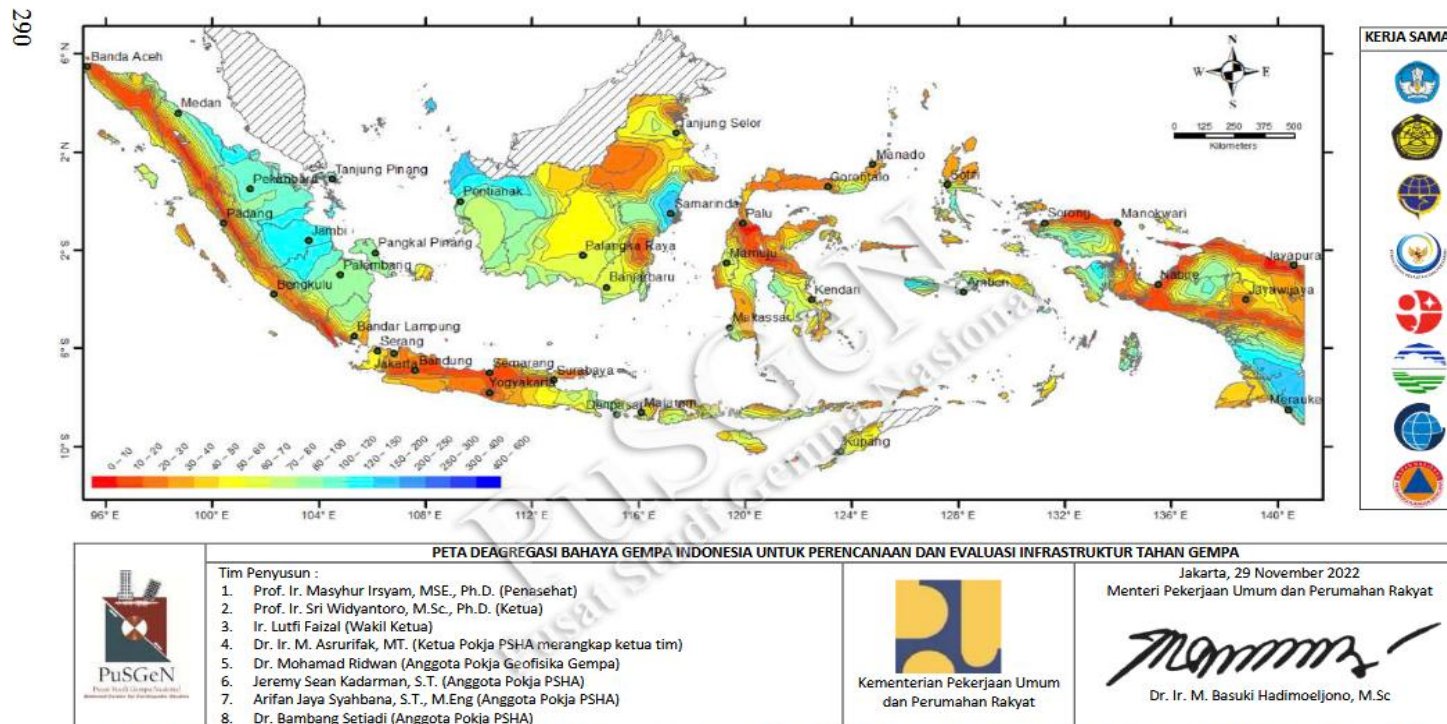
- Pusat Studi Gempa Nasional. (2022). *Peta Deagregasi Bahaya Gempa Indonesia untuk Perencanaan dan Evaluasi Infrastruktur Tahan Gempa*. Bandung: Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat.
- Putri, A.P., Fadilah, M.R.R.A. & Khala, C.C.S., 2021. 'Seismic performance analysis of 10 stories reinforced concrete building using spectrum response and time history methods.' *Jurnal Infrastruktur*, 7(2), pp.79-85.
- Syafara, A., Rahmayanti, N., & Saputra, E. (2023). Analisis Respons Ketidakberaturan Horizontal Dan Vertikal Pada Gedung Perkuliahan Di Yogyakarta Dengan Menggunakan Sni 1726-2019. *Proceeding Civil Engineering Research Forum*, 2(2), 22-33.
- Survey, U. G. (2025, October). *Vs30 Map Viewer*. Retrieved from USGS ArcGIS Online:
<https://usgs.maps.arcgis.com/apps/webappviewer/index.html?id=8ac19bc334f747e486550f32837578e1>
- United States Geological Survey. (2006, May 27). *M 6.3 - 10 km E of Pundong, Indonesia*. Retrieved from Earthquake Hazards Program:
<https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/usp000ej1c/executive>

LAMPIRAN

Lampiran 1 Jadwal Pelaksanaan Proposal Tugas Akhir

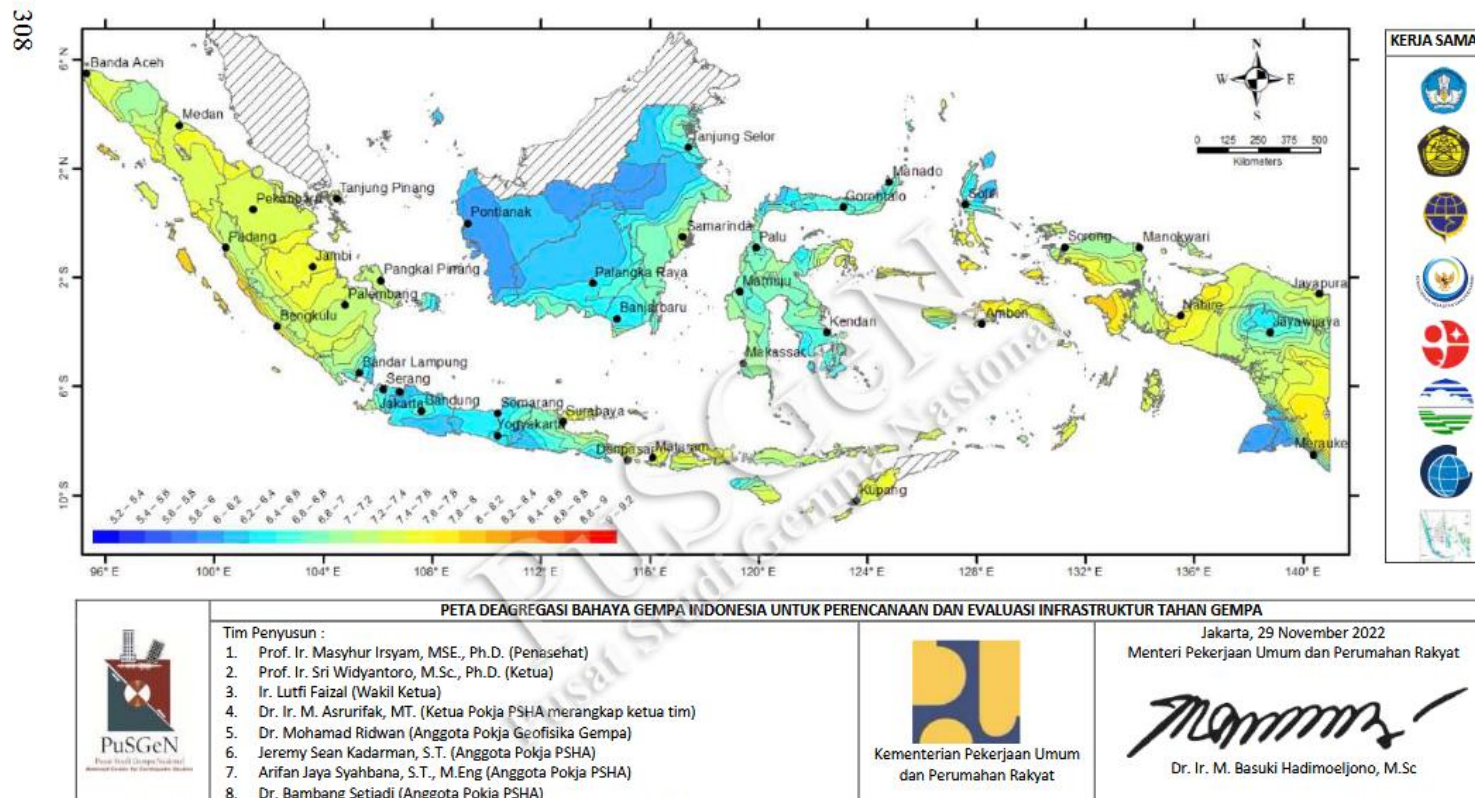
No.	Uraian Kegiatan	Jam Kerja (Jam)	BULAN KE-1				BULAN KE-2				BULAN KE-3				BULAN KE-4				BULAN KE-5	
			1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2
A	Penyusunan Topik Penelitian	4	4																	
B	Perumusan Masalah	4	4																	
C	Persiapan & Pengumpulan Data																			
	1 Pengumpulan Refrensi dan Literatur Terkait	4		4																
	2 Pengumpulan Data Struktur Bangunan	3		3																
	3 Pengumpulan Data Tanah	3		3																
D	Analisis Data																			
	1 Analisis Pembebanan	3		3																
	2 Pembuatan Kombinasi Pembebanan	2		2																
	3 Penginputan Material pada ETABS	2			2															
	4 Modeling 3D Struktur pada ETABS	4			4															
	5 Penginputan Beban Mati dan Beban Hidup pada ETABS	2			2															
	6 Penginputan Beban Gempa Respon Spektrum	2				2														
	7 Penginputan Beban Gempa Time History	2				2														
	8 Analisis Struktur pada ETABS	2				2														
E	Penyusunan Laporan Proposal TA																			
	1 Penyusunan BAB I	5					5													
	2 Penyusunan BAB II	5					5													
	3 Penyusunan BAB III	8						8												
	4 Penyusunan BAB IV	8							8											
F	Penyusunan Laporan TA																			
	1 Penyusunan BAB V	32								2	4	4	2	4	4	4	2	4	2	
	2 Penyusunan BAB VI	4																	4	
	3 Penyusunan Dokumen TA	4																		4
Total		103																		
Progres Mingguan			8	15	8	6	10	8	8	2	4	4	2	4	4	4	2	4	6	4
Progres Kumulatif			8	23	31	37	47	55	63	65	69	73	75	79	83	87	89	93	99	103

Lampiran 2 Peta Deagregasi Jarak (R)



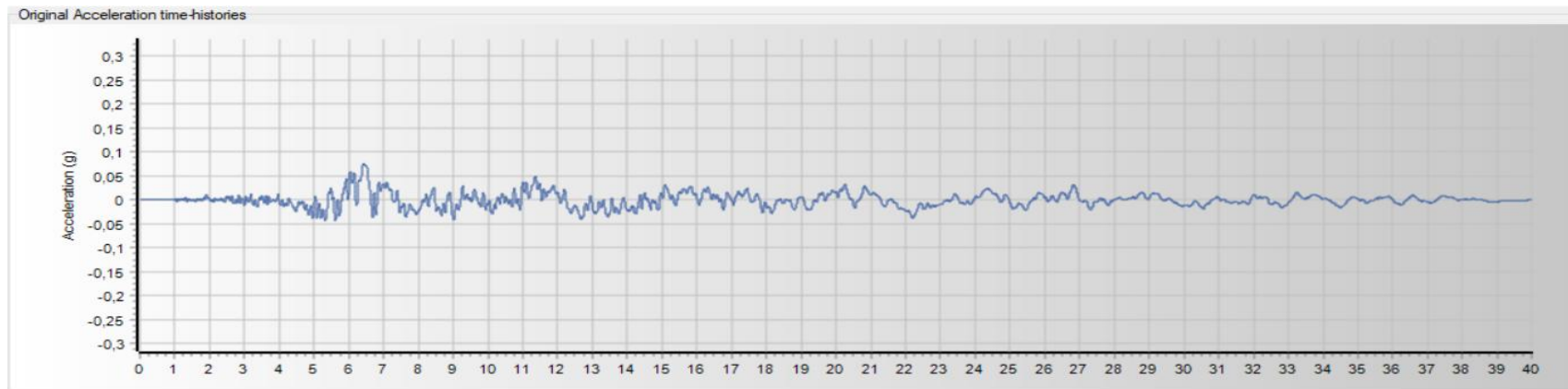
Gambar L2.48 Peta deagregasi Jarak (R) sumber gempa Sesar Dangkal pada percepatan spektrum respon 3-detik dengan redaman 5% untuk periode ulang 2500 tahun

Lampiran 3 Peta Deagregasi Maginitudo (M)

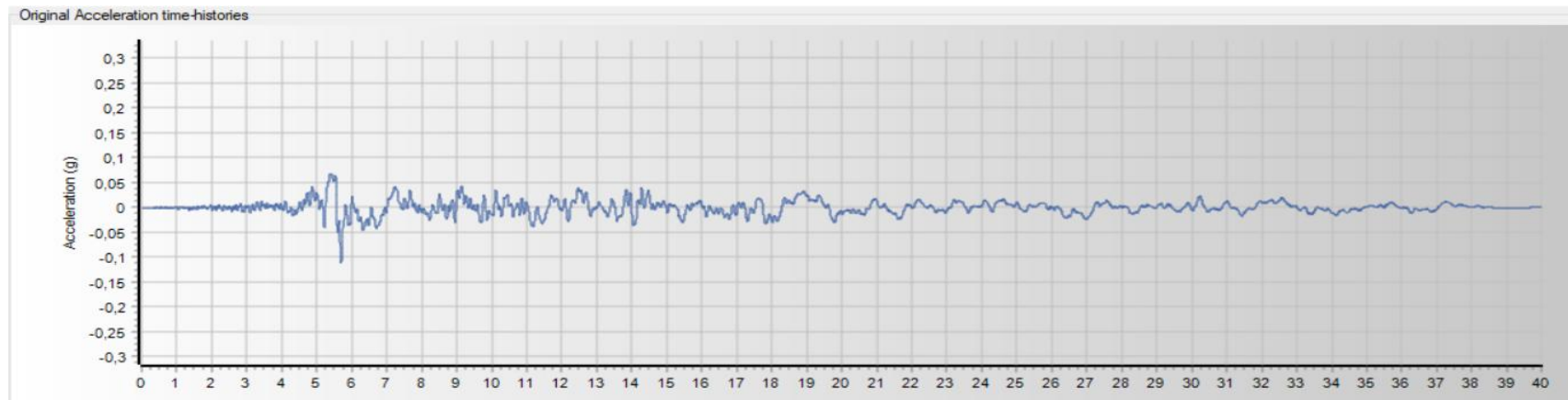


Gambar L2.66 Peta deagregasi Magnitudo (M) sumber gempa Sesar Dangkal pada percepatan spektrum respon 3-detik dengan redaman 5% untuk periode ulang 2500 tahun

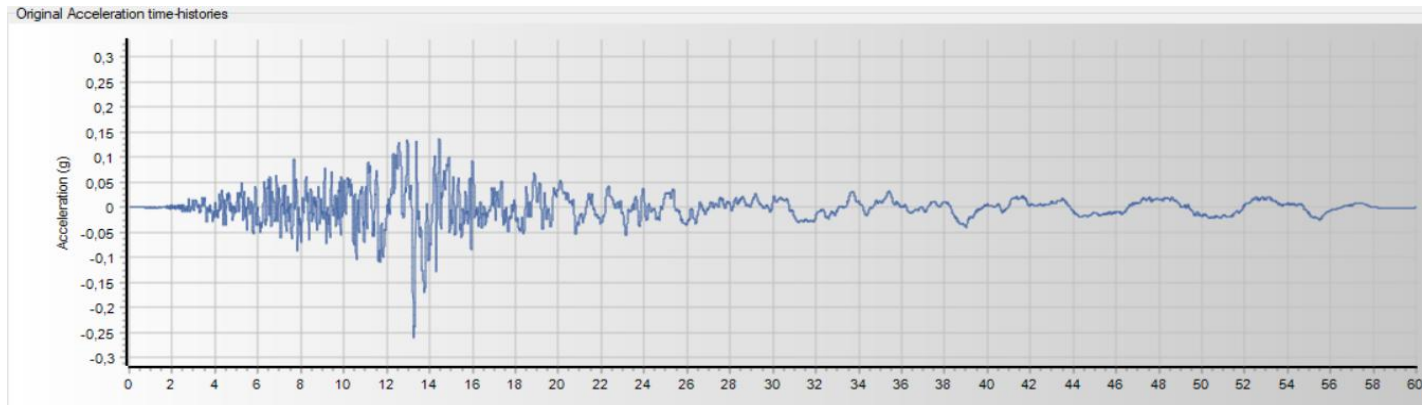
Lampiran 4 *Time History Accelerograms*



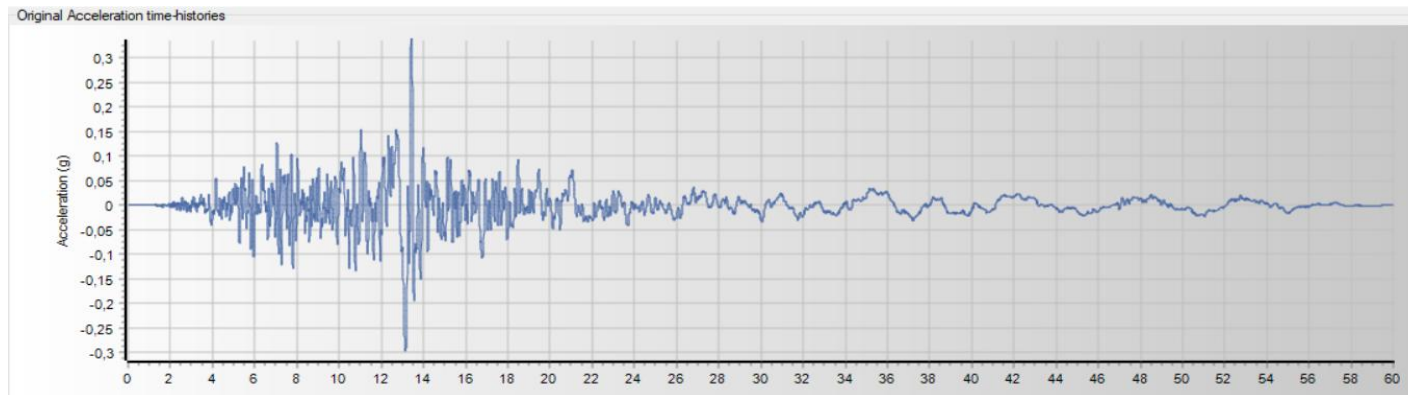
Imperial Valley-06 (X)



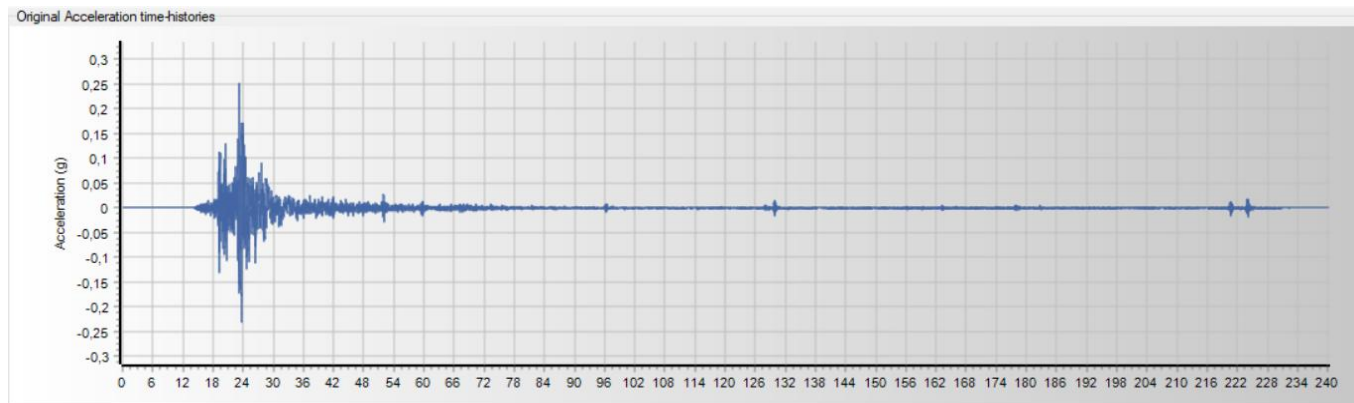
Imperial Valley-06 (Y)



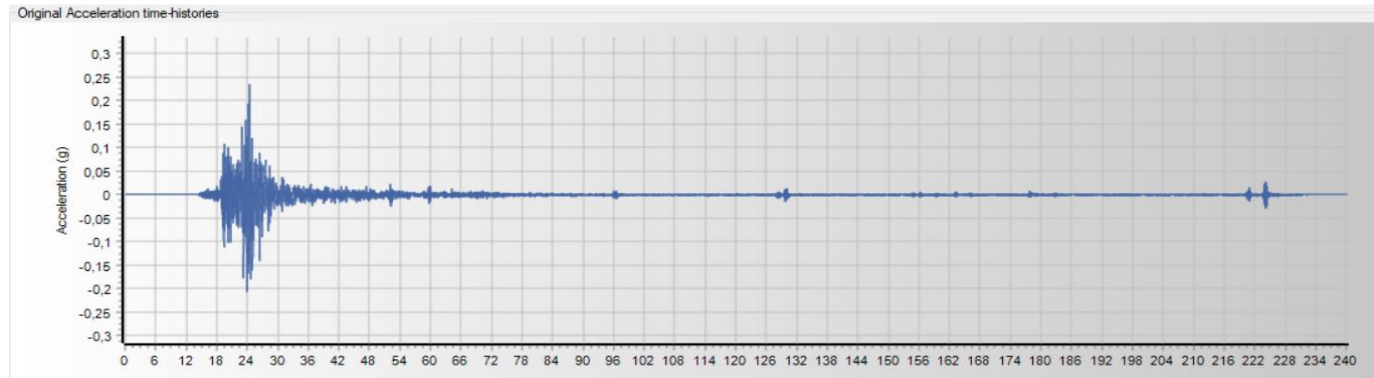
Superstition Hills-02 (X)



Superstition Hills-02 (Y)

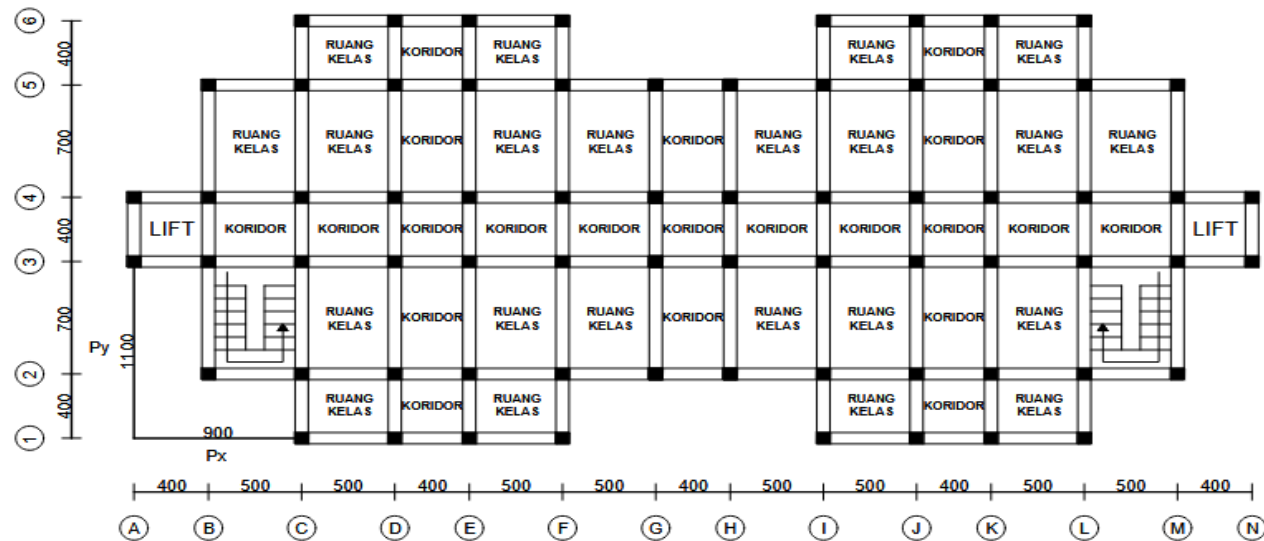


Tottori (X)



Tottori (Y)

**Lampiran 5 Detail Engineering Design (DED) Bangunan Fakultas
/ Kampus**



TUGAS AKHIR

NOMOR INDUK MAHASISWA

20511433

NAMA MAHASISWA

Ikrar Alif Rayhan Dahya

JUDUL GAMBAR

DENAH STRUKTUR
BANGUNAN

TELAH DIPERIKSA OLEH:

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Yunesia Munir S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.

NO. LEMBAR

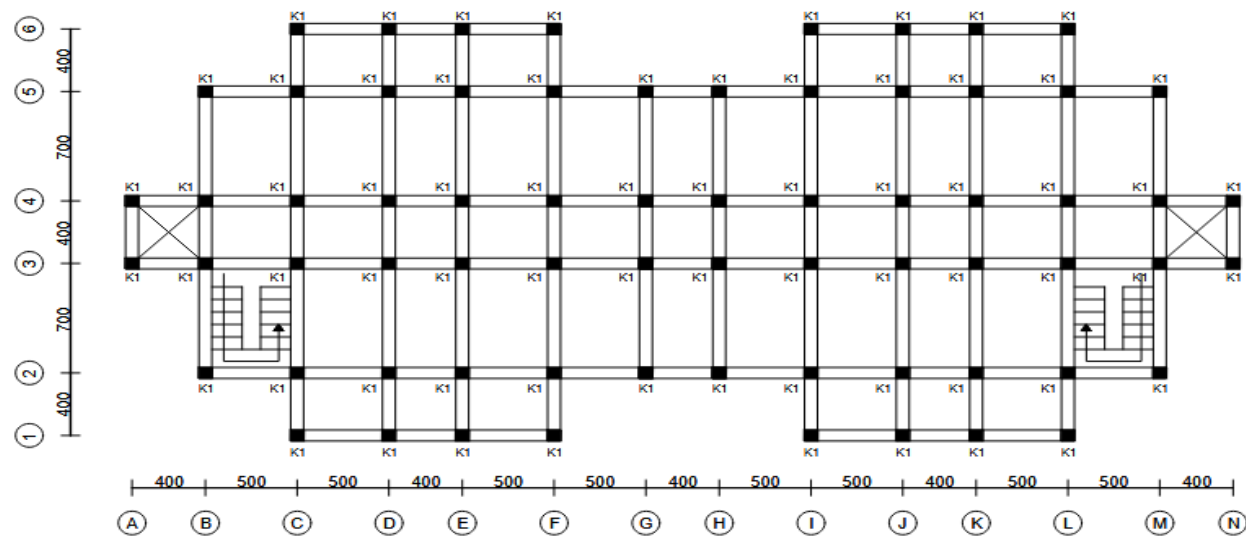
JUMLAH LEMBAR

1

8

SKALA

TGL/BL/TH



TUGAS AKHIR

NOMOR INDUK MAHASISWA

20511433

NAMA MAHASISWA

Ikrar Alif Rayhan Dahya

JUDUL GAMBAR

DENAH STRUKTUR
KOLOM

TELAH DIPERIKSA OLEH:

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Yunella Muntafi S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.

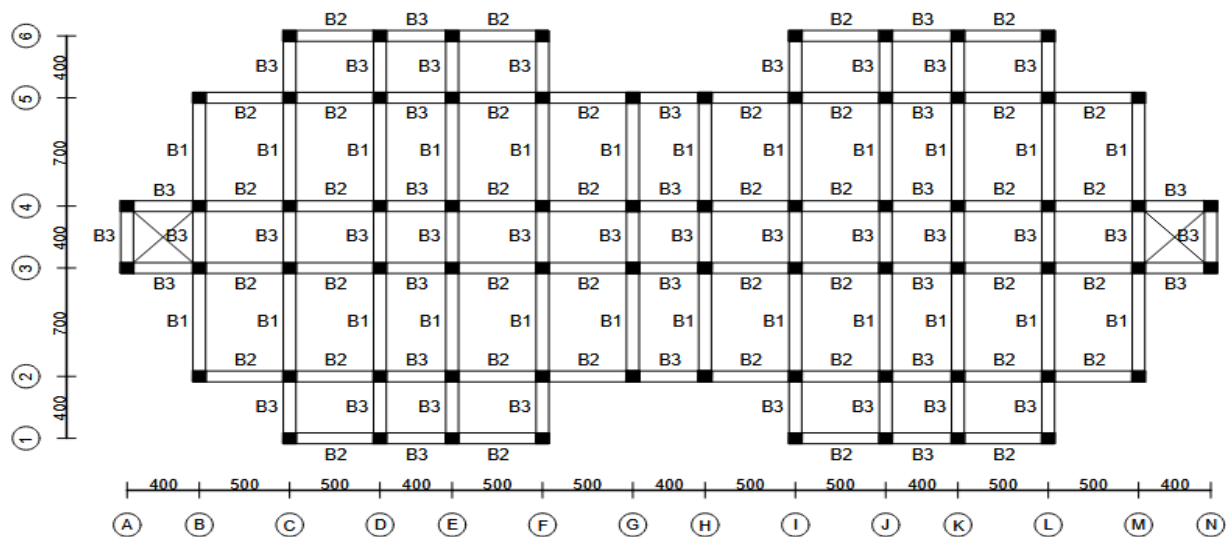
NO. LEMBAR JUMLAH LEMBAR

2

8

SKALA

TGL/BL/TH



TUGAS AKHIR

NOMOR INDUK MAHA SISWA

20511433

NAMA MAHA SISWA

Ikrar Alif Rayhan Dahya

JUDUL GAMBAR

DENAH STRUKTUR
BALOK INDUK

TELAH DIPERIKSA OLEH:

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Yunalis Muntafi S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.

NO. LEMBAR

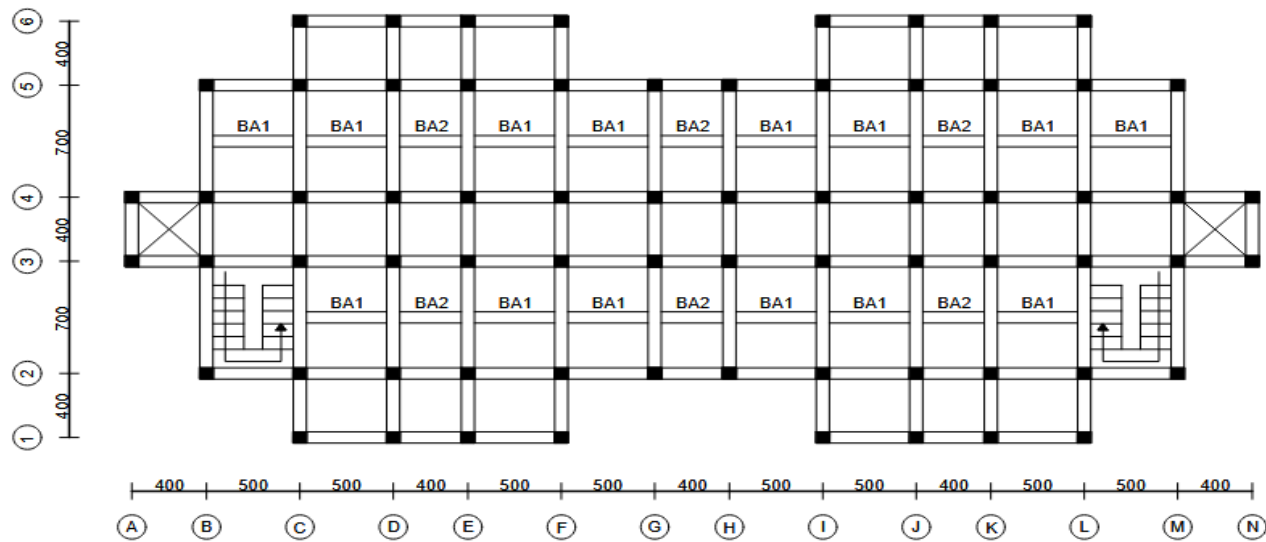
3

JUMLAH LEMBAR

8

SKALA

TGL/BL/TH



TUGAS AKHIR

NOMOR INDUK MAHA SISWA

20511433

NAMA MAHA SISWA

Ikrar Alif Rayhan Dahya

JUDUL GAMBAR

DENAH STRUKTUR
BALOK ANAK

TELAH DIPERIKSA OLEH:

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Yunnalis Muniafi S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.

NO. LEMBAR

4

JUMLAH LEMBAR

8

SKALA

TGL/BL/TH



TUGAS AKHIR

NOMOR INDUK MAHASISWA

20511433

NAMA MAHASISWA

Ikrar Alif Rayhan Dahya

JUDUL GAMBAR

DENAH STRUKTUR
PELAT LANTAI

TELAH DIPERIKSA OLEH:

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Yunita Muntari S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.

NO. LEMBAR

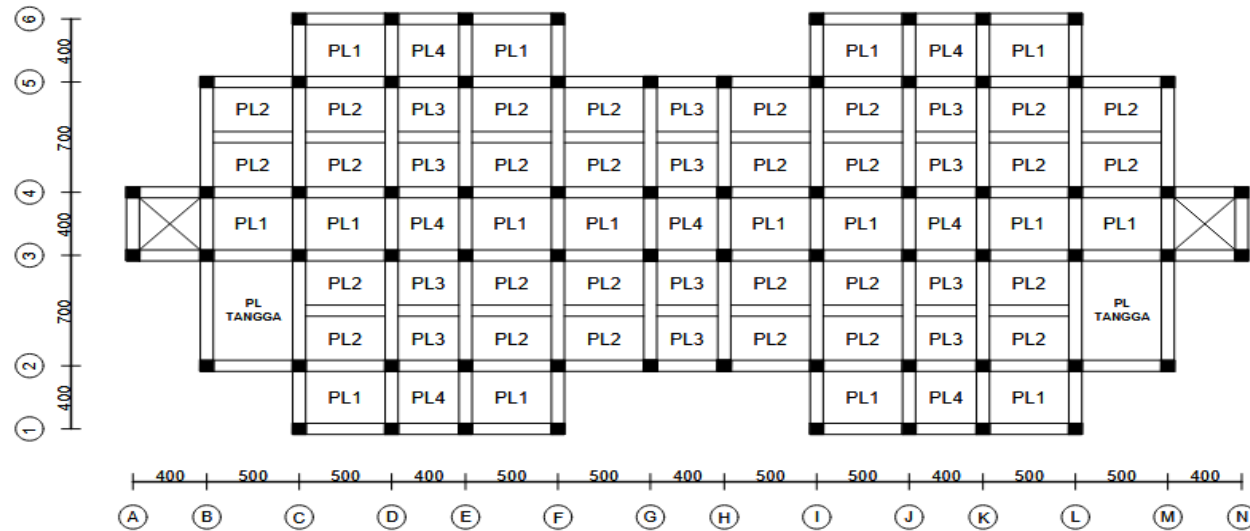
5

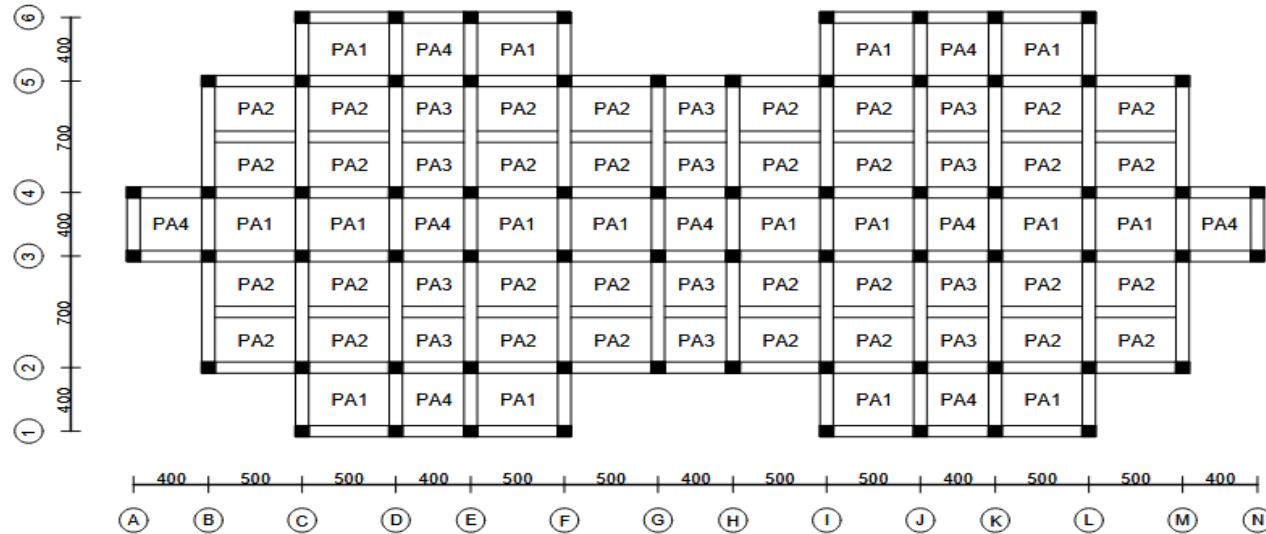
JUMLAH LEMBAR

8

SKALA

TGL/BL/TH





TUGAS AKHIR

NOMOR INDUK MAHASISWA

20511433

NAMA MAHASISWA

Ikrar Alif Rayhan Dahya

JUDUL GAMBAR

DENAH STRUKTUR
PELAT ATAP

TELAH DIPERIKSA OLEH:

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Yunalia Muntafi S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.

NO. LEMBAR

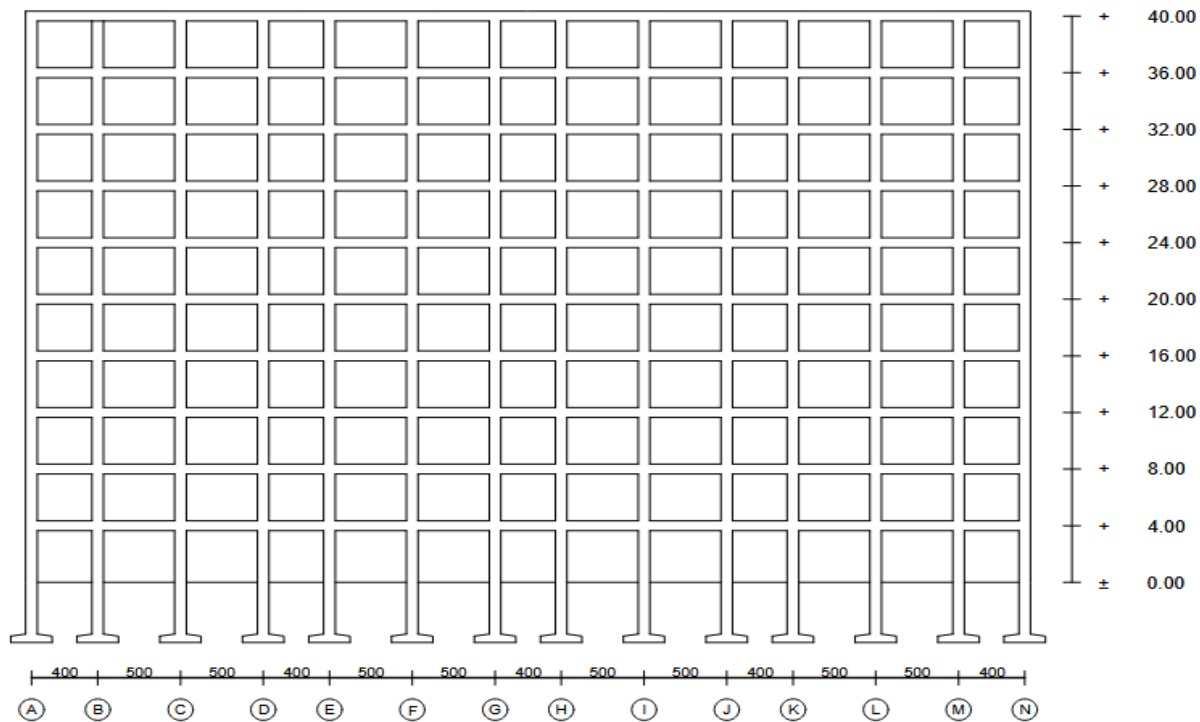
JUMLAH LEMBAR

6

8

SKALA

TGL/BL/TH



TUGAS AKHIR

NOMOR INDUK MAHASISWA

20511433

NAMA MAHASISWA

Ikrar Alif Rayhan Dahya

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG
STRUKTUR BANGUNAN
TINGKAT 1-10

TELAH DIPERIKSA OLEH:

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Yunesia Muntari S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.

NO. LEMBAR

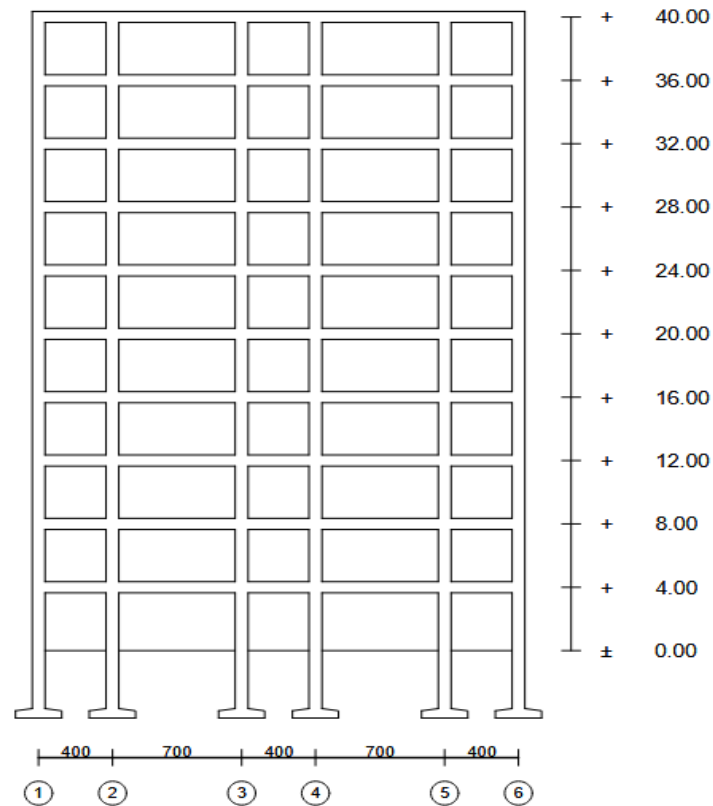
JUMLAH LEMBAR

7

8

SKALA

TGL/BL/TH



TUGAS AKHIR

NOMOR INDUK MAHA SISWA

20511433

NAMA MAHA SISWA

Ikrar Alif Rayhan Dahya

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG
STRUKTUR BANGUNAN
TINGKAT 1-10

TELAH DIPERIKSA OLEH:

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Yunella Muntafi S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.

NO. LEMBAR

8

JUMLAH LEMBAR

8

SKALA

TGL/BL/TH