

TUGAS AKHIR

**ANALISIS PERBANDINGAN METODE *RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS*
DAN *TIME HISTORY ANALYSIS* TERHADAP PERILAKU DINAMIK
STRUKTUR GEDUNG RUMAH SAKIT HERMINA SALATIGA 5 LANTAI
DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)
(*COMPARATIVE ANALYSIS OF RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS AND
TIME HISTORY ANALYSIS METHODS ON THE DYNAMIC BEHAVIOR OF
THE STRUCTURE OF THE FIVE-STORY HERMINA SALATIGA HOSPITAL
BUILDING WITH A SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM*)**

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



Daffa Kurnianda

22511061

**PROGRAM SARJANA TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**

2026

HALAMAN PENGESAHAN

ANALISIS PERBANDINGAN METODE *RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS*
DAN *TIME HISTORY ANALYSIS* TERHADAP PERILAKU DINAMIK
STRUKTUR GEDUNG RUMAH SAKIT HERMINA SALATIGA 5 LANTAI
DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)
(*COMPARATIVE ANALYSIS OF RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS AND TIME
HISTORY ANALYSIS METHODS ON THE DYNAMIC BEHAVIOR OF THE
STRUCTURE OF THE FIVE-STORY HERMINA SALATIGA HOSPITAL
BUILDING WITH A SPECIAL MOMENT RESISTING FRAME SYSTEM*)

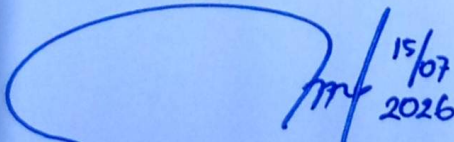
Disusun Oleh :

Daffa Kurnianda
22511061

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

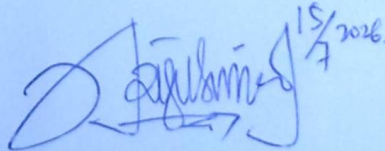
Diuji pada tanggal 24 Juni 2026
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing


Jafar, S.T., MURP., M.T.

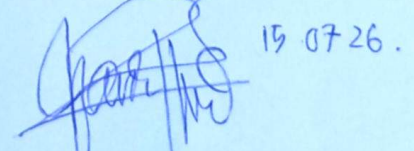
NIK : 185111305

Penguji I


**Anggit Mas Arifudin, S.T.,
M.T**

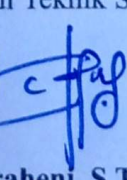
NIK : 185111304

Penguji II


Astriana Hardawati S.T., M.Eng.

NIK : 165111301

Mengesahkan,
Plt. Ketua Program Studi Teknik Sipil Program Sarjana


Dina Anggraheni, S.T., M.Eng.
NIK : 165110105

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, 9 Juli 2026
Yang membuat pernyataan



Daffa Kurnianda
(22511061)

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh

Puji syukur ke hadirat Allah SWT atas rahmat, karunia, dan hidayah-Nya sehingga Tugas Akhir yang berjudul “Analisis Perbandingan Respons Spectrum Analysis dan Time History Analysis pada Struktur Gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga” dapat diselesaikan dengan baik. Tugas Akhir ini disusun sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis memperoleh bimbingan, bantuan, dukungan, serta doa dari berbagai pihak. Oleh karena itu, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

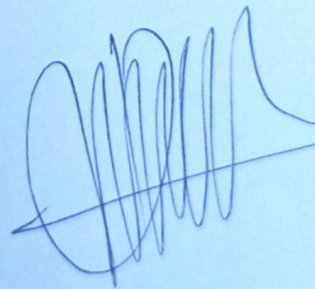
1. Ibu Dinia Anggraheni, S.T., M.Eng selaku pelaksana tugasKetua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Jafar, S.T., MURP., M.T., selaku dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan, arahan, masukan, motivasi, serta waktu selama proses penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Anggit Mas Arifudin, S.T., M.T., selaku dosen penguji yang telah memberikan kritik, saran, dan masukan untuk penyempurnaan Tugas Akhir ini.
4. Ibu Astriana Hardawati, S.T., M.Eng., selaku dosen penguji yang telah memberikan kritik, saran, dan masukan untuk penyempurnaan Tugas Akhir ini.
5. Orang tua dan seluruh keluarga yang selalu memberikan doa, dukungan, perhatian, serta motivasi kepada penulis.
6. Teman-teman serta seluruh pihak yang telah membantu dan memberikan dukungan selama proses penyusunan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih memiliki keterbatasan. Oleh karena itu, penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi penyempurnaan di masa mendatang. Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca dan perkembangan ilmu pengetahuan di bidang teknik sipil.

Wassalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh.

Yogyakarta, 9 Juli 2026

Penulis,

A handwritten signature in blue ink, consisting of several loops and a long horizontal stroke extending to the right.

Daffa Kurnianda

DAFTAR ISI

HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	viii
ABSTRAK	ix
<i>ABSTRACT</i>	<i>x</i>
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Tinjauan Umum	6
2.2 Penelitian Terdahulu	7
2.3 Perbandingan Penelitian Terdahulu	10
2.4 Perbedaan dan Kontribusi Penelitian yang dilakukan	16
BAB III LANDASAN TEORI	17
3.1 Umum	17

3.2 Pembebanan Struktur	17
3.2.1 Beban Mati (Dead Load)	18
3.2.2 Beban Hidup (Live Load - LL)	19
3.2.3 Beban Gempa (Earthquake Load - EQ)	20
3.2.4 Kombinasi Pembebanan	26
3.3 Respon Spektrum	28
3.3.1 Klasifikasi Situs (Site Class)	28
3.3.2 Parameter Spektrum Respons Gempa	29
3.3.3 Periode Fundamental Struktur	38
3.3.4 Koefisien Modifikasi Respons	40
3.3.5 Berat Seismik Efektif	42
3.3.6 Gaya Geser Dasar Seismik	44
3.3.7 Arah Ortogonal	44
3.3.8 Participating Mass Ratio	45
3.3.9 Faktor Redudansi	46
3.4 Dinamik Respon Spektrum	47
3.4.1 Dasar Analisis Modal Struktur	47
3.4.2 Prinsip Superposisi Respons Modal	50
3.4.3 Metode Response Spektrum	53
3.5 Time History	54
3.6 Ketidakberaturan Struktur	56
3.6.1 Ketidakberaturan Horizontal	56
3.6.2 Ketidakberaturan Vertikal	61
3.7 Penentuan Simpangan Antar Tingkat	66
3.8 Pengaruh P-delta	68

BAB IV METODE PENELITIAN	70
4.1 Umum	70
4.2 Lokasi Penelitian	70
4.3 Data Penelitian	70
4.4 Tahapan Penelitian	76
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	83
5.1 Beban Gravitasi	83
5.2 Beban Bangunan	86
5.2.1 Beban Mati	86
5.2.2 Beban Hidup	87
5.2.3 Kekakuan Penampang Efektif Struktur	92
5.2.4 Kombinasi Pembebanan	93
5.2.5 Rekapitulasi Parameter Gempa dan Gaya Geser Dasar Statik	94
5.2.6 Beban Gempa Respons Spektrum	96
5.2.7 Beban Gempa Time History	98
5.3 Analisis Karakteristik Dinamik Struktur	104
5.3.1 Kontrol Mass Participating Ratio	104
5.4 Analisis dan Perbandingan Gaya Geser Dasar	106
5.4.1 Gaya Geser Dasar Respons Spektrum	106
5.4.2 Gaya Geser Dasar Time History	x
5.4.3 Perbandingan Gaya Geser Dasar Response Spektrum dan Time History	111
5.5 Analisis dan Perbandingan Simpangan Antar Tingkat	113
5.5.1 Simpangan Respons Spektrum	114
5.5.2 Simpangan Time History	117
5.5.3 Analisis dan Perbandingan Simpangan Antar Tingkat Response Spektrum dan Time History	119
5.6 Analisis dan Perbandingan Gaya Dalam	123

5.6.1 Analisis Gaya Dalam Respons Spektrum	124
5.6.2 Analisis Gaya Dalam Time History	126
5.6.3 Perbandingan Gaya Dalam Respons Spektrum dan Time History	128
5.7 Evaluasi Komparatif Perilaku Dinamik Struktur	130
5.7.1 Evaluasi Respons Dinamik Struktur	131
5.7.2 Komparasi Hasil Penelitian terhadap Penelitian Terdahulu	134
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	139
6.1 Kesimpulan	139
6.2 Saran	141
DAFTAR PUSTAKA	143

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Telah Dilakukan	11
Tabel 3.1 Pembebanan untuk Gedung	19
Tabel 3.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o , dan beban Hidup Terpusat Minimum	20
Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa	22
Tabel 3.4 Faktor Keutamaan Gempa	26
Tabel 3.5 Klasifikasi Situs	29
Tabel 3.6 Koefisien Situs F_a	32
Tabel 3.7 Koefisien Situs F_v	32
Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode Pendek	37
Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode 1 Detik	38
Tabel 3.10 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	39
Tabel 3.11 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	40
Tabel 3.12 Faktor R , C_d , dan (Ω_0) Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	41
Tabel 3.13 Prosedur Analisis Beban Gempa	43
Tabel 3.14 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur	58
Tabel 3.15 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur	62
Tabel 3.16 Simpangan Antar Tingkat Izin	69

Tabel 5.1 Struktur Balok dan Kolom	84
Tabel 5.2 Elevasi dan Tinggi Antar Tingkat Gedung RS Hermina Salatiga	85
Tabel 5.3 Beban Hidup berdasarkan Fungsi Ruang	89
Tabel 5.4 Kekakuan Elemen Struktur Beton Bertulang	93
Tabel 5.5 Nilai S_a Tiap Periode pada Respons Spektrum	99
Tabel 5.6 Parameter Pemilihan Rekaman Gempa	101
Tabel 5.7 Parameter Hazard Lokasi Studi	102
Tabel 5.8 Parameter Deagregasi Hazard Lokasi Salatiga pada Periode 0,2 Detik	103
Tabel 5.9 Rekaman Gerakan Tanah yang Digunakan	104
Tabel 5.10 Hasil Nilai Modal Partisipasi Massa	112
Tabel 5.11 Rekapitulasi Kontrol Partisipasi Massa Modal	113
Tabel 5.12 Hasil Gaya Geser Dasar Respons Spektrum	114
Tabel 5.13 Hasil Kontrol Gaya Geser Dasar Response Spectrum Setelah Penskalaan	115
Tabel 5.14 Hasil Gaya Geser Dasar Time History	117
Tabel 5.15 Hasil Kontrol Gaya Geser Dasar Time History Setelah Penskalaan	118
Tabel 5.16. Perbandingan Hasil Akhir RSA dan THA	119
Tabel 5.17 Perpindahan Lateral Respons Spektrum	122
Tabel 5.18 Simpangan Elastik Antar Tingkat Respons Spektrum	122
Tabel 5.19 Rekapitulasi Simpangan Antar Tingkat Metode Respons Spektrum	124
Tabel 5.20 Perpindahan Lateral Time History	125
Tabel 5.21 Simpangan Elastik Antar Tingkat Time History	125
Tabel 5.22 Rekapitulasi Simpangan Antar Tingkat Metode Time History	127
Tabel 5.23 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat Arah X	129
Tabel 5.24 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat Arah Y	129
Tabel 5.25 Ringkasan Perbandingan Simpangan Maksimum, Mode Dominan, dan Percepatan Spektral	131
Tabel 5.25 Momen dan Gaya Geser Balok B1 Respon Spektrum	134

Tabel 5.26 Gaya Dalam Kolom K1 Lantai 1-6 Respons Spektrum	135
Tabel 5.27 Momen dan Gaya Geser Balok B1 Time History	136
Tabel 5.28 Gaya Dalam Kolom K1 Lantai 1-6 Time History	137
Tabel 5.29 Perbandingan Gaya Dalam Balok B1 Respons Spektrum dan Time History	138
Tabel 5.30 Perbandingan Gaya Dalam Kolom K1 Respons Spektrum dan Time History	139
Tabel 5.31 Ringkasan Karakteristik Dinamik Berdasarkan Mode Dominan	141
Tabel 5.32 Batasan Komparasi terhadap Penelitian Terdahulu	143

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Parameter Percepatan Respons Spektral pada Periode Pendek Berdasarkan SNI 1726:2019	33
Gambar 3.2 Parameter Percepatan Respons Spektral pada Periode 1 Detik Berdasarkan SNI 1726:2019	34
Gambar 3.3 Peta transisi periode panjang (TL) wilayah Indonesia	34
Gambar 3.4 Spektrum Respons Desain	36
Gambar 3.5 Ragam Getar Alami Struktur Bangunan	46
Gambar 3.6 Normal Modes	50
Gambar 3.7 Simpangan kontribusi masing-masing mode terhadap respons total struktur	52
Gambar 3.8 Strong Motion Accelerograph	56
Gambar 3.9 Perbandingan Target Response Spectrum dan Mean Matched Spectrum Rekaman Gempa Chile 2010	57
Gambar 3.10 Rekaman Percepatan Gempa Setelah Spectral Matching	57
Gambar 3.11 Ketidakberaturan 1a dan 1b	60
Gambar 3.12 Ketidakberaturan 2	60
Gambar 3.13 Ketidakberaturan 3	61
Gambar 3.14 Ketidakberaturan 4	61
Gambar 3.15 Ketidakberaturan 5	62
Gambar 3.16 Ketidakberaturan 1a dan 1b	64
Gambar 3.17 Ketidakberaturan 2	65
Gambar 3.18 Ketidakberaturan 3	66

Gambar 3.19 Ketidakberaturan 4	66
Gambar 3.20 Ketidakberaturan 5a dan 5b	67
Gambar 3.21 Penentuan Simpangan Antar Tingkat	68
Gambar 4.1 Citra Satelit Lokasi Gedung RS Hermina Salatiga	71
Gambar 4.2 Denah Lantai 1	73
Gambar 4.3 Denah Lantai 2	73
Gambar 4.4 Denah Lantai 3	74
Gambar 4.5 Denah Lantai 4	74
Gambar 4.6 Denah Lantai 5	75
Gambar 4.7 Denah Lantai Atap	75
Gambar 4.8 Potongan Portal Struktur	76
Gambar 4.9 Potongan Pelat Lantai	77
Gambar 5.1 Pemodelan Struktur Tiga Dimensi Gedung RS Hermina Salatiga dengan Software ETABS Ultimate	86
Gambar 5.2 Pemodelan Struktur Tampak Samping Gedung RS Hermina Salatiga dengan Software ETABS Ultimate	86
Gambar 5.3 Pemodelan Struktur Tampak Belakang Gedung RS Hermina Salatiga dengan Software ETABS Ultimate	87
Gambar 5.4 Lantai 2 Live Reduksi	90
Gambar 5.5 Lantai 3 Live Reduksi	90
Gambar 5.6 Lantai 4 Live Reduksi	91
Gambar 5.9 Lantai 5 Live Reduksi	91
Gambar 5.10 Lantai 5 Live non Reduksi	92
Gambar 5.11 Lantai Atap Live Reduksi	92
Gambar 5.12 Respons Spektrum Desain Lokasi Penelitian Berdasarkan SNI	

1726:2019	100
Gambar 5.13 Input Awal Rekaman Gempa pada SeismoMatch	106
Gambar 5.14 Pemilihan Rekaman Gempa Komponen E-W untuk Input SeismoMatch	106
Gambar 5.15 Pengaturan Parameter Input Rekaman Gempa pada SeismoMatch	107
Gambar 5.16 Input Rekaman Gempa Komponen E-W dan Spektrum Target pada SeismoMatch	108
Gambar 5.17 Input Spektrum Respons Desain Lokasi Salatiga pada SeismoMatch	109
Gambar 5.18 Proses Spectral Matching Rekaman Gempa pada SeismoMatch	110
Gambar 5.19 Perbandingan Target Response Spectrum dan Mean Matched Spectrum Rekaman Gempa Chile 2010	110
Gambar 5.20 Perbandingan Gaya Geser Dasar Metode Response Spectrum dan Time History Arah X dan Y	120
Gambar 5.21 Grafik Simpangan Antar Tingkat Respons Spektrum	124
Gambar 5.22 Grafik Simpangan Antar Tingkat Time History	128
Gambar 5.23 Grafik Perbandingan Simpangan Antar Tingkat RSA dan THA terhadap Batas Simpangan Izin	130
Gambar 5.24 Lokasi Balok B1 dan Kolom K1 pada Denah Struktur	133
Gambar 5.25 Rasio Simpangan Maksimum THA terhadap RSA pada Penelitian	148

ABSTRAK

Indonesia merupakan wilayah dengan tingkat aktivitas seismik tinggi sehingga bangunan rumah sakit sebagai fasilitas penting perlu dievaluasi terhadap respons gempa. Penelitian ini bertujuan membandingkan perilaku dinamik struktur Gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga lima lantai dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) menggunakan Response Spectrum Analysis (RSA) dan Time History Analysis (THA).

Penelitian dilakukan melalui pemodelan struktur beton bertulang lima lantai dan atap menggunakan ETABS. Analisis yang digunakan adalah analisis dinamik linear. RSA mengacu pada SNI 1726:2019, sedangkan THA menggunakan rekaman percepatan tanah yang disesuaikan terhadap spektrum respons desain lokasi Salatiga melalui proses spectral matching. Parameter yang dibandingkan meliputi karakteristik modal, gaya geser dasar, simpangan antar tingkat, serta gaya dalam pada Balok B1 dan Kolom K1.

Hasil analisis menunjukkan periode dominan struktur sebesar 1,155 detik pada arah X dan 1,058 detik pada arah Y, dengan partisipasi massa kumulatif 99,99% pada arah X dan 99,96% pada arah Y. Setelah penskalaan, gaya geser dasar RSA dan THA relatif setara, yaitu masing-masing 10.629,9713 kN dan 10.631,0327 kN pada arah X serta 10.630,1812 kN dan 10.629,9525 kN pada arah Y. Simpangan maksimum terjadi pada Story 3; THA lebih besar pada arah X sebesar 78,041 mm, sedangkan RSA lebih besar pada arah Y sebesar 64,269 mm. Gaya dalam balok dan kolom terpilih menunjukkan selisih relatif kecil. Dengan demikian, konservativitas RSA dan THA tidak bersifat mutlak, tetapi bergantung pada parameter respons, arah analisis, karakteristik modal, dan input gempa yang digunakan.

Kata kunci: Response Spectrum Analysis, Time History Analysis, simpangan antar tingkat, gaya geser dasar, SRPMK.

ABSTRACT

Indonesia is located in a region with high seismic activity; therefore, hospital buildings as essential facilities require evaluation of their earthquake response. This study aimed to compare the dynamic behaviour of the five-storey Rumah Sakit Hermina Salatiga building, designed as a reinforced-concrete Special Moment Resisting Frame, using Response Spectrum Analysis (RSA) and Time History Analysis (THA).

The study employed a three-dimensional model of the five-storey building and roof level in ETABS. Both methods were performed as linear dynamic analyses. RSA referred to SNI 1726:2019, whereas THA used a selected ground-motion record adjusted to the Salatiga design response spectrum through spectral matching. The compared parameters comprised modal characteristics, base shear, interstory drift, and internal forces in Beam B1 and Column K1.

The results show that the dominant periods were 1.155 seconds in the X-direction and 1.058 seconds in the Y-direction, with cumulative modal mass participation of 99.99% and 99.96%, respectively. After scaling, RSA and THA produced comparable base shears: 10,629.9713 kN and 10,631.0327 kN in the X-direction, and 10,630.1812 kN and 10,629.9525 kN in the Y-direction. Maximum interstory drift occurred at Story 3; THA was higher in the X-direction at 78.041 mm, whereas RSA was higher in the Y-direction at 64.269 mm. Internal forces in the selected beam and column exhibited relatively small differences. Therefore, the conservatism of RSA and THA is not absolute, but depends on the response parameter, analysis direction, modal characteristics, and ground-motion input.

Keywords: Response Spectrum Analysis, Time History Analysis, interstory drift, base shear, Special Moment Resisting Frame.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan salah satu negara dengan tingkat aktivitas seismik tinggi karena terletak pada zona pertemuan beberapa lempeng tektonik aktif, yaitu Lempeng Indo-Australia, Lempeng Eurasia/Sunda, Lempeng Pasifik, dan Lempeng Filipina. Pada wilayah Jawa, aktivitas seismik terutama dipengaruhi oleh proses subduksi Lempeng Indo-Australia ke bawah Lempeng Eurasia/Sunda di zona selatan Jawa. Kondisi tersebut menyebabkan bangunan di Indonesia perlu direncanakan dengan memperhatikan ketahanan terhadap beban gempa sesuai standar yang berlaku.

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, analisis dinamik diperlukan untuk mengevaluasi respons struktur terhadap pembebanan seismik. Salah satu metode yang umum digunakan adalah *Response Spectrum Analysis* (RSA), yaitu analisis dinamik linear yang menggunakan spektrum respons desain untuk memperkirakan respons maksimum struktur pada berbagai ragam getar. Metode ini banyak digunakan karena relatif efisien dan sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019.

Selain RSA, metode *Time History Analysis* (THA) juga dapat digunakan untuk mengevaluasi respons struktur akibat beban gempa. Berbeda dengan RSA, metode THA menggunakan rekaman percepatan tanah (*accelerogram*) sebagai input pembebanan, sehingga respons struktur dapat diamati terhadap perubahan waktu selama durasi gempa. Metode ini dapat memberikan gambaran yang lebih rinci terhadap variasi gaya geser dasar, simpangan antar tingkat, dan gaya dalam elemen struktur.

Penelitian terdahulu oleh Moh. Abie Said dan Rafly Muhammad Andrianto, Roski Apriliani dkk., serta Nugraha Eka Saputra dan Yulita Arni Priastiwi menunjukkan bahwa hasil analisis *Response Spectrum Analysis* dan *Time History*

Analysis dapat menghasilkan respons struktur yang berbeda. Perbedaan tersebut dapat dilihat pada parameter gaya geser dasar, simpangan antar tingkat, serta gaya dalam elemen struktur. Hal ini menunjukkan bahwa pemilihan metode analisis gempa dapat memengaruhi interpretasi perilaku dinamik struktur bangunan.

Berdasarkan hal tersebut, penelitian ini dilakukan untuk membandingkan respons dinamik struktur gedung bertingkat menggunakan metode *Response Spectrum Analysis* dan *Time History Analysis*. Objek penelitian adalah gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga yang terdiri dari 5 lantai + atap dengan sistem struktur beton bertulang berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), sebagaimana tercantum dalam laporan konsultan perencanaan. Sistem struktur tersebut digunakan sebagai dasar pemodelan dan interpretasi hasil analisis.

Penelitian ini difokuskan pada perbandingan parameter respons struktur berupa gaya geser dasar, simpangan antar lantai, dan gaya dalam elemen struktur terpilih. Periode alami struktur digunakan sebagai karakteristik modal untuk membantu menjelaskan kecenderungan respons yang dihasilkan oleh kedua metode analisis.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah diuraikan, maka permasalahan dalam penelitian ini dirumuskan sebagai berikut:

1. Bagaimana karakteristik dinamik struktur gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga berdasarkan hasil analisis modal?
2. Bagaimana respons dinamik struktur gedung bertingkat berdasarkan metode *Response Spectrum Analysis* sesuai ketentuan SNI 1726:2019?
3. Bagaimana respons dinamik struktur gedung bertingkat berdasarkan metode *Time History Analysis* menggunakan rekaman percepatan tanah yang telah disesuaikan terhadap spektrum target wilayah studi?
4. Bagaimana perbedaan respons dinamik struktur antara metode *Response Spectrum Analysis* dan *Time History Analysis* ditinjau dari gaya geser dasar

(*base shear*), simpangan antar lantai (*interstory drift*), dan gaya dalam elemen struktur terpilih?

5. Bagaimana kecenderungan konservativitas hasil analisis *Response Spectrum* dan *Time History* terhadap respons struktur gedung bertingkat pada model yang ditinjau?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang telah ditetapkan, tujuan dari penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Mengidentifikasi karakteristik dinamik struktur gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga berdasarkan hasil analisis modal.
2. Menganalisis respons dinamik struktur gedung bertingkat menggunakan metode *Response Spectrum Analysis* sesuai ketentuan SNI 1726:2019.
3. Menganalisis respons dinamik struktur gedung bertingkat menggunakan metode *Time History Analysis* berdasarkan rekaman percepatan tanah yang telah disesuaikan terhadap spektrum target wilayah studi.
4. Membandingkan respons struktur yang dihasilkan oleh metode *Response Spectrum Analysis* dan *Time History Analysis* berdasarkan parameter gaya geser dasar (*base shear*), simpangan antar lantai (*interstory drift*), dan gaya dalam elemen struktur terpilih.
5. Mengevaluasi kecenderungan konservativitas hasil analisis *Response Spectrum* dan *Time History* terhadap respons struktur pada model gedung yang ditinjau

1.4 Manfaat Penelitian

Hasil dari penelitian ini diharapkan dapat memberikan manfaat sebagai berikut:

1. Manfaat Akademik
Memberikan kontribusi bagi pengembangan ilmu teknik sipil, khususnya pada bidang rekayasa struktur tahan gempa melalui kajian perbandingan respons

dinamik struktur menggunakan metode *Response Spectrum Analysis* dan *Time History Analysis*.

2. Manfaat Teknis/Praktis

Memberikan informasi teknis mengenai perbedaan hasil analisis RSA dan THA pada struktur gedung beton bertulang bertingkat, khususnya dalam membaca parameter gaya geser dasar, simpangan antar lantai, dan gaya dalam elemen struktur.

3. Manfaat Referensial

Menjadi referensi bagi penelitian selanjutnya yang berkaitan dengan analisis dinamik struktur gedung bertingkat, pemodelan struktur menggunakan ETABS, serta evaluasi respons struktur terhadap beban gempa berdasarkan SNI 1726:2019.

1.5 Batasan Penelitian

Agar tidak menyimpang dari tujuan penelitian, maka dilakukan beberapa batasan dalam penelitian ini yaitu sebagai berikut

1. Analisis dilakukan pada satu model struktur gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga yang terdiri dari 5 lantai + atap dengan sistem struktur beton bertulang berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
2. Metode analisis yang digunakan adalah analisis dinamik linear, yaitu *Response Spectrum Analysis* (RSA) dan *Time History Analysis* (THA), dengan pendekatan linear elastis.
3. Parameter hasil analisis yang dibandingkan meliputi periode alami struktur sebagai karakteristik modal, gaya geser dasar (*base shear*), simpangan antar lantai (*interstory drift*), serta gaya dalam elemen struktur terpilih sebagai parameter pendukung.
4. Data gempa untuk analisis *Time History* menggunakan rekaman percepatan tanah yang telah disesuaikan melalui proses *spectral matching* terhadap

spektrum target wilayah Salatiga, dengan klasifikasi tanah dan parameter spektrum rencana berdasarkan SNI 1726:2019.

5. Analisis struktur dilakukan menggunakan perangkat lunak ETABS, sedangkan Microsoft Excel digunakan untuk pengolahan hasil dan perbandingan parameter analisis.
6. Penelitian ini tidak mencakup tahap perencanaan detail elemen struktur, analisis non-linear seperti *pushover* maupun *nonlinear time history*, serta perhitungan biaya dan waktu konstruksi.
7. Standar dan acuan yang digunakan meliputi:
 - a SNI 1726:2019 – Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung.
 - b SNI 2847:2019 – Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan.
 - c SNI 1727:2020 – Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Tinjauan pustaka memberikan dasar teoritis untuk memahami konsep, metode, serta hasil penelitian terdahulu yang relevan dengan analisis dinamik struktur terhadap beban gempa. Melalui kajian ini, peneliti dapat menilai sejauh mana teori dan metode yang digunakan memiliki keterkaitan dengan penelitian yang dilakukan.

Indonesia termasuk wilayah dengan aktivitas seismik tinggi karena terletak pada pertemuan tiga lempeng tektonik utama, yaitu Eurasia, Indo-Australia, dan Pasifik. Kondisi tersebut menuntut penerapan metode analisis struktur yang akurat dan sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019 guna menjamin keamanan serta kinerja bangunan terhadap beban gempa.

Metode *Response Spectrum Analysis* (RSA) merupakan analisis dinamik linier yang menggunakan spektrum respons gempa rencana untuk memperkirakan respons maksimum struktur pada berbagai mode getar. Pendekatan ini efisien dan banyak digunakan dalam tahap desain awal karena mampu menggambarkan kondisi teraman berdasarkan nilai puncak respons struktur. Namun, RSA tidak memperhitungkan variasi waktu dan arah getaran gempa secara aktual.

Sementara itu, *Time History Analysis* (THA) menganalisis respons struktur terhadap riwayat waktu gempa tertentu dengan menggunakan data percepatan tanah (*accelerogram*). Metode ini memberikan hasil yang lebih rinci dan realistis karena mempertimbangkan pengaruh waktu, arah, serta intensitas getaran gempa. Kelemahannya, THA memerlukan data gempa yang valid dan proses analisis yang lebih kompleks.

Perbandingan antara kedua metode tersebut penting dilakukan untuk mengetahui tingkat representasi hasil RSA terhadap respons aktual yang diperoleh

dari THA. Dengan demikian, tinjauan pustaka ini menjadi landasan konseptual bagi penelitian yang berfokus pada evaluasi perilaku dinamik struktur bangunan bertingkat

2.2 Penelitian Terdahulu

Berbagai penelitian telah dilakukan untuk menganalisis respons dinamik struktur terhadap beban gempa menggunakan metode *Response Spectrum Analysis* (RSA) dan *Time History Analysis* (THA). Setiap penelitian memiliki fokus berbeda, baik pada konfigurasi bangunan, sistem penahan gaya lateral, maupun parameter analisis seperti periode alami, gaya geser dasar (base shear), dan simpangan antar lantai (inter storey drift). Kajian terhadap penelitian terdahulu ini bertujuan memberikan landasan empiris bagi penelitian ini dalam membandingkan kedua metode analisis tersebut.

1. Perbandingan Respon Struktur dengan Penerapan Beban Gempa Statik Ekuivalen, Respon Spektrum, dan Time History (*Comparison of Structure Response with the Application of Earthquake Loads Equivalent Static Analysis, Response Spectrum, and Time History*)

Rizki Abil Mukhsinnaedi (2025) melakukan penelitian untuk membandingkan hasil analisis struktur gedung bertingkat menggunakan tiga metode analisis gempa, yaitu analisis statik ekuivalen, *Response Spectrum Analysis* (RSA), dan *Time History Analysis* (THA). Pemodelan dilakukan pada struktur gedung bertingkat sepuluh lantai dengan sistem rangka pemikul momen khusus menggunakan perangkat lunak ETABS. Data gempa yang digunakan pada analisis THA merupakan rekaman gempa El Centro dan Northridge yang telah disesuaikan dengan spektrum respons wilayah Indonesia berdasarkan SNI 1726:2019.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa metode RSA menghasilkan nilai gaya geser dasar yang lebih kecil dibandingkan analisis statik ekuivalen, sedangkan metode THA memberikan respons struktur yang paling realistis dalam menggambarkan perilaku dinamik struktur terhadap beban gempa aktual.

2. Studi Perbandingan Pengaruh metode *Response Spectrum* dan *Time History* pada Gedung Bertingkat

Moh. Abie Said dan Rafly Muhammad Andrianto (2023/2024) dari Universitas Islam Sultan Agung (UNISSULA) melakukan penelitian yang membandingkan respons struktur gedung bertingkat menggunakan metode *Response Spectrum Analysis* (RSA) dan *Time History Analysis* (THA). Analisis dilakukan pada gedung bertingkat sepuluh lantai dengan sistem rangka pemikul momen khusus (Special Moment Resisting Frame) menggunakan perangkat lunak ETABS dengan pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2019.

Parameter yang ditinjau dalam penelitian tersebut meliputi gaya geser dasar, simpangan maksimum, rasio simpangan antar lantai, dan periode alami struktur. Data gempa yang digunakan pada analisis Time History merupakan beberapa rekaman gempa yang telah melalui proses spectrum matching terhadap spektrum respons wilayah studi.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa metode *Response Spectrum* cenderung menghasilkan respons struktur yang lebih besar dibandingkan metode Time History, khususnya pada parameter gaya geser dasar dan simpangan, meskipun seluruh nilai respons masih berada dalam batas yang diizinkan oleh SNI 1726:2019. Hal ini menunjukkan bahwa metode RSA bersifat lebih konservatif, sedangkan metode THA memberikan gambaran respons struktur yang lebih realistis terhadap beban gempa aktual.

3. Analisis Kinerja Struktur Gedung Rusun ASN 3 Akibat Gempa

Apriliani dkk. (2025) menganalisis kinerja struktur Gedung Rusun ASN 3 (tinggi 54,8 m) menggunakan dua metode analisis dinamik, yaitu *Response Spectrum* dan *Time History*, serta mengevaluasi kinerja berdasarkan ATC-40. Hasil menunjukkan bahwa perpindahan maksimum akibat gempa respon spektrum sebesar 41,613 mm (arah X) dan 48,938 mm (arah Y). Untuk analisis Time History, perpindahan maksimum yang diperoleh adalah: gempa

Chuetsu-oki sebesar 33,716 mm (X) dan 55,396 mm (Y); gempa Koshiro Oki sebesar 40,976 mm (X) dan 39,982 mm (Y); serta gempa Miyagi Pre.Off sebesar 53,515 mm (X) dan 42,982 mm (Y).

Berdasarkan evaluasi kinerja, nilai simpangan total maksimum tercatat $< 0,01$ dan simpangan inelastik maksimum $< 0,005$, sehingga tingkat kinerja struktur pada arah X dan Y berada pada level Immediate Occupancy (IO) untuk seluruh skenario gempa yang dianalisis. Hal ini menunjukkan struktur masih mampu mempertahankan fungsi layanannya setelah gempa rencana tanpa kerusakan signifikan

4. Comparative Study of Dynamic Earthquake Analysis With Spectral Design and Time History

Penelitian oleh Nugraha Eka Saputra dan Yulita Arni Priastiwi (2023) yang dipublikasikan pada Jurnal Indonesia Sosial Teknologi membahas perbandingan analisis dinamik gempa menggunakan *Response Spectrum* (RS), *Response Spectrum Matched* (RSM), *Time History* (TH), dan *Time History Matched* (THM) pada bangunan hotel 8 lantai di wilayah Indramayu dengan klasifikasi tanah SE, mengacu pada SNI 1726:2019.

Hasil analisis menunjukkan bahwa periode alami struktur yang diperoleh adalah 1,412 detik (RS) dan 1,453 detik (RSM, TH, dan THM), yang masih berada dalam rentang batas yang diizinkan yaitu 1,054–1,476 detik. Partisipasi massa struktur pada seluruh metode analisis mencapai $\pm 95\%$, sehingga memenuhi ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1.

Untuk parameter simpangan maksimum (displacement), diperoleh nilai pada arah X sebesar 41,187 mm (RS), 41,757 mm (RSM), 37,904 mm (TH), dan 41,945 mm (THM), sedangkan pada arah Y sebesar 43,924 mm (RS), 44,943 mm (RSM), 57,330 mm (TH), dan 53,460 mm (THM). Nilai simpangan terbesar terjadi pada metode *Time History* arah Y sebesar 57,330 mm. Sementara itu, hasil analisis simpangan antar lantai (drift) menunjukkan bahwa drift arah Y lebih besar dibandingkan arah X, namun seluruh nilai

masih berada di bawah batas izin $\Delta < \Delta_a$, sehingga struktur dinyatakan aman terhadap beban gempa sesuai SNI 1726:2019.

5. Studi Perbandingan Analisis Respon Spektra dan *Time History* untuk Desain Gedung

Penelitian oleh penulis dalam Jurnal Teknik ITS (2017) melakukan studi perbandingan metode *Response Spectrum Analysis (RSA)* dan *Time History Analysis (THA)* dalam perencanaan gedung bertingkat tahan gempa. Analisis dilakukan dengan menggunakan beberapa rekaman gempa riil, yaitu Kobe 1995, Imperial Valley 1979, dan Tabas 1978, yang telah disesuaikan dengan spektrum rencana, serta mengevaluasi respons struktur berdasarkan parameter gaya geser dasar (base shear) dan simpangan struktur.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa nilai base shear dari metode RSA lebih besar dibandingkan metode THA, dengan nilai base shear RSA sebesar 11.621 kN (arah X) dan 12.038 kN (arah Y). Sementara itu, hasil THA menghasilkan nilai base shear yang lebih bervariasi tergantung rekaman gempa, dengan penurunan signifikan hingga 83,046% pada arah tertentu dibandingkan RSA. Perbandingan simpangan antar lantai menunjukkan bahwa respons THA lebih fluktuatif dan sensitif terhadap karakteristik gempa, sedangkan RSA memberikan hasil yang lebih konservatif. Temuan ini menegaskan bahwa RSA cenderung menghasilkan respons yang lebih aman, sementara THA mampu merepresentasikan perilaku dinamik struktur secara lebih realistis.

2.3 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Penelitian terdahulu mengenai analisis struktur akibat beban gempa telah dilakukan dengan berbagai metode. Setiap penelitian memiliki perbedaan dalam objek, metode, dan parameter analisis. Perbandingan penelitian terdahulu dengan penelitian ini disajikan pada tabel berikut

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Telah Dilakukan

Penelitian Terdahulu						Penelitian yang Dilaksana-kan
Nama peneliti	Dilla Ayu Laila Nurul Bayyinah dan Faimun	Nugraha Eka Saputra dan Yulita Arni Priastiwi	Moh. Abie Said dan Rafly Muhammad Andrianto	Rizki Abil Nurkhusnaedi	Roski Apriliani, Budi Kudwadi, dan Ben Novarro Batubara	Daffa Kurnianda
Tahun	2017	2023	2024	2025	2025	2026
Judul	Studi Perbandingan Analisis Respon Spektra dan Time History untuk Desain Gedung	Comparative Study of Dynamic Earthquake Analysis with Spectral Design and Time History Methods	Studi Perbandingan Pengaruh Metode <i>Response Spectrum</i> dan <i>Time History</i> pada Gedung Bertingkat	Kajian Aplikasi Metode Metode Analisis Riwayat Waktu terhadap Respon Struktur Gedung Bertingkat	Analisis Kinerja Struktur Gedung Rusun ASN 3 Akibat Beban Gempa	Analisis Perbandingan Metode <i>Response Spectrum</i> dan <i>Time History</i> terhadap Perilaku Dinamik Struktur Gedung Bertingkat

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Telah Dilakukan

Penelitian Terdahulu						Penelitian yang Dilaksana-kan
Objek	Gedung beton bertulang 12 lantai + 1 basement	Gedung beton bertulang 8 lantai	Gedung bertingkat 4 Lantai	Gedung beton bertulang bertingkat 5–10 lantai (studi variasi jumlah lantai)	Gedung Rusun ASN 3 dengan struktur beton bertulang 12 lantai dan 3 lantai atap	Gedung 5 Lantai
Beban Gempa	<i>Response Spectrum Analysis (RSA) dan Time History Analysis (THA)</i>	<i>Response Spectrum (RS), Response Spectrum Matched (RSM), Time History (TH), dan Time History Matched (THM)</i>	<i>Response Spectrum dan Time History</i>	Statik Ekuivalen, <i>Response Spectrum</i> , dan <i>Time History Analysis</i>	<i>Response Spectrum dan Time History Analysis</i>	<i>Response Spectrum dan Time History</i>
Tujuan	<i>Response</i>	Membanding	Membandingkan	Menganalisis	Menganalisis	Membandi

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Telah Dilakukan

Penelitian Terdahulu						Penelitian yang Dilaksana-kan
Penelitian	<i>Spectrum Analysis</i> (RSA) dan <i>Time History Analysis</i> (THA)	kan respons struktur gedung bertingkat akibat beban gempa berdasarkan metode spektrum dan riwayat waktu ditinjau dari periode alami, gaya geser dasar (base shear), partisipasi massa, simpangan (displacement), dan simpangan antar lantai	respon struktur gedung bertingkat akibat beban gempa berdasarkan metode <i>Response Spectrum</i> dan <i>Time History</i> ditinjau dari parameter gaya geser dasar dan simpangan struktur.	dan membandingkan respon struktur gedung bertingkat akibat pembebanan gempa dengan metode Statik Ekuivalen, <i>Response Spectrum</i> , dan <i>Time History</i> ditinjau dari gaya geser dasar, simpangan antar lantai, ketidakberatu	respon struktur gedung bertingkat terhadap beban gempa dinamik serta mengevaluasi kinerja struktur berdasarkan simpangan (drift) dan level kinerja struktur mengacu pada ATC-40	ngkan respons dinamik struktur gedung bertingkat akibat beban gempa berdasarkan metode <i>Response Spectrum</i> dan <i>Time History</i> serta mengevaluasi karakteristik respons struktur

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Telah Dilakukan

Penelitian Terdahulu						Penelitian yang Dilaksana-kan
		(drift ratio).		ran struktur, serta pengaruh P-Delta.		yang dihasilkan
Hasil Penelitian	Hasil analisis menunjukkan bahwa nilai base shear metode <i>Response Spectrum</i> lebih besar dibandingkan metode <i>Time History</i> . Nilai base shear maksimum metode <i>Response Spectrum</i> tercatat sebesar 11.621,34 kN (arah X) dan	Hasil analisis menunjukkan bahwa periode alami struktur berada pada rentang 1,412–1,453 detik untuk seluruh metode dan memenuhi ketentuan SNI 1726:2019. Nilai base shear dinamik	Hasil analisis menunjukkan bahwa nilai base shear metode <i>Response Spectrum</i> lebih besar dibandingkan <i>Time History</i> sebesar 0,15% pada arah X dan 11,83% pada arah Y. Nilai simpangan maksimum pada metode <i>Time History</i> lebih kecil dibandingkan <i>Response</i>	Hasil analisis menunjukkan bahwa gaya geser dasar terbesar dihasilkan oleh metode Statik Ekuivalen, diikuti oleh <i>Response Spectrum</i> , dan paling kecil oleh <i>Time History</i> . Pada struktur 6 lantai, gaya lateral	Hasil analisis menunjukkan bahwa simpangan maksimum akibat <i>Response Spectrum</i> mencapai 41,61 mm (arah X) dan 48,94 mm (arah Y). Sementara itu, simpangan maksimum akibat <i>Time History</i> mencapai 53,52 mm (arah X)	<i>Akan diperoleh pada tahap penelitian</i>

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Telah Dilakukan

Penelitian Terdahulu						Penelitian yang Dilaksana-kan
	12.038,64 kN (arah Y). Sementara itu, metode Time History menghasilkan nilai base shear yang lebih kecil dengan penurunan hingga 4,69%–83,05% dibandingkan <i>Response Spectrum</i> . Hasil simpangan struktur pada kedua metode masih berada dalam batas izin, meskipun pada beberapa lantai simpangan hasil	lebih besar dibandingkan statik, dengan nilai maksimum sebesar 3482,316 kN (arah X) dan 3452,580 kN (arah Y). Partisipasi massa struktur mencapai 95% pada arah X dan Y. Nilai simpangan maksimum tercatat sebesar 41,945 mm (arah X) dan	<i>Spectrum</i> , sehingga metode <i>Time History</i> dinilai memberikan respon struktur yang lebih realistis terhadap beban gempa aktual	tertinggi akibat beban <i>Time History</i> mencapai 46,22%. Untuk struktur 7–10 lantai, pola gaya lateral menunjukkan kecenderungan yang hampir sama dengan struktur 6 lantai, namun nilai gaya lateral Statik Ekuivalen tetap lebih kecil dibandingkan gaya lateral	dan 55,40 mm (arah Y). Nilai drift maksimum tercatat sebesar 30,42 mm (arah X) dan 28,68 mm (arah Y), seluruhnya masih berada di bawah batas izin. Evaluasi kinerja struktur menunjukkan bahwa gedung berada pada level Immediate Occupancy (IO), yang berarti struktur tetap stabil dan dapat langsung digunakan setelah gempa	

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Telah Dilakukan

Penelitian Terdahulu						Penelitian yang Dilaksana-kan
	Time History lebih besar dibandingkan <i>Response Spectrum</i>	57,330 mm (arah Y), sedangkan drift antar lantai pada seluruh metode masih berada di bawah batas izin, sehingga struktur dinyatakan aman terhadap beban gempa.		dinamik pada seluruh tingkat. Nilai simpangan antar lantai pada seluruh metode masih berada di bawah batas izin SNI, sehingga struktur dinyatakan aman. Selain itu, koefisien stabilitas maksimum (θ_{max}) sebesar 0,0909 menunjukkan bahwa		

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Telah Dilakukan

Penelitian Terdahulu						Penelitian yang Dilaksana-kan
				pengaruh P-Delta masih dalam kondisi stabil.		

2.4 Perbedaan dan Kontribusi Penelitian yang dilakukan

Berdasarkan hasil perbandingan penelitian terdahulu yang telah disajikan, dapat diketahui bahwa sebagian besar penelitian sebelumnya berfokus pada evaluasi kinerja struktur gedung terhadap beban gempa, baik melalui penentuan level kinerja struktur berdasarkan pendekatan performance-based design maupun penilaian kondisi struktur pasca gempa. Selain itu, beberapa penelitian juga menitikberatkan pada analisis kinerja nonlinier serta kajian tingkat kerusakan struktur akibat pembebanan gempa.

Berbeda dengan penelitian-penelitian tersebut, penelitian ini difokuskan pada kajian perbandingan karakteristik respons dinamik struktur gedung bertingkat menggunakan metode analisis dinamik linear, yaitu *Response Spectrum Analysis* dan *Time History Analysis*. Penelitian ini tidak bertujuan untuk mengevaluasi kinerja struktur secara performance-based, melainkan untuk mengkaji tingkat konservatifitas dan efisiensi kedua metode analisis dalam memprediksi respons struktur terhadap beban gempa.

Ruang lingkup penelitian ini dibatasi pada perbandingan parameter respons utama struktur, meliputi periode alami, gaya geser dasar (base shear), dan simpangan antar lantai (inter storey drift), tanpa membahas perilaku non linier maupun level kinerja struktur. Selain itu, penelitian ini dilakukan pada kondisi lokasi dan parameter seismik yang berbeda, sehingga menghasilkan karakteristik respons struktur yang tidak dapat disamakan dengan penelitian terdahulu. Dengan demikian, meskipun metode analisis yang digunakan serupa, penelitian ini memiliki fokus, ruang lingkup, dan tujuan yang berbeda serta memberikan kontribusi tersendiri dalam kajian analisis dinamik struktur gedung bertingkat.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Bab ini menguraikan landasan teori yang digunakan sebagai dasar dalam melakukan analisis dinamik struktur gedung terhadap beban gempa. Pembahasan meliputi ketentuan pembebanan struktur berdasarkan SNI 1727:2020 serta ketentuan perencanaan gempa sesuai SNI 1726:2019 yang menjadi acuan utama dalam penentuan parameter seismik dan spektrum respons desain. Selain itu dijelaskan konsep dasar *Response Spectrum Analysis* (RSA) dan *Time History Analysis* (THA) sebagai dua metode analisis dinamik linier yang dibandingkan dalam penelitian ini.

Pembahasan juga mencakup teori dasar Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sebagai sistem penahan gaya lateral pada struktur beton bertulang, serta parameter respons struktur seperti gaya geser dasar (base shear), simpangan antar tingkat (interstory drift), gaya dalam elemen struktur, dan periode alami sebagai karakteristik modal struktur. Seluruh teori tersebut digunakan sebagai dasar dalam proses analisis dan interpretasi hasil pada bab selanjutnya.

3.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur merupakan dasar utama dalam melakukan analisis respons struktur terhadap gempa. Nilai gaya internal, simpangan, hingga drift ratio yang dihasilkan oleh metode *Response Spectrum Analysis* (RSA) maupun *Time History Analysis* (THA) sangat dipengaruhi oleh besar–kecilnya beban yang bekerja pada bangunan. Oleh karena itu, sebelum melakukan analisis dinamik, perlu dijelaskan teori dasar mengenai jenis-jenis beban yang diatur dalam SNI 1727:2020 serta ketentuan beban gempa berdasarkan SNI 1726:201

Pada subbab ini akan dibahas tiga kelompok pembebanan utama yang digunakan dalam pemodelan struktur, yaitu beban mati (dead load), beban hidup (live load), dan beban gempa (earthquake load). Ketiga beban tersebut menjadi input awal untuk memperoleh respons struktur pada analisis RSA maupun THA.

3.2.1 Beban Mati (Dead Load)

Beban mati merupakan beban tetap yang berasal dari berat komponen bangunan yang tidak berubah sepanjang waktu. Beban ini mencakup elemen-elemen struktural seperti balok, kolom, pelat beton, dinding, atap, serta perlengkapan tetap seperti pipa dan sistem mekanikal. Semua elemen ini dihitung berdasarkan berat jenis material yang digunakan serta luas penampang masing-masing elemen struktur.

Unsur-unsur beban mati antara lain:

1. Struktur utama seperti balok, kolom, dan pelat beton,
2. Penutup bangunan seperti genteng, keramik, dan dinding,
3. Perlengkapan tetap seperti instalasi pipa, sistem HVAC, dan lainnya.

Perhitungan beban mati dilakukan dengan mengacu pada berat jenis material yang digunakan. Misalnya, beton bertulang memiliki berat jenis sekitar 2400 kg/m^3 , sedangkan baja memiliki berat jenis sekitar 7850 kg/m^3 . Beban mati ini berfungsi untuk menentukan gaya-gaya seismik yang bekerja pada struktur serta kontribusi massa dalam analisis dinamis pada bangunan. Komponen beban mati yang digunakan dalam pemodelan struktur meliputi berat sendiri elemen struktur dan beban tetap tambahan. Rekapitulasi komponen beban mati ditampilkan pada tabel pembebanan untuk gedung berikut

Tabel 3.1 Pembebanan untuk Gedung

Bahan Bangunan	Berat
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Pasir (Kering Udara)	1600 kg/m ³
Komponen Gedung	Berat
Spesi dari Semen, per cm tebal	21 kg/m ²
Dinding Bata Merah 1/2 Batu	250 kg/m ²
Penutup Lantai	24 kg/m ²

Tabel ini memberikan nilai yang digunakan untuk menentukan beban mati pada struktur bangunan, yang berfungsi untuk menghitung distribusi massa dan gaya-gaya seismik dalam analisis gempa. Dalam analisis dinamis, beban mati membantu dalam perhitungan perioda alami struktur dan gaya yang diterima oleh bangunan selama peristiwa gempa.

3.2.2 Beban Hidup (Live Load - LL)

Beban hidup adalah beban yang dapat berubah-ubah sesuai dengan penggunaan atau fungsi dari bangunan. Beban ini berasal dari aktivitas manusia, peralatan yang bisa dipindahkan, serta barang-barang yang ada di dalam bangunan. Nilai beban hidup sangat tergantung pada jenis penggunaan dan aktivitas di dalam bangunan tersebut. Sebagai contoh, pada bangunan kantor, beban hidup dihitung berdasarkan jumlah orang yang berada di dalam ruangan, perabotan, serta peralatan kantor. Sementara pada bangunan rumah sakit, beban hidup lebih tinggi karena adanya tempat tidur pasien, peralatan medis, dan aktivitas medis lainnya.

Dalam perencanaan struktur, beban hidup dihitung dengan mengacu pada SNI 1727:2020, yang memberikan standar untuk beban hidup berdasarkan jenis ruang dan fungsinya. Setiap jenis ruang memiliki nilai beban hidup yang berbeda, yang

ditentukan berdasarkan luas lantai dan fungsi ruang tersebut. Misalnya, pada ruang kantor, beban hidup yang digunakan adalah sekitar $3,0 \text{ kN/m}^2$, sedangkan untuk aula atau ruang perpustakaan, beban hidup bisa mencapai $4,0 \text{ kN/m}^2$.

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

No	Hunian atau Penggunaan	Merata, L_o psf (kN/m^2)	Reduksi Beban Hidup Diizinkan	Reduksi Beban Hidup Berlantai Banyak Diizinkan? (No. pasal)	Terpusat lb (kN) Terpusat lb (kN)
1	Rumah Tinggal Hunian satu dan dua keluarga				
	Loteng yang tidak dapat dihuni	10 (0,48)	Ya	Ya	4.12.1
	Loteng yang tidak dapat dihuni dengan gudang	20 (0,96)	Ya	Ya	4.12.1
	Loteng yang tidak dapat dihuni dan ruang tidur	30 (1,44)	Ya	Ya	0
	Semua ruang kecuali tangga	40 (1,92)	Ya	Ya	0
	Semua hunian rumah tinggal lainnya				
	Ruang pribadi dan koridornya	20 (1,92)	Ya	Ya	0
	Ruang publik	100 (4,79)	Tidak	Tidak	0
	Koridor ruang publik	100 (4,79)	Ya	Ya	

3.2.3 Beban Gempa (Earthquake Load - EQ)

Perhitungan beban gempa adalah salah satu aspek yang sangat penting dalam desain struktural, terutama di negara seperti Indonesia yang terletak pada zona gempa aktif. Setiap bangunan yang direncanakan harus mampu menahan gaya-gaya dinamis yang timbul akibat gempa bumi. Tanpa perhitungan yang cermat, struktur bangunan dapat mengalami kerusakan yang parah, bahkan menyebabkan keruntuhan total. Oleh karena itu, dalam merancang bangunan, perlu dipertimbangkan berbagai faktor yang mempengaruhi beban gempa yang diterima oleh struktur, termasuk faktor utama gempa dan risiko yang ditimbulkan.

Analisis gempa tidak hanya bergantung pada gaya gempa itu sendiri, tetapi juga pada karakteristik struktural bangunan, seperti jenis tanah, tinggi bangunan, dan perioda alami struktur. Dalam hal ini, SNI 1726:2019 menjadi acuan penting yang memberikan pedoman tentang bagaimana menghitung gaya gempa berdasarkan lokasi, jenis tanah, serta kategori risiko bangunan. Berdasarkan standar ini, setiap bangunan harus dievaluasi untuk menentukan tingkat risiko gempa yang dapat terjadi di wilayah tersebut dan untuk merencanakan struktur yang mampu menahan gaya gempa yang terjadi.

1. Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Faktor utama yang mempengaruhi besarnya beban gempa pada struktur bangunan sangat beragam. Intensitas gempa adalah salah satu faktor utama yang harus diperhitungkan, yang mengacu pada kekuatan gempa yang terjadi di suatu wilayah. Semakin besar intensitas gempa, semakin besar beban yang diterima oleh struktur. Intensitas ini diukur menggunakan skala Richter atau Moment Magnitude Scale (Mw), yang memberi gambaran tentang seberapa kuat pergerakan tanah yang terjadi.

Selain intensitas, jenis tanah juga berpengaruh besar terhadap percepatan gempa yang diterima oleh bangunan. Tanah yang lebih lunak cenderung memperbesar amplitudo getaran gempa, sehingga beban gempa yang diterima oleh bangunan akan lebih besar. Sebaliknya, tanah keras lebih efektif

meredam getaran, sehingga beban gempa yang diterima bangunan cenderung lebih kecil.

Kecepatan angin dasar dan lokasi geografis bangunan juga merupakan faktor utama dalam perhitungan beban gempa. Bangunan yang terletak lebih dekat dengan pusat gempa akan merasakan gaya seismik yang lebih besar. Lokasi geografis menentukan koefisien gempa yang diperlukan berdasarkan pada intensitas gempa yang diprediksi di wilayah tersebut.

Selain itu, tinggi bangunan juga perlu diperhitungkan. Bangunan yang lebih tinggi cenderung mengalami gaya lateral lebih besar selama gempa dibandingkan dengan bangunan yang lebih rendah. Struktur yang lebih tinggi memiliki periode alami yang lebih panjang, sehingga lebih rentan terhadap getaran horizontal yang besar, yang dihasilkan oleh gempa.

Dengan mempertimbangkan faktor-faktor tersebut, nilai Faktor Keutamaan Gempa (I_e) dihitung untuk setiap bangunan, yang akan mempengaruhi perencanaan desain dan perhitungan gaya gempa. Tabel berikut menunjukkan nilai Faktor Keutamaan Gempa (I_e) berdasarkan kategori risiko bangunan, yang digunakan untuk menghitung beban gempa yang diterima oleh struktur.

Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung 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 - Gudang penyimpanan	I

Lanjutan Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	
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 - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung 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 non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi	III

Lanjutan Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
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 non gedung 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 di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran	
Gedung dan non gedung 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	IV

Lanjutan Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
- 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, tangki 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 non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	

(Sumber : SNI 1726: 2019)

Kategori risiko struktur pembangunan digunakan untuk mengklasifikasikan jenis bangunan dan menentukan koefisien gempa yang tepat sesuai dengan fungsi dan pentingnya bangunan tersebut. Sebagai contoh, bangunan seperti rumah sakit atau sekolah, yang memiliki peran penting dalam kehidupan masyarakat, memerlukan perhitungan yang lebih ketat dibandingkan dengan bangunan yang tidak terlalu vital, seperti gudang atau pabrik.

Pentingnya pembahasan kategori risiko ini adalah untuk memastikan bahwa bangunan yang berfungsi sebagai fasilitas penting dapat bertahan dengan baik saat terjadi gempa. Bangunan yang memiliki kategori risiko tinggi memerlukan desain yang lebih kuat untuk menahan beban gempa yang lebih besar. Sebaliknya, bangunan

dengan kategori risiko rendah memiliki toleransi lebih besar terhadap kerusakan dan membutuhkan perencanaan yang lebih fleksibel.

Tabel 3.4 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)

3.2.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan adalah proses penggabungan berbagai jenis beban yang bekerja pada struktur secara bersamaan, termasuk beban mati (DL), beban hidup (LL), dan beban gempa (EQ). Dalam perencanaan struktural, kombinasi pembebanan sangat penting untuk memastikan bahwa struktur dapat menahan semua beban yang mungkin terjadi pada saat yang bersamaan. Penggabungan beban ini dilakukan berdasarkan pedoman yang diatur dalam SNI 1727:2020 untuk menghitung gaya-gaya yang bekerja pada struktur. Kombinasi pembebanan dapat dilihat sebagai berikut ;

$$1. \quad 1,4 D \quad (3.1)$$

$$2. \quad 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.2)$$

$$3. \quad 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L_r \text{ atau } 0,5 W) \quad (3.3)$$

$$4. \quad 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.4)$$

$$5. \quad 0,9 D + 1,0 W \quad (3.5)$$

$$6. \quad 1,2 D + E_v + E_h + L \quad (3.6)$$

$$7. \quad 0,9 D - E_v + E_h \quad (3.7)$$

Keterangan :

D = beban mati,

L = beban hidup,

L_r = beban hidup dan atap,

R = beban hujan, dan

W = beban angin.

Pengaruh beban gempa, E pada kombinasi pembebanan harus ditentukan sebagai berikut :

1. Untuk penggunaan dalam kombinasi 5, E harus ditentukan sesuai persamaan Berikut.

$$E = E_h + E_v \quad (3.8)$$

2. Untuk penggunaan dalam kombinasi 7, E harus ditentukan sesuai persamaan berikut.

$$E = E_h - E_v \quad (3.9)$$

Keterangan:

E = pengaruh beban gempa

E_h = pengaruh beban gempa horisontal

E_v = pengaruh beban gempa vertikal

3. Pengaruh beban gempa horisontal, E_h, harus ditentukan sesuai persamaan Berikut.

$$E_h = \rho Q E \quad (3.10)$$

Keterangan:

QE = pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau F_p

ρ = faktor redundansi

4. Pengaruh beban gempa vertikal, E_v, harus ditentukan sesuai persamaan Berikut.

$$E_v = 0,2 S_d s D \quad (3.11)$$

Keterangan:

$S_d s$ = parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek

D = pengaruh beban mati

3.3 Respon Spektrum

Respons spektrum adalah metode yang digunakan dalam perhitungan beban gempa untuk menilai respons struktural terhadap gaya-gaya dinamis yang ditimbulkan oleh gempa bumi. Dalam perancangan struktur yang berada pada daerah rawan gempa, analisis respons spektrum menjadi salah satu pendekatan yang penting untuk memastikan kestabilan dan keselamatan struktur.

Dalam perhitungan respons spektrum, dua parameter utama yang perlu diperhatikan adalah parameter percepatan gempa (S_a) dan percepatan gempa untuk periode panjang (S_1). Kedua parameter ini sangat mempengaruhi desain struktur dalam menahan gaya gempa. Sesuai dengan ketentuan dalam SNI 1726:2019, penentuan koefisien gempa berdasarkan lokasi dan fungsi bangunan serta jenis tanah tempat bangunan didirikan menjadi hal yang sangat penting dalam melakukan perhitungan respons spektrum.

3.3.1 Klasifikasi Situs (Site Class)

Klasifikasi situs adalah proses mengidentifikasi jenis tanah tempat bangunan berdiri, yang mempengaruhi bagaimana struktur merespons percepatan gempa yang diterima. Jenis tanah sangat berpengaruh terhadap amplitudo gelombang gempa yang ditransmisikan ke struktur bangunan. Tanah yang lebih lunak cenderung memperbesar gelombang gempa, sementara tanah yang lebih keras meredam gelombang tersebut, menghasilkan perbedaan signifikan dalam gaya gempa yang diterima bangunan.

SNI 1726:2019 membagi situs tanah menjadi beberapa site class berdasarkan karakteristik tanahnya, mulai dari tanah keras (Site Class A) hingga tanah sangat lunak (Site Class F). Setiap klasifikasi situs ini memiliki faktor percepatan gempa

yang berbeda, yang digunakan untuk mengoreksi percepatan gempa dasar yang diterima oleh bangunan, sehingga perhitungan beban gempa dapat disesuaikan dengan jenis tanah tempat bangunan tersebut berdiri.

Tabel 3.5 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	N atau N_{ch}	Su (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	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3m tanah dengan karakteristik sebagai berikut 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser nirair $S_u < 25$ Kpa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plasitisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan su 50 kPa		

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

(sumber : SNI 1726:2019)

3.3.2 Parameter Spektrum Respons Gempa

Parameter spektrum respons gempa adalah elemen penting dalam perhitungan beban gempa yang diterima oleh struktur. Dalam analisis gempa, spektrum respons digunakan untuk menentukan respons dinamis bangunan terhadap gempa yang terjadi, dengan menghitung gaya-gaya yang bekerja pada struktur. Spektrum respons ini menggambarkan hubungan antara percepatan dan periode alami struktur, yang sangat bergantung pada karakteristik gempa dan respons tanah.

Ada dua parameter utama yang digunakan dalam perhitungan spektrum respons gempa:

1. S_s (Parameter Percepatan Gempa Dasar): merupakan parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada periode pendek, sedangkan S_1 merupakan parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada periode 1 detik. Kedua parameter tersebut diperoleh berdasarkan lokasi struktur dan peta bahaya gempa, kemudian dikoreksi menggunakan koefisien situs F_a dan F_v sesuai klasifikasi tanah. .
2. S_1 (Parameter Percepatan Gempa untuk Periode 1 Detik): Merupakan percepatan gempa untuk bangunan yang memiliki periode alami panjang, yang cenderung lebih rentan terhadap gaya gempa pada periode panjang (terutama untuk bangunan tinggi atau struktur yang lebih fleksibel).

Untuk lebih memahami perhitungan spektrum respons gempa, perlu dicermati dua parameter utama yang digunakan dalam perhitungan tersebut, yaitu S_s (Percepatan Gempa Dasar) dan S_1 (Percepatan Gempa untuk Periode Panjang). Parameter-parameter ini sangat penting untuk menentukan besarnya gaya gempa yang diterima oleh bangunan, berdasarkan karakteristik tanah dan lokasi bangunan tersebut.

1. Koefisien situs dan parameter respon spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER)

Untuk menentukan respon spektral percepatan gempa (MCER) di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik untuk periode 0,2 detik dan 1 detik, yang meliputi F_a untuk periode pendek dan F_v untuk periode panjang. Parameter S_s dan S_1 dihitung dengan mempertimbangkan klasifikasi situs.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3.12)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3.13)$$

Keterangan :

S_s = parameter respon spektral percepatan gempa MCER
terpetakan untuk periode pendek

S_1 = parameter respon spektral percepatan gempa MCER
terpetakan untuk periode 1,0 detik.

F_a = koefisien situs periode pendek ,

F_v = koefisien situs periode 1 detik,

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa terpetakan
untuk periode pendek, dan

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa terpetakan
untuk periode 1 detik.

Penting untuk memahami bagaimana percepatan gempa dasar (S_s) dan percepatan gempa untuk periode panjang (S_1) mempengaruhi desain dan perhitungan gaya gempa horizontal yang diterima bangunan. Perhitungan ini sangat bergantung pada site class, yang akan mempengaruhi nilai F_a dan F_v sesuai dengan jenis tanah di lokasi bangunan.

Tabel 3.6 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, Ss					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
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	$SS^{(a)}$					

(Sumber : SNI 1726-2019)

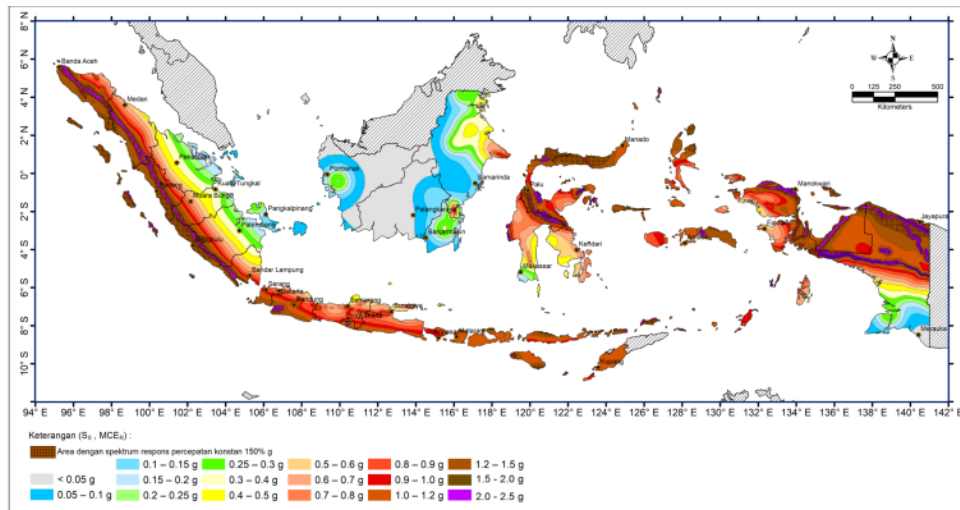
Tabel 3.7 Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget(MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, Ss					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	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	$SS^{(a)}$					

(Sumber : SNI 1726-2019)

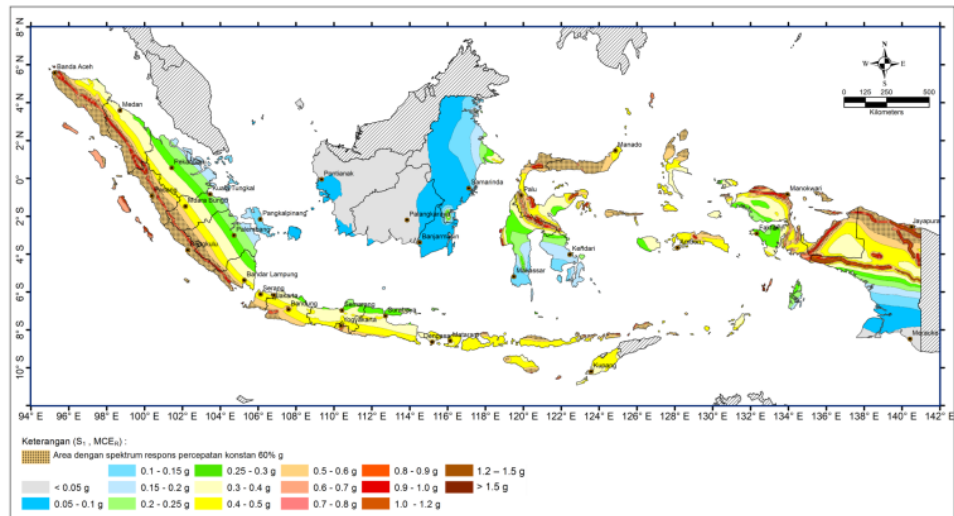
2. Parameter percepatan respons spektral

Parameter percepatan respons spektral pada periode pendek, S_0 , serta percepatan respons spektral pada periode satu detik, S_1 , ditentukan berdasarkan nilai yang ditetapkan sesuai dengan peta bahaya gempa untuk wilayah lokasi struktur. Nilai kedua parameter tersebut digunakan sebagai dasar dalam penentuan karakteristik spektrum respons gempa yang mengacu pada ketentuan SNI 1726:2019.\

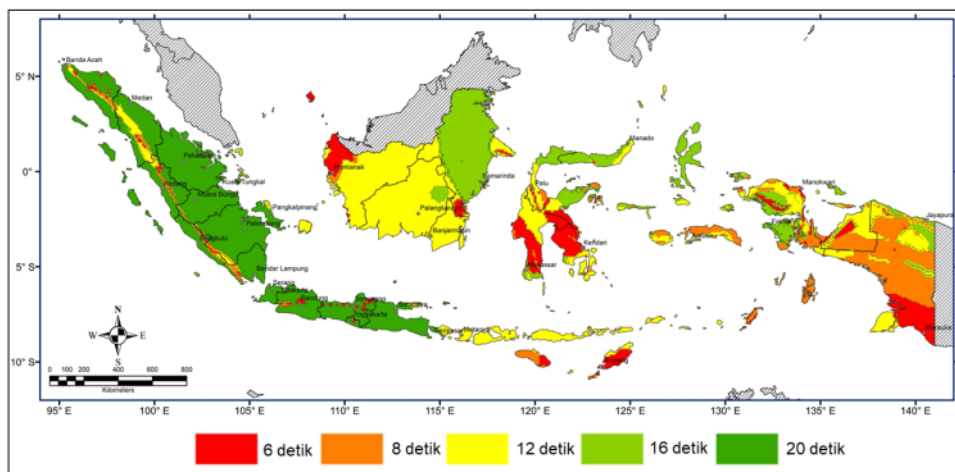


Gambar 3.1 Parameter Percepatan Respons Spektral pada Periode Pendek
Berdasarkan SNI 1726:2019

(Sumber: SNI 1726:2019, Gambar 15)



Gambar 3.2 Parameter Percepatan Respons Spektral pada Periode 1 Detik
Berdasarkan SNI 1726:2019
 (Sumber: SNI 1726:2019, Gambar 16)



Gambar 3.3 Peta transisi periode panjang (TL) wilayah Indonesia
 (Sumber: SNI 1726:2019, Gambar 20)

3. Parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan gempa desain untuk periode pendek S_{DS} dan periode 1 detik S_{D1} harus dihitung menggunakan rumus berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.14)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.15)$$

4. Spektrum respon desain

Jika spektrum respons desain diperlukan tetapi prosedur gerak tanah untuk situs tertentu tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan merujuk pada Gambar 3 dan mengikuti ketentuan yang tercantum di bawah ini.

- a. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a dihitung berdasarkan rumus berikut:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.16)$$

- b. Untuk periode yang lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s spektrum respons percepatan desain S_a sama dengan S_{DS}
- c. Untuk periode yang lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil atau sama dengan T_L spektrum respons percepatan desain S_a dihitung berdasarkan rumus berikut:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (3.17)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

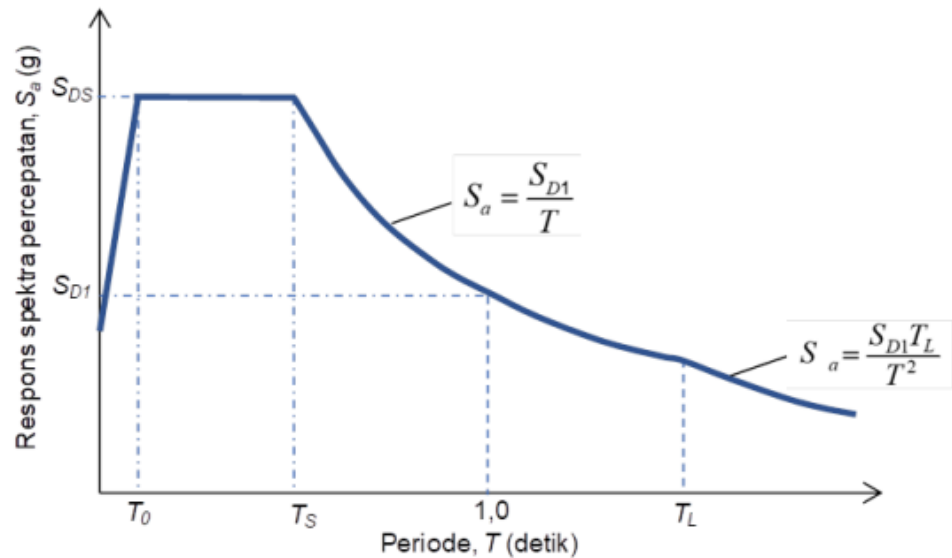
S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

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

T_L = Peta transisi periode panjang



Gambar 3.4 Spektrum Respons Desain

Gambar ini menunjukkan kurva spektrum respons desain yang menggambarkan hubungan antara periode alami struktur dan

percepatan gempa. Kurva ini digunakan untuk menentukan percepatan gempa yang diterima oleh struktur dengan periode panjang (lebih fleksibel), di mana percepatan akan lebih rendah dibandingkan dengan struktur yang lebih kaku (periode pendek).

5. Kategori desain seismik

Setiap struktur harus ditentukan kategori desain seismik berdasarkan pasal ini. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang terletak di wilayah dengan parameter percepatan gempa pada periode 1 detik S_1 lebih besar atau sama dengan 0,75, harus dikategorikan dalam desain seismik kategori E. Struktur dengan kategori risiko IV, yang terletak pada parameter percepatan gempa yang sesuai dengan periode 1 detik S_1 lebih besar atau sama dengan 0,75, harus dikategorikan dalam desain seismik kategori F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan dalam kategori desain seismik sesuai dengan parameter percepatan gempa yang diterima dan mengikuti ketentuan yang berlaku.

Tabel 3.8 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
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 < S_{DS}$	D	D

(sumber SNI 1726 - 2019)

**Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon
Percepatan Pada Periode 1 Detik**

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 < S_{D1}$	D	D

(sumber SNI 1726 - 2019)

3.3.3 Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental struktur merupakan salah satu karakteristik dinamik yang menunjukkan kecenderungan struktur dalam bergetar akibat pembebanan lateral. Nilai periode fundamental diperoleh dari analisis modal dan digunakan sebagai dasar dalam membaca respons struktur terhadap beban gempa. Dalam penelitian ini, periode fundamental tidak diperlakukan sebagai hasil perbandingan langsung antara metode *Response Spectrum Analysis* dan *Time History Analysis*, melainkan sebagai parameter modal yang membantu interpretasi respons struktur. Dalam penelitian ini, periode fundamental tidak diperlakukan sebagai hasil perbandingan langsung antara metode *Response Spectrum Analysis* dan *Time History Analysis*, melainkan sebagai parameter modal yang membantu interpretasi respons struktur.

Berdasarkan SNI 1726:2019, periode fundamental hasil analisis tidak boleh melebihi batas atas periode yang dihitung, yaitu hasil perkalian antara koefisien batas atas C_u dan periode fundamental pendekatan T_a

Tabel 3.10 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Perhitungan periode fundamental pendekatan mengacu pada SNI 1726:2019, dengan ketentuan sebagai berikut.

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (3.18)$$

Keterangan =

T_a = Periode fundamental pendekatan, dalam detik

C_t dan x = Koefisien parameter periode pendekatan

h_n = Ketinggian struktur, dalam meter

Nilai koefisien C_t dan x ditentukan berdasarkan jenis sistem struktur yang digunakan. Pada penelitian ini, sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) beton bertulang, sehingga parameter yang relevan adalah rangka beton pemikul momen.

Tabel 3.11 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan α

Tipe Struktur	C_t	α
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: • Rangka baja pemikul momen • Rangka beton pemikul momen	0,0724 0,0466	0,8 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

3.3.4 Koefisien Modifikasi Respons

Koefisien modifikasi respons merupakan rasio antara beban maksimum yang disebabkan oleh pengaruh gempa pada struktur bangunan elastik dan beban gempa nominal yang disebabkan oleh pengaruh gempa pada struktur bangunan daktail. Koefisien ini mempengaruhi perilaku dinamis struktur dalam menerima beban akibat gempa. Nilai dari koefisien modifikasi respons ini perlu dihitung terlebih dahulu sebelum melakukan perencanaan. Untuk menentukan nilai koefisien modifikasi respons (R), Faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan faktor pembesaran defleksi (C_d) dapat merujuk pada Tabel dibawah yang tercantum dalam SNI 1726:2019.

Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respon, R	Faktor Lebih Kuat Sistem, Ω_0^b	Faktor Pembebanan Defleksi, Cd^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur. $h_n (m)^d$				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
C. Sistem Rangka Pemikul Momen								
1. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
3. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	$2\frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
1. Dinding geser beton bertulang khusus	7	$2\frac{1}{2}$	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
2. Dinding geser beton bertulang biasa	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TI	TI	TI
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								

Lanjutan Tabel 3.12 Faktor R, Cd, dan (Ω_0) Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respon, R	Faktor Lebih Kuat Sistem, Ω_0^b	Faktor Pembebasan Defleksi, Cd^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur. h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
1. Dinding geser beton bertulang khusus	$6\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	48	30	30
2. Dinding geser beton bertulang biasa	$5\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}$	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
F. Sistem interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa	$4\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}$	4	TB	TI	TI	TI	TI

Berdasarkan sistem struktur yang digunakan pada penelitian ini, bangunan dikategorikan sebagai struktur beton bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Oleh karena itu, parameter sistem pemikul gaya seismik yang digunakan mengacu pada kategori rangka beton bertulang pemikul momen khusus, yaitu koefisien modifikasi respons $R = 8$, faktor kuat lebih sistem $\Omega_0 = 3$, dan

faktor pembesaran defleksi $C_d = 5,5$. Nilai tersebut digunakan dalam analisis beban gempa serta pengendalian respons struktur akibat beban seismik.

3.3.5 Berat Seismik Efektif

Berat seismik efektif struktur, W , mencakup semua beban mati dan beban lain yang ada pada bangunan. Berikut adalah rincian beban yang diperhitungkan dalam menghitung berat seismik efektif:

1. Daerah untuk Penyimpanan: Minimal sebesar 25% dari beban hidup lantai.
Pengecualian :
 - a. Jika beban penyimpanan tidak melebihi 5% dari berat seismik efektif pada tingkat tersebut, maka beban tersebut tidak perlu dihitung dalam berat seismik efektif.
 - b. Beban hidup lantai di area parkir umum atau struktur parkir terbuka tidak perlu dihitung.
2. Desain Beban Lantai untuk Partisi (SNI 1727 pasal 4.3.2): Berat terbesar antara beban partisi aktual atau berat daerah lantai minimum, yaitu $0,48 \text{ kN/m}^2$
3. Beban operasional total dari peralatan permanen.
4. Beban untuk lanskap dan elemen lainnya pada taman atap atau area serupa

Tabel 3.13 Prosedur Analisis Beban Gempa

Kategori Desain Seismik	Karakteristik Struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen	Analisis spektrum respons ragam	Prosedur respons riwayat waktu seismik
B,C	Semua struktur	I	I	I
D,E,F	Bangunan dengan kategori	I	I	I

Lanjutan Tabel 3.13 Prosedur Analisis Beban Gempa

Katego ri Desain Seismik	Karakteristik Struktur	Analisis gaya lateral ekivalen pasal 0	Analisis spektru m respons ragam pasal 0	Prosedur respons riwayat waktu seismik pasal 0
	risiko I atau II yang tidak lebih 2 tingkat diatas dasar			
	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, Tabel 16)

Catatan: I = Diizinkan, TI = Tidak Diizinkan

3.3.6 Gaya Geser Dasar Seismik

Koefisien respons seismik C_s merupakan koefisien yang digunakan untuk menentukan besarnya gaya geser dasar seismik pada struktur. Nilai C_s dipengaruhi

oleh parameter percepatan spektral desain, faktor modifikasi respons struktur, dan faktor keutamaan gempa. Dapat dilihat pada rumus dibawah

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e} \quad (3.16)$$

Keterangan

C_s = koefisien respons seismik

S_{DS} = parameter percepatan respons spektral desain pada periode pendek

R = koefisien modifikasi respons

Nilai C_s juga perlu dikontrol terhadap batas minimum:

$$C_s \geq 0,044 S_{DS} \quad I_e \geq 0,01 \quad (3.17)$$

Untuk kondisi tertentu, nilai C_s juga diperiksa terhadap batas minimum khusus:

$$C_s \geq \frac{0,5 S_1}{R/I_e} \quad (3.18)$$

Keterangan

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa pada periode 1 detik.

Gaya geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditentukan harus dihitung dengan menggunakan persamaan yang diatur dalam SNI 1726:2019 sebagai pedoman perhitungan desain gempa untuk memastikan keakuratan estimasi gaya gempa yang diterima oleh struktur

$$V = C_s W \quad (3.19)$$

Keterangan :

C_s = koefisien respons seismik yang ditentukan

W = berat seismik efektif

Gaya geser dasar (base shear) merupakan kekuatan yang bekerja pada struktur bangunan akibat gempa bumi, yang diteruskan hingga ke dasar bangunan. Kekuatan

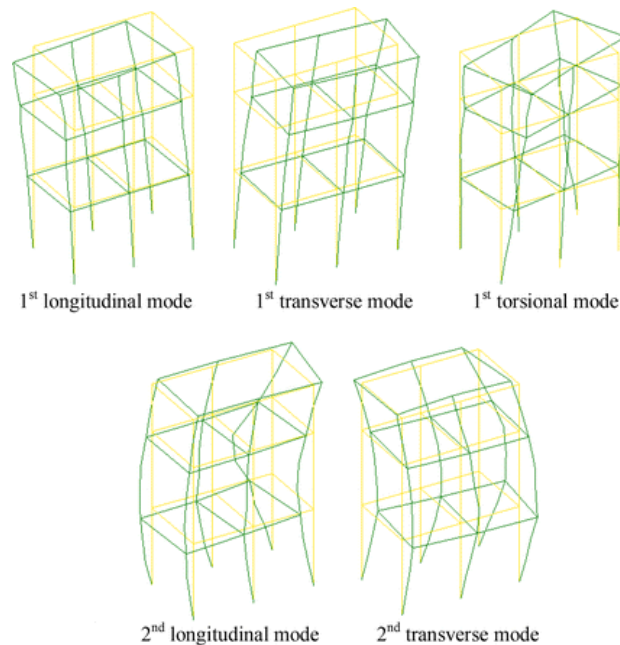
ini kemudian digunakan dalam desain struktur sebagai gaya gempa yang harus dihitung dan dievaluasi. Gaya geser dasar dihitung dengan mempertimbangkan gaya lateral yang timbul akibat pergerakan tanah di permukaan bangunan

3.3.7 Arah Ortogonal

Struktur bangunan dapat dianalisis menggunakan beberapa prosedur analisis gempa, antara lain analisis gaya lateral ekuivalen, analisis ragam spektrum respons, maupun analisis dinamik riwayat waktu. Dalam analisis tersebut, pembebanan gempa diterapkan secara terpisah pada dua arah utama struktur yang saling ortogonal. Untuk mempertimbangkan pengaruh gempa pada arah tegak lurus, kombinasi pembebanan dilakukan dengan menerapkan 100% gaya gempa pada arah utama yang ditinjau dan 30% gaya gempa pada arah ortogonalnya, sesuai dengan ketentuan analisis gempa

3.3.8 *Participating Mass Ratio*

Participating Mass Ratio merupakan parameter yang menunjukkan besarnya kontribusi massa struktur yang berpartisipasi pada setiap ragam getar dalam suatu arah tertentu akibat pembebanan dinamik, seperti gempa bumi. Parameter ini digunakan untuk menilai sejauh mana ragam getar yang dianalisis telah mampu merepresentasikan respons dinamik struktur secara keseluruhan. Dalam analisis dinamik, struktur memiliki beberapa ragam getar alami dengan karakteristik deformasi yang berbeda, di mana setiap ragam memberikan kontribusi massa yang tidak sama terhadap respons struktur.



Gambar 3.5 Ragam Getar Alami Struktur Bangunan

(sumber : Chopra A. K. 2017)

Ragam getar awal umumnya merepresentasikan gerakan global struktur dan memiliki kontribusi partisipasi massa yang lebih besar, sedangkan ragam getar berikutnya menunjukkan pola deformasi yang lebih kompleks dengan kontribusi massa yang relatif lebih kecil. Oleh karena itu, jumlah ragam getar yang dimasukkan dalam analisis perlu ditentukan secara memadai agar akumulasi partisipasi massa pada masing-masing arah utama struktur dapat mewakili respons dinamik bangunan secara baik, baik pada analisis *Response Spectrum Analysis* maupun *Time History Analysis*.

3.3.9 Faktor Redudansi

Faktor redudansi gempa (ρ) digunakan untuk meningkatkan tingkat keandalan sistem struktur sehingga mampu mengurangi risiko kegagalan struktur dan meningkatkan keselamatan bangunan. Dalam perhitungan gempa, penerapan faktor reduksi dilakukan pada kedua arah utama struktur yang saling ortogonal sesuai

dengan ketentuan SNI 1726:2019. Pada kondisi tertentu, nilai faktor reduksi ρ dapat ditetapkan sebesar 1,0 sebagaimana diatur dalam peraturan yang berlaku.

1. Desain struktur untuk kategori desain seismik B atau C.
2. Perhitungan simpangan antar tingkat dan pengaruh P-delta.
3. Desain komponen non struktural.
4. Desain struktur non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
5. Desain elemen kolektor, sambungan lanjutan, dan sambungan .
6. Desain elemen struktur atau sambungan yang memperhitungkan kombinasi pengaruh beban seismik termasuk faktor kuat lebih.
7. Desain struktur dengan sistem peredam.
8. Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang

Pada kondisi tertentu, nilai faktor reduksi ρ ditetapkan sebesar 1,3, yang umumnya berlaku untuk bangunan dengan kategori desain seismik D, E, dan F. Namun demikian, nilai ρ tersebut dapat diambil sebesar 1,0 apabila salah satu ketentuan khusus yang dipersyaratkan dalam peraturan terpenuhi.

1. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 % geser dasar dalam arah yang ditinjau.
2. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem pemikul gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter pemikul gaya seismik yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 % geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, h_{sx} , untuk konstruksi rangka ringan

3.4 Dinamik Respon Spektrum

Analisis dinamik respon spektrum merupakan metode analisis dinamik linear yang digunakan untuk menentukan respons maksimum struktur akibat beban gempa berdasarkan karakteristik dinamik struktur dan spektrum respons gempa rencana.

Metode ini mempertimbangkan kontribusi beberapa mode getar melalui analisis modal, sehingga respons struktur diperoleh dari kombinasi respons masing-masing mode getar yang signifikan.

3.4.1 Dasar Analisis Modal Struktur

Pada struktur dengan derajat kebebasan banyak (MDOF), pembahasan getaran bebas meskipun jarang terjadi secara nyata tetap penting karena digunakan untuk memperoleh karakteristik dinamik dasar struktur, yaitu frekuensi sudut alami dan bentuk ragam (mode shapes). Karakteristik ini menjadi dasar dalam analisis respons struktur terhadap beban dinamik, termasuk analisis respons spektrum

Untuk struktur MDOF tanpa redaman, persamaan diferensial gerak getaran bebas dinyatakan sebagai:

$$[M]\{\ddot{y}\} + [K]\{y\} = 0 \quad (3.20)$$

dengan:

$[M]$ = matriks massa struktur

$[K]$ = matriks kekakuan struktur

$\{y\}$ = vektor simpangan struktur

$\{\ddot{y}\}$ = vektor percepatan struktur

Penyelesaian persamaan tersebut diasumsikan dalam bentuk fungsi harmonik

$$\{y\} = \{\phi\} \sin(\omega t) \quad (3.21)$$

dengan:

$\{\phi\}$ = vektor bentuk ragam getar (mode shape)

ω = frekuensi sudut alami struktur (rad/detik)

T = waktu

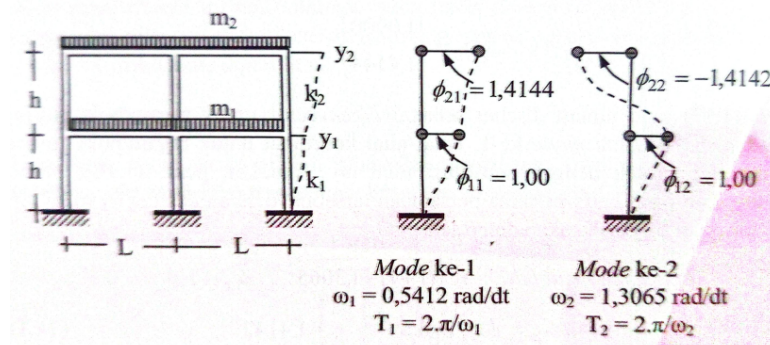
Dengan mensubstitusikan bentuk tersebut ke dalam persamaan gerak, diperoleh persamaan aljabar:

$$([K] - \omega^2 [M])\{\phi\} = 0 \quad (3.22)$$

Persamaan ini dikenal sebagai persamaan karakteristik atau eigenvalue problem. Agar solusi non-trivial (bukan nol) dapat terjadi, maka determinan matriks harus bernilai nol:

$$\det([K] - \omega^2 [M]) = 0 \quad (3.23)$$

Dari persamaan tersebut diperoleh nilai ω_i sebagai frekuensi sudut alami dan vektor $\{\phi_i\}$ sebagai bentuk ragam getar (mode shapes) struktur. Jumlah mode yang dihasilkan sama dengan jumlah derajat kebebasan struktur, dan setiap mode merepresentasikan pola getaran independen yang dipengaruhi oleh distribusi massa dan kekakuan struktur.



Gambar 3.6 Normal Modes

(sumber : Widodo. 2001)

Frekuensi sudut ω dan normal modes merupakan parameter utama dalam analisis dinamik struktur MDOF. Setiap struktur dengan n derajat kebebasan memiliki n frekuensi alami dan n mode shape yang bersesuaian.

Frekuensi sudut diperoleh dari hasil penyelesaian eigenvalue, sedangkan periode getar alami tiap mode dapat dihitung dengan:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (3.24)$$

Keterangan

T_i = periode getar mode ke-iii (detik)

ω_i = frekuensi sudut mode ke-iii (rad/detik)

Φ_i = vektor mode shape mode ke-iii

Mode shape menunjukkan pola relatif deformasi antar tingkat dan tidak bergantung pada waktu maupun besar beban, melainkan hanya dipengaruhi oleh massa dan kekakuan struktur. Oleh karena itu, normal modes bersifat tetap selama struktur berada pada kondisi elastik.

Untuk struktur tanpa redaman, periode getar yang diperoleh merupakan undamped free vibration period, yang menjadi dasar dalam penentuan respons spektrum gempa dan analisis dinamik linier.

Bentuk ragam getar (*mode shapes*) pada struktur MDOF bersifat orthogonal terhadap matriks massa dan matriks kekakuan. Secara matematis, sifat orthogonalitas terhadap matriks massa dinyatakan sebagai berikut:

$$\{\Phi_i\}^T [M] \{\Phi_j\} = 0 \quad \text{untuk } i \neq j \quad (3.25)$$

Keterangan :

$\{\Phi_i\}$ = vektor *mode shape* ke-iii

$\{\Phi_j\}$ = vektor *mode shape* ke-jjj

$[M]$ = matriks massa struktur

$(\cdot)^T$ = operasi transpose matriks/vektor

I_j = indeks *mode* getar

$I \neq j$ =menunjukkan *mode* yang berbeda

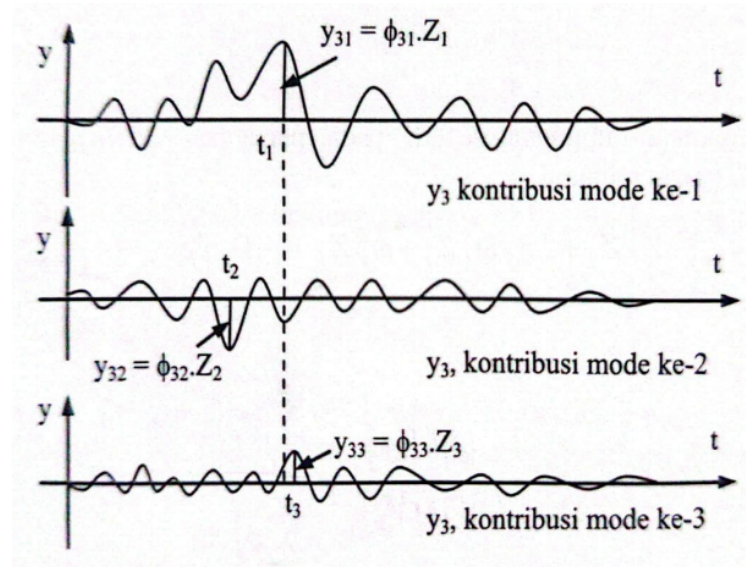
Sifat orthogonalitas ini menunjukkan bahwa kontribusi respons dari setiap *mode* bersifat saling independen, sehingga respons dinamik masing-masing *mode* dapat dihitung secara terpisah. Selanjutnya, respons total struktur akibat beban gempa diperoleh dengan menggabungkan respons setiap *mode* menggunakan prinsip superposisi modal, yang menjadi dasar dalam pelaksanaan analisis dinamik respons spektrum.

3.4.2 Prinsip Superposisi Respons Modal

Metode superposisi respons modal didasarkan pada konsep bahwa respons dinamik struktur dapat dinyatakan sebagai penjumlahan kontribusi respons dari setiap ragam getar (*mode*). Pada struktur dengan perilaku elastik dan sifat *mode shapes* yang bersifat orthogonal, persamaan gerak sistem MDOF dapat diuraikan menjadi persamaan-persamaan independen untuk tiap *mode*. Oleh karena itu, respons struktur total tidak ditentukan oleh satu *mode* tunggal, melainkan merupakan hasil penggabungan respons dari seluruh *mode* yang berkontribusi signifikan terhadap perilaku dinamik struktur.

1. Upperbound Response

Setelah respons masing-masing *mode* dihitung secara terpisah, permasalahan utama dalam analisis dinamik struktur adalah bagaimana menentukan respons total struktur, mengingat puncak respons setiap *mode* tidak terjadi pada waktu yang sama. Oleh karena itu, diperlukan suatu pendekatan untuk menggabungkan kontribusi respons dari seluruh *mode* secara konservatif.



Gambar 3.7 Simpangan kontribusi masing-masing mode terhadap respons total struktur

(sumber : Widodo, 2017)

Pendekatan *upperbound response* mengasumsikan bahwa simpangan maksimum struktur dapat diperoleh dengan menjumlahkan nilai absolut dari kontribusi respons maksimum setiap mode. Dengan asumsi ini, respons total yang diperoleh merupakan batas atas (*upper bound*) dari respons aktual struktur, sehingga aman digunakan dalam perencanaan.

Secara matematis, simpangan maksimum pada tingkat ke-*i* dapat dinyatakan sebagai:

$$Y_i = \sum_{j=1}^n |\phi_{ij} \Gamma_j g_{j,\text{maks}}| \quad (3.26)$$

Keterangan :

- Y_i = simpangan maksimum total pada tingkat ke-*i*
- Φ_{ij} = ordinat mode shape tingkat ke-*i* pada mode ke-*j*
- Γ_j = faktor partisipasi mode ke-*j*

- $g_{j,maks}$ = respons maksimum spektral (simpangan, kecepatan, atau percepatan) pada mode ke- j
 Z_j = $\Gamma_j g_{j,maks}$
 n = jumlah mode yang diperhitungkan

2. Kombinasi Respons Ragam

Pendekatan upperbound response cenderung menghasilkan nilai respons yang terlalu konservatif karena menjumlahkan nilai absolut kontribusi setiap mode. Oleh karena itu, dikembangkan pendekatan yang lebih rasional (*reasonable response*) dengan mempertimbangkan bahwa kontribusi maksimum tiap mode tidak terjadi secara bersamaan dan bersifat saling tidak berkorelasi.

Dalam pendekatan ini, respons total struktur dihitung sebagai akar dari jumlah kuadrat kontribusi respons maksimum masing-masing mode. Metode ini dikenal sebagai Square Root of the Sum of Squares (SRSS) dan banyak digunakan dalam analisis dinamik struktur elastik, termasuk *Dynamic Response Spectrum Analysis*.

Secara matematis, simpangan maksimum pada tingkat ke- i dinyatakan sebagai:

$$Y_i = \sum_j \quad (3.27)$$

$$= \sqrt{\sum_n (\phi_{ij} \Gamma_j g_{j,maks})^2} \quad (3.28)$$

3.4.3 Metode Response Spektrum

Metode Spektrum Respons merupakan metode analisis dinamik struktur yang digunakan untuk menentukan respons maksimum struktur akibat beban gempa tanpa melakukan analisis riwayat waktu secara langsung. Metode ini memanfaatkan

spektrum respons gempa yang telah tersedia untuk memperoleh respons maksimum tiap ragam getar struktur, seperti simpangan, gaya dalam, dan gaya geser dasar.

Berbeda dengan analisis riwayat waktu (*Time History Analysis*), metode spektrum respons hanya berfokus pada nilai puncak respons sehingga lebih praktis dan efisien untuk perencanaan struktur gedung. Meskipun demikian, metode ini tetap menggunakan prinsip dinamika struktur melalui analisis modal dan penggabungan respons antar mode, sehingga mampu merepresentasikan perilaku dinamik struktur secara memadai.

Oleh karena itu, metode spektrum respons menjadi pendekatan utama dalam *Dynamic Response Spectrum Analysis* yang banyak digunakan dalam analisis dan perencanaan struktur tahan gempa.

1. Modal Amplitudo

Dalam metode spektrum respons, kontribusi setiap mode getar terhadap respon struktur dinyatakan melalui modal amplitudo. Modal amplitudo merupakan besaran yang menunjukkan besarnya respon suatu mode akibat eksitasi gempa dan bergantung pada karakteristik mode shape serta faktor partisipasi mode

Pada struktur multi derajat kebebasan (MDOF), kontribusi setiap mode dinyatakan melalui faktor partisipasi mode Γ_j , yang dirumuskan sebagai:

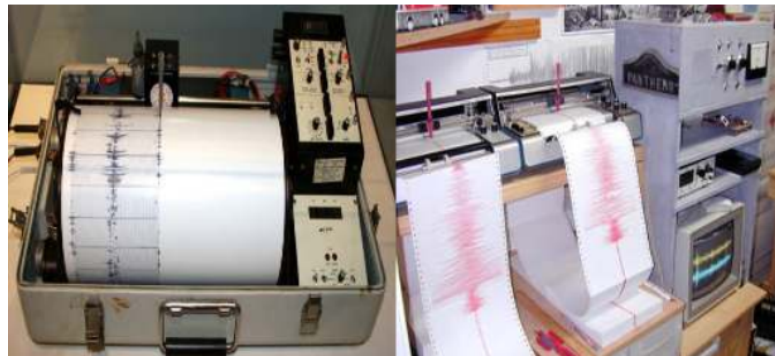
$$\Gamma_j = \frac{\{\Phi_j\}^T [M] \{r\}}{\{\{\Phi_j\}^T [M] \{r\}\}} \quad (3.29)$$

3.5 Time History

Analisis dinamik riwayat waktu atau *time history* adalah metode yang digunakan untuk menunjukkan kekuatan dan kekakuan struktur dalam menahan gempa maksimum. Pada metode ini, beban gempa dimasukkan dalam program analisis struktur dan dianalisis berdasarkan respons spektral target pada lokasi struktur. Beban gempa harus mencakup efek horizontal dan vertikal.

Proses pencocokan dilakukan pada dua arah orthogonal, sesuai dengan pendekatan respons spektrum. Periode getar T_{lower} dihitung berdasarkan 90% partisipasi massa aktual dan tidak boleh lebih dari batas bawah yang ditentukan. Sedangkan T_{upper} adalah nilai lebih besar dari periode getar fundamental orthogonal yang digunakan dalam model matematis untuk menghitung efek P-delta.

Rekaman percepatan gempa yang digunakan dalam analisis riwayat waktu diperoleh dari hasil perekaman *strong motion accelerograph*, yaitu alat yang merekam percepatan permukaan tanah akibat gempa dalam tiga arah, terdiri dari dua arah horizontal dan satu arah vertikal. Rekaman tersebut selanjutnya digunakan sebagai input percepatan dasar (*ground acceleration*) pada analisis struktur.



Gambar 3.8 Strong Motion Accelerograph

(sumber : [smc.kemkes.go.jp/Strong Motion Accelerograph](http://smc.kemkes.go.jp/Strong%20Motion%20Accelerograph))

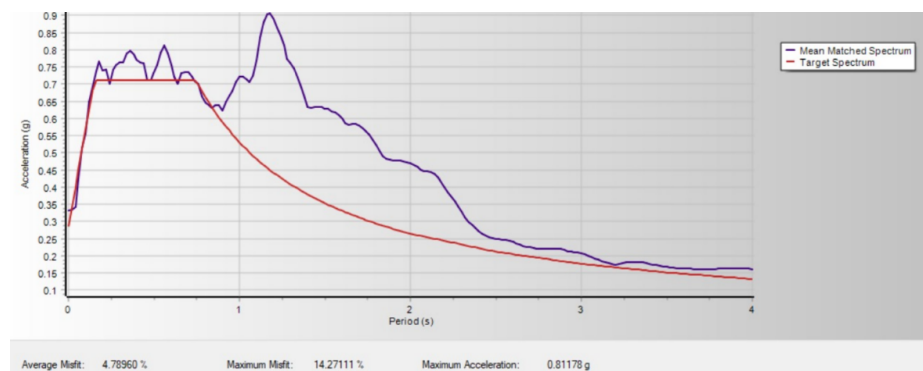
Dalam penelitian ini digunakan satu rekaman gempa sebagai input analisis riwayat waktu (*time history analysis*), yaitu gempa Chile tahun 2010. Gempa ini dipilih karena merupakan gempa subduksi (*megathrust*) dengan magnitudo besar ($M_w \pm 8,81$) yang mampu merepresentasikan kondisi pembebanan gempa kuat pada struktur.

Karakteristik sumber gempa megathrust dipilih karena secara tektonik relevan dengan wilayah Pulau Jawa yang dipengaruhi oleh aktivitas subduksi Lempeng Indo-Australia terhadap Lempeng Eurasia. Selain itu, jarak sumber gempa terhadap

lokasi perekaman berada pada kisaran ratusan kilometer, yang sesuai untuk merepresentasikan perambatan gelombang gempa jarak menengah hingga jauh.

Nilai Vs30 pada lokasi stasiun perekaman berada pada rentang yang mewakili kelas situs tanah sedang (SD), sehingga karakteristik respons tanah dinilai sebanding dengan kondisi lokasi studi. Dengan pertimbangan tersebut, rekaman gempa Chile tahun 2010 dianggap representatif dan layak digunakan sebagai input analisis riwayat waktu struktur.

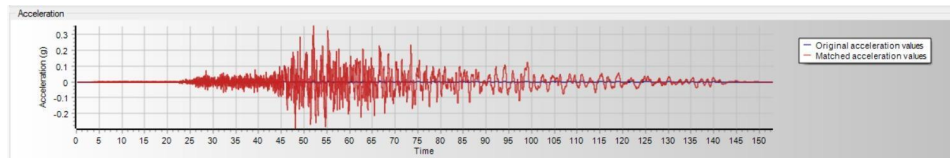
Proses spectral matching dilakukan menggunakan perangkat software *Seismomatch* dengan menyesuaikan rekaman percepatan gempa sehingga mean matched spectrum berada mendekati target *response spectrum* pada rentang periode struktur yang signifikan.



Gambar 3.9 Perbandingan Target *Response Spectrum* dan Mean Matched Spectrum Rekaman Gempa Chile 2010

Gambar diatas menunjukkan perbandingan antara target *response spectrum* berdasarkan SNI 1726:2012 dan mean matched spectrum hasil proses spectral matching dengan redaman 5%. Hasil perbandingan menunjukkan bahwa spektrum hasil pencocokan telah mendekati spektrum target pada rentang periode yang relevan terhadap periode alami struktur, sehingga rekaman gempa hasil spectral matching dinyatakan layak digunakan sebagai input analisis riwayat waktu.

Hasil spectral matching berupa rekaman percepatan gempa yang telah disesuaikan terhadap spektrum respons desain. Rekaman tersebut selanjutnya digunakan sebagai input analisis riwayat waktu struktur



Gambar 3.10 Rekaman Percepatan Gempa Setelah Spectral Matching

3.6 Ketidakberaturan Struktur

Struktur bangunan perlu ditinjau terhadap kemungkinan ketidakberaturan berdasarkan konfigurasi struktur secara horizontal dan vertikal. Mengacu pada SNI 1726:2019, ketidakberaturan struktur diklasifikasikan menjadi ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal. Apabila struktur bangunan memiliki ketidakberaturan tertentu, maka penerapan kategori desain seismik dan prosedur analisis harus disesuaikan dengan ketentuan yang berlaku.

Pada penelitian ini, ketentuan ketidakberaturan struktur dijelaskan sebagai teori pendukung dalam memahami perilaku dinamik bangunan terhadap beban gempa. Namun, ketidakberaturan struktur tidak dijadikan sebagai parameter evaluasi utama, karena fokus penelitian dibatasi pada perbandingan respons metode Response Spectrum Analysis dan Time History Analysis berdasarkan gaya geser dasar, simpangan antar tingkat, dan gaya dalam elemen struktur terpilih.

3.6.1 Ketidakberaturan Horizontal

SNI 1726:2019 mengelompokkan ketidakberaturan horizontal struktur ke dalam lima jenis. Struktur bangunan yang memiliki ketidakberaturan horizontal tersebut harus menyesuaikan penerapan kategori desain seismik yang sesuai. Ketentuan mengenai klasifikasi ketidakberaturan horizontal diatur lebih lanjut dalam tabel yang tercantum pada SNI 1726:2019.

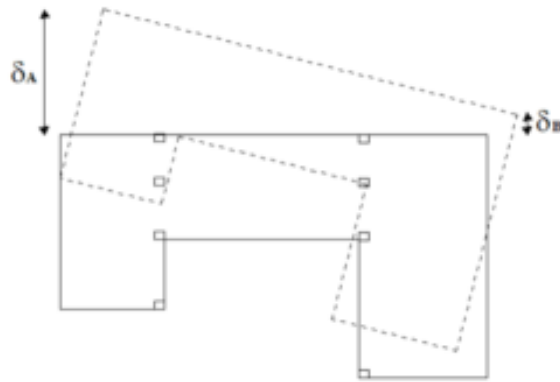
Tabel 3.14 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

	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 di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku		D, E, dan F B, C, D, E dan F C, D, E dan F C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b	Ketidakberaturan torsi berlebihan 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		E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau. Diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya		D, E, dan F D, E, dan F
3	Ketidakberaturan diskontinuitas		D, E, dan F

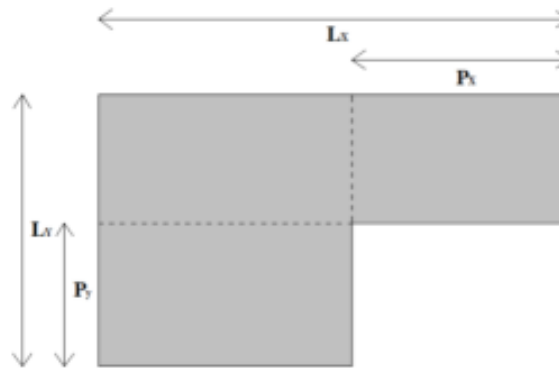
Lanjutan Tabel 3.14 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Referensi	Penerapan Kategori desain seismik
	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		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		B, C, D,E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.		C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D E, dan F B, C, D, E, dan F

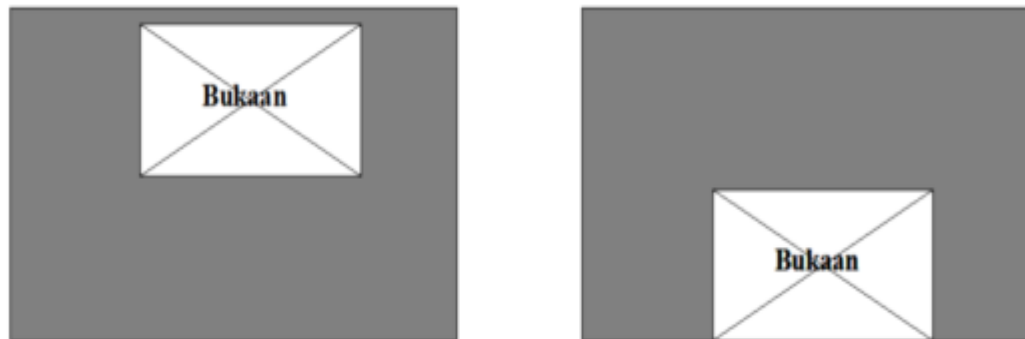
(sumber : SNI 1726-2019 tabel 13)



Gambar 3.11 Ketidakberaturan 1a dan 1b
(sumber : SNI 1726-2019)

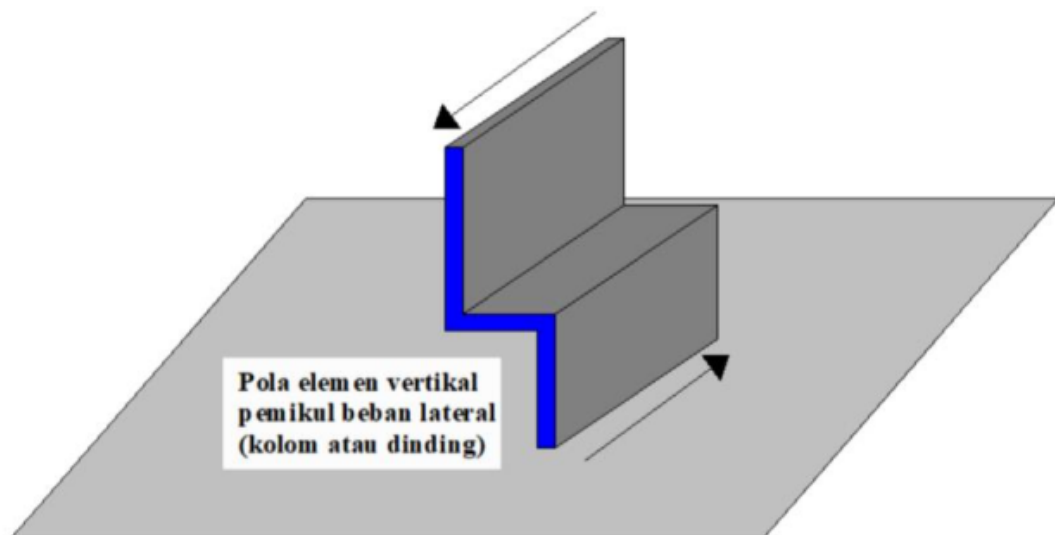


Gambar 3.12 Ketidakberaturan 2
(sumber : SNI 1726-2019)



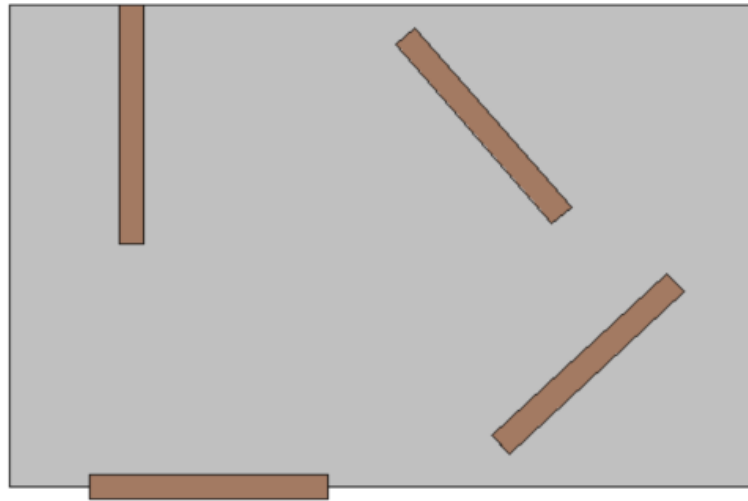
Gambar 3.13 Ketidakberaturan 3

(sumber : SNI 1726-2019)



Gambar 3.14 Ketidakberaturan 4

(sumber : SNI 1726-2019)



Gambar 3.15 Ketidakberaturan 5

(sumber : SNI 1726-2019)

3.6.2 Ketidakberaturan Vertikal

Ketentuan mengenai klasifikasi ketidakberaturan vertikal diatur lebih lanjut dalam tabel yang tercantum pada SNI 1726:2019. Keberadaan ketidakberaturan vertikal dapat memengaruhi respons dinamik struktur terhadap beban gempa, sehingga perlu diperhatikan dalam pemilihan metode analisis dan perencanaan struktur bangunan tahan gempa.

Tabel 3.15 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		D, E, dan F
1b	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu		E dan F D, E, dan F

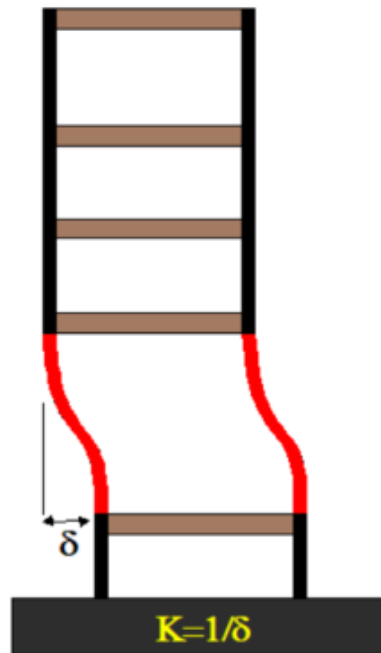
Lanjutan Tabel 3.15 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur

	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Referensi	Penerapan Kategori desain seismik
	tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya		
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.		D, E, dan F
3	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya		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		B, C, D, E dan D, E, dan F D, E, dan F
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.		E dan F D, E, dan F
5b	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral		D, E, dan F B dan C D, E, dan F

Lanjutan Tabel 3.15 Ketidakberaturan Vertikal Pada Struktur

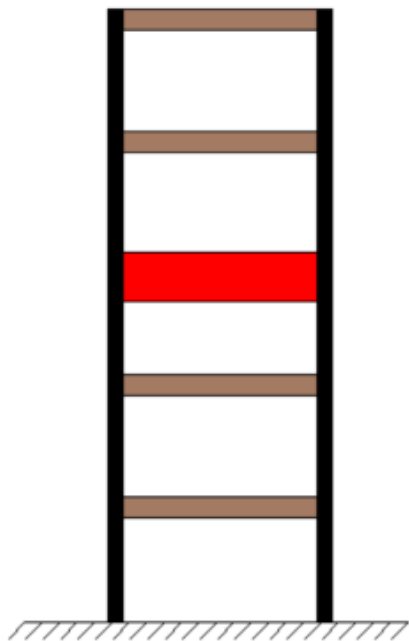
	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Referensi	Penerapan Kategori desain seismik
	tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.		

(sumber : SNI 1726-2019 tabel 13)



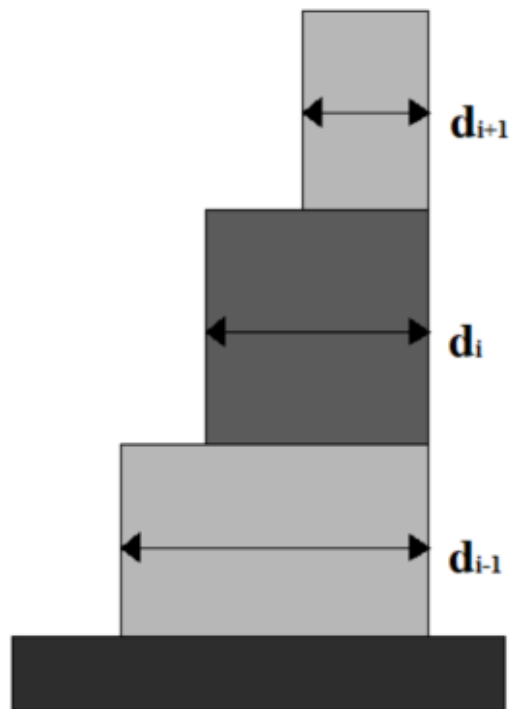
Gambar 3.16 Ketidakberaturan 1a dan 1b

(sumber : SNI 1726-2019)



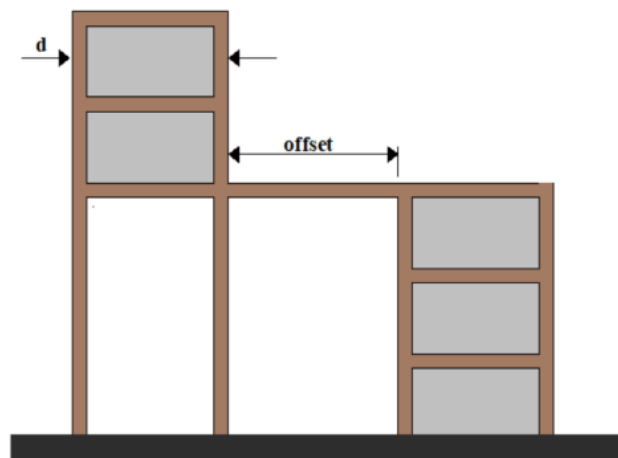
Gambar 3.17 Ketidakberaturan 2

(sumber : SNI 1726-2019)



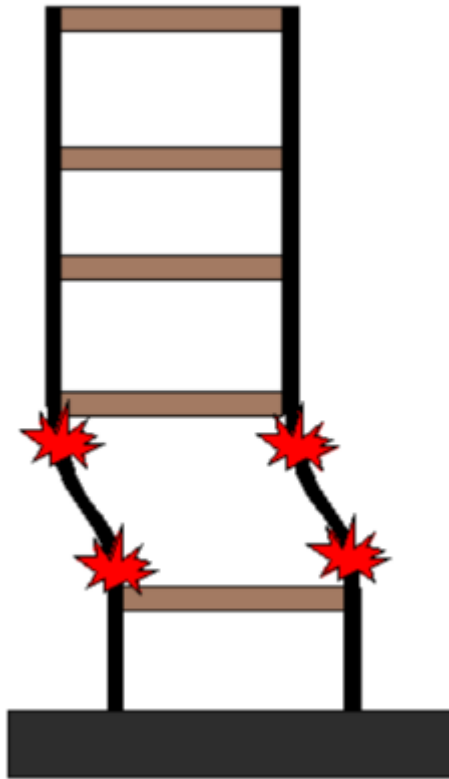
Gambar 3.18 Ketidakberaturan 3

(sumber : SNI 1726-2019)



Gambar 3.19 Ketidakberaturan 4

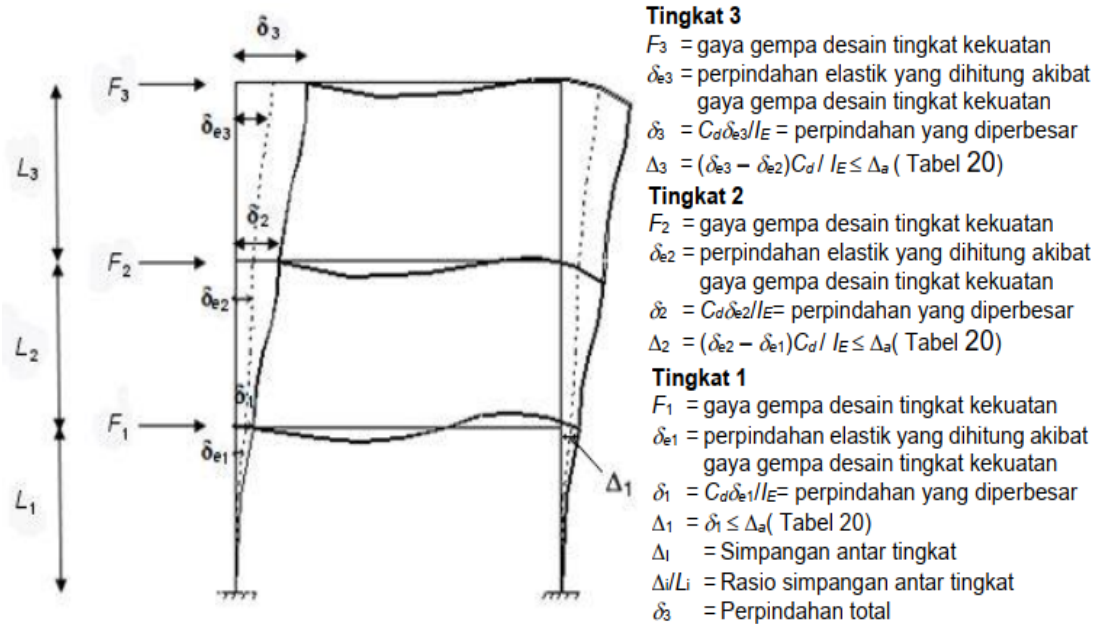
(sumber : SNI 1726-2019)



Gambar 3.20 Ketidakberaturan 5a dan 5b
(sumber : SNI 1726-2019)

3.7 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat desain (Δ) dihitung sebagai selisih simpangan antara pusat massa tingkat atas dan bawah yang dianalisis. Jika pusat massa tidak sejajar dalam arah vertikal, maka diperbolehkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan izin digunakan, Δ harus dihitung dengan menggunakan gaya seismik desain yang ditetapkan tanpa adanya reduksi untuk desain tegangan izin



Gambar 3.21 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

(sumber : SNI 1726 2019)

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E, atau F dengan ketidakberaturan horizontal tipe 1a atau 1b pada Tabel 13, perhitungan simpangan antar tingkat desain (Δ) dilakukan dengan menghitung selisih terbesar antara simpangan titik-titik yang sejajar secara vertikal di sepanjang bagian tepi struktur, di atas dan di bawah tingkat yang dianalisis.

Simpangan pusat massa di tingkat-x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.30)$$

Keterangan :

C_d = faktor pembesaran simpangan lateral

δ_{xe} = simpangan di tingkat-x

I_e = faktor keutamaan gempa

Batasan untuk simpangan antar tingkat yang tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δa) ditampilkan pada tabel berikut :

Tabel 3.16 Simpangan Antar Tingkat Izin

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	$0,025 h_{sx}$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batubata	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Menurut SNI 1726:2019, untuk sistem penahan gaya gempa yang hanya menggunakan rangka momen pada struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F, simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi nilai $\Delta a / \rho$ untuk semua tingkat. Di mana h_{sx} merujuk pada tinggi tingkat di bawah tingkat x .

3.8 Pengaruh P-delta

Efek sekunder yang berupa geser dan momen pada elemen-elemen struktur disebabkan oleh beban vertikal yang dihasilkan oleh pergeseran horizontal struktur dari berbagai kondisi pembebanan. Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, serta gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, serta simpangan antar tingkat

yang diakibatkannya, tidak perlu diperhitungkan jika nilai koefisien stabilitas (θ) tidak lebih besar dari 0,10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.31)$$

Keterangan :

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x

Δ = simpangan antar tingkat desain

I_e = faktor keutamaan gempa

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x-1

h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat x

C_d = faktor pembesaran defleksi.

koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi θ_{max} yang ditentukan sebagai berikut :

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta d} \leq 0,25 \quad (3.32)$$

Di mana β merupakan rasio antara kebutuhan geser dengan kapasitas geser untuk tingkat antar tingkat x dan x-1. Rasio ini secara konservatif diambil sebesar 1,0.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Umum

Metodologi penelitian merupakan rangkaian tahapan yang disusun secara sistematis untuk mencapai tujuan penelitian. Metode ini memberikan pedoman dalam pelaksanaan penelitian mulai dari pengumpulan data, pemodelan struktur, penentuan pembebanan, analisis dinamik, pengolahan hasil, hingga penarikan kesimpulan.

Penelitian ini bertujuan untuk membandingkan respons dinamik struktur gedung bertingkat akibat beban gempa menggunakan metode Response Spectrum Analysis dan Time History Analysis. Parameter utama yang dievaluasi meliputi gaya geser dasar (*base shear*), simpangan antar tingkat (*interstory drift*), dan gaya dalam elemen struktur terpilih. Periode alami struktur digunakan sebagai karakteristik modal untuk mendukung interpretasi respons struktur.

4.2 Lokasi Penelitian

Lokasi bangunan yang dijadikan sebagai objek penelitian terletak di Jl. Fatmawati, Blotongan, Kecamatan Sidorejo, Kota Salatiga, Jawa Tengah. Bangunan tersebut merupakan gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga yang berfungsi sebagai fasilitas rumah sakit. Citra satelit lokasi objek penelitian ditampilkan pada Gambar 4.1 untuk memperjelas posisi bangunan terhadap lingkungan sekitarnya.



Gambar 4.1 Citra Satelit Lokasi Gedung RS Hermina Salatiga

Sumber: Google Earth Pro

Objek penelitian berupa bangunan beton bertulang yang terdiri dari 5 lantai + atap. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Oleh karena itu, analisis dalam penelitian ini dilakukan berdasarkan kondisi geometri, fungsi bangunan, dan sistem struktur yang digunakan pada model gedung tersebut.

4.3 Data Penelitian

Data penelitian merupakan seluruh informasi yang digunakan sebagai dasar dalam pemodelan dan analisis struktur. Data yang digunakan meliputi data umum bangunan, gambar perencanaan struktur, spesifikasi material, parameter pembebanan, serta data rekaman gempa untuk analisis *Time History*. Seluruh data tersebut digunakan sebagai input dalam pemodelan struktur menggunakan perangkat lunak ETABS.

1. Data Umum Bangunan

- a) Nama bangunan: Rumah Sakit Hermina Salatiga
- b) Lokasi: Jl. Fatmawati, Blotongan, Kecamatan Sidorejo, Kota Salatiga, Jawa Tengah
- c) Fungsi bangunan: Rumah sakit

- d) Jumlah lantai: 5 lantai + atap
- e) Tinggi bangunan: ± 20 m
- f) Sistem struktur: Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) beton bertulang
- g) Elemen struktur yang dimodelkan: balok, kolom, dan pelat lantai
- h) Kelas situs: Tanah Sedang (SD)

2. Data Material Struktur

Material struktur yang digunakan berupa beton bertulang. Mutu beton yang digunakan meliputi beton pelat dan balok sebesar 25 MPa, beton kolom sebesar 35 MPa, serta baja tulangan BjTS 420B dengan nilai $f_y = 420$ Mpa.

3. Data Gempa dan Parameter Analisis

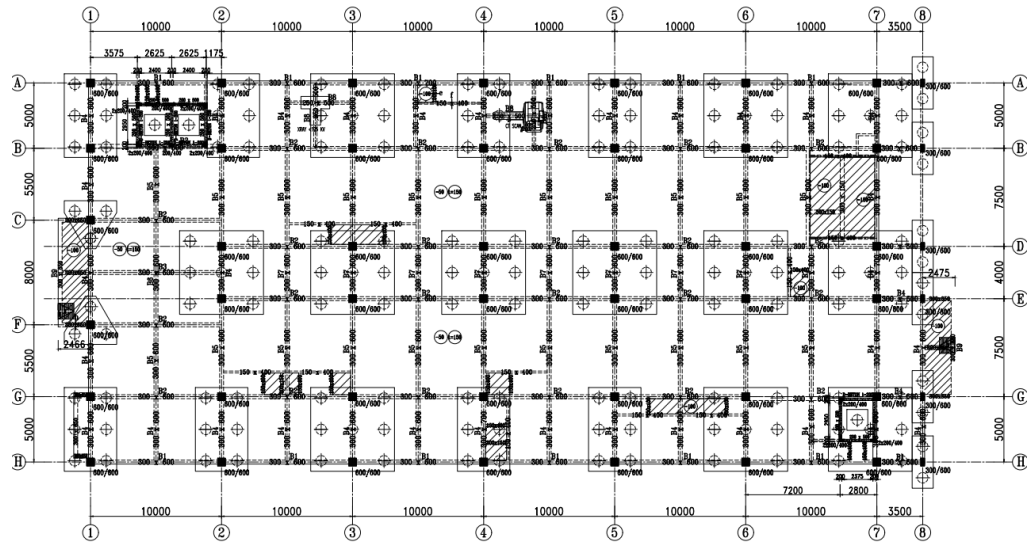
Parameter gempa yang digunakan mengacu pada SNI 1726:2019 untuk wilayah Salatiga dengan klasifikasi tanah sedang (SD). Bangunan termasuk kategori risiko IV dengan faktor keutamaan gempa $I_e = 1,5$. Sistem struktur yang digunakan adalah SRPMK beton bertulang dengan koefisien modifikasi respons $R = 8$, faktor kuat lebih sistem $\Omega_0 = 3$, dan faktor pembesaran defleksi $C_d = 5,5$

4. Data Riwayat Gempa

Data rekaman gempa digunakan sebagai input pada analisis *Time History*. Rekaman percepatan tanah yang digunakan disesuaikan terlebih dahulu terhadap spektrum target melalui proses *spectral matching* agar sesuai dengan karakteristik gempa wilayah studi.

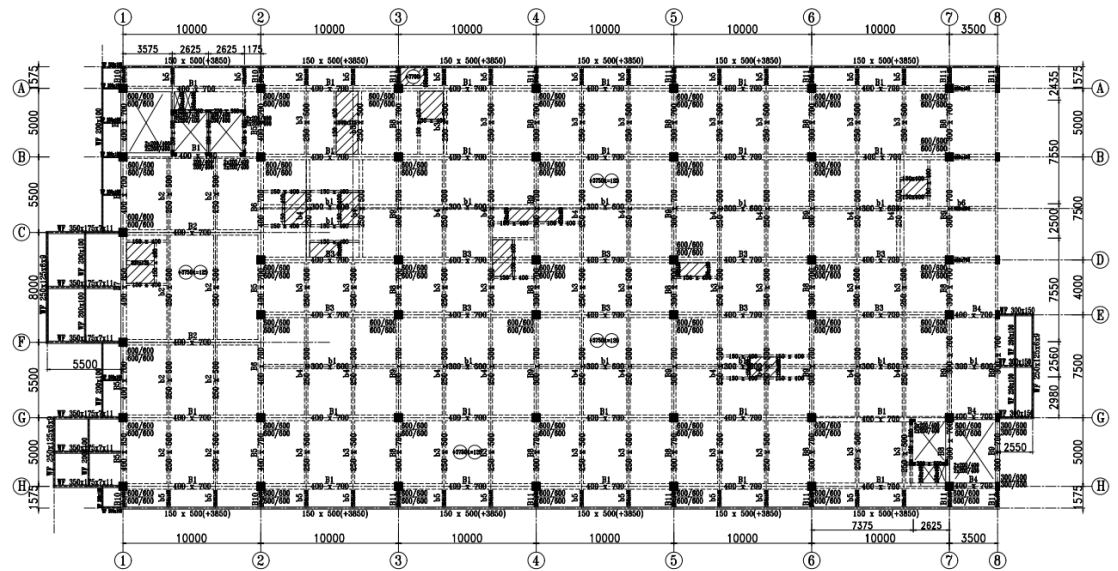
5. Gambar Struktur Bangunan

Gambar struktur bangunan digunakan untuk memperoleh informasi mengenai denah, grid, dimensi elemen struktur, elevasi lantai, serta potongan struktur. Gambar tersebut menjadi dasar dalam pemodelan geometri struktur pada perangkat lunak ETABS.



Gambar 4.2 Denah Lantai 1

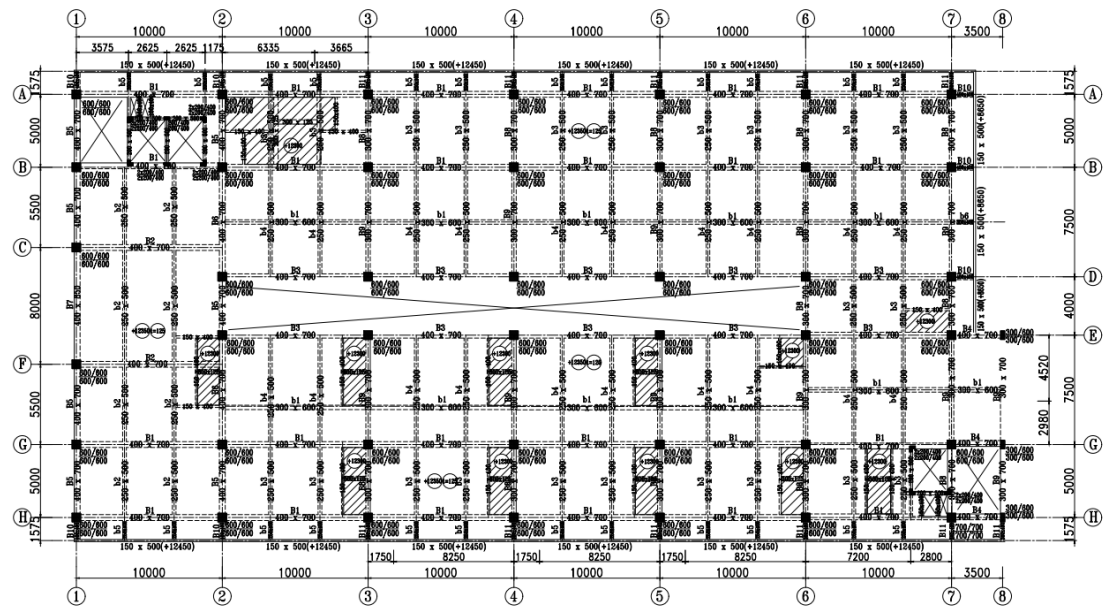
(sumber : Dokumen gambar struktur RS Hermina Salatiga)



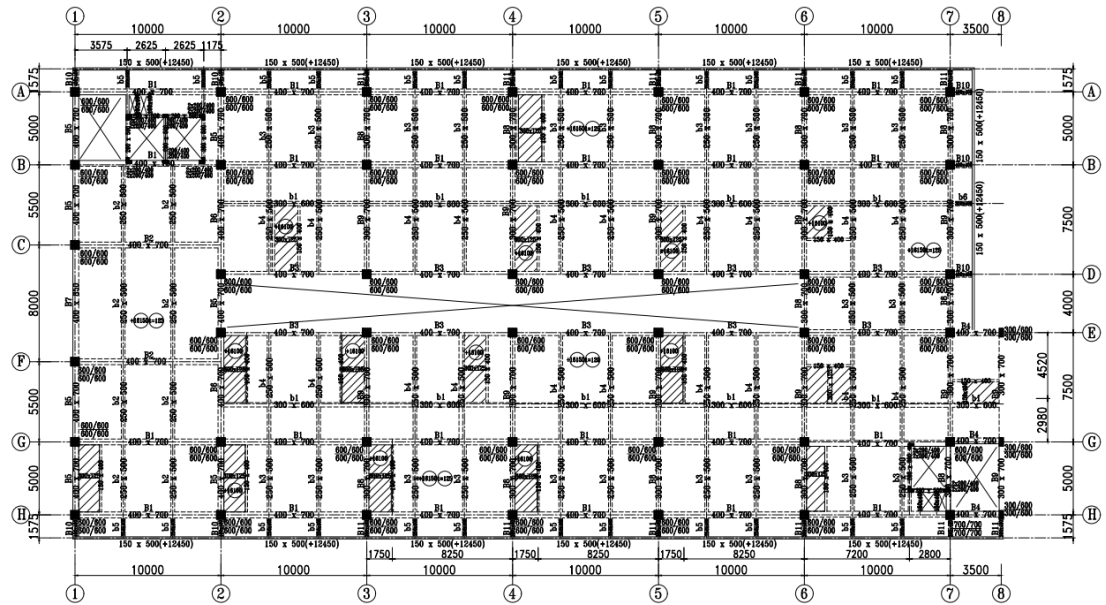
Gambar 4.3 Denah Lantai 2

(sumber : Dokumen gambar struktur RS Hermina Salatiga)

(sumber : Dokumen gambar struktur RS Hermina Salatiga)

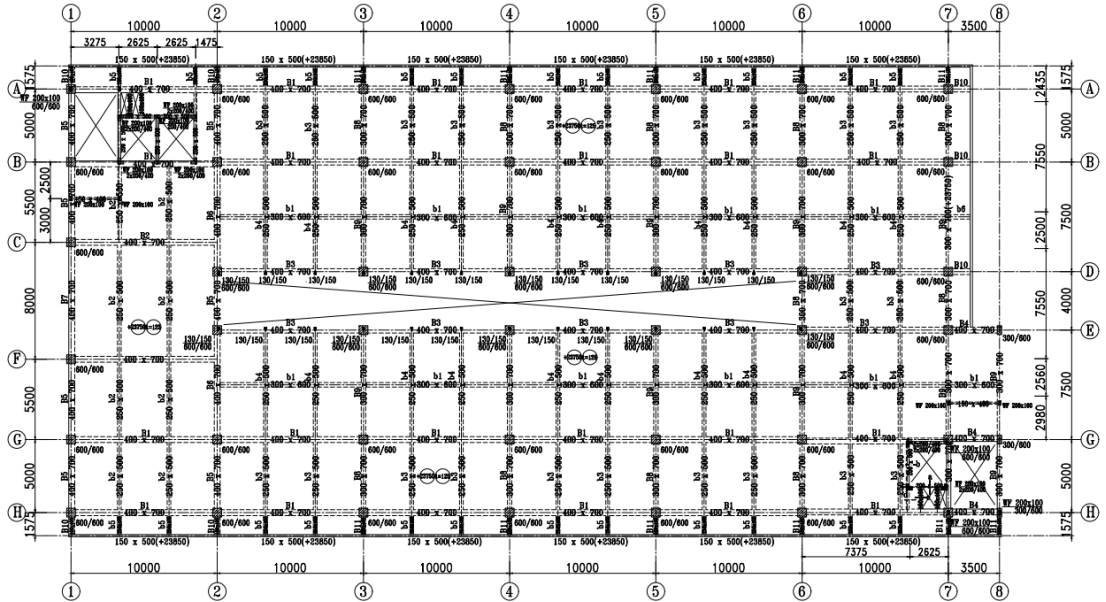


(sumber : Dokumen gambar struktur RS Hermina Salatiga)



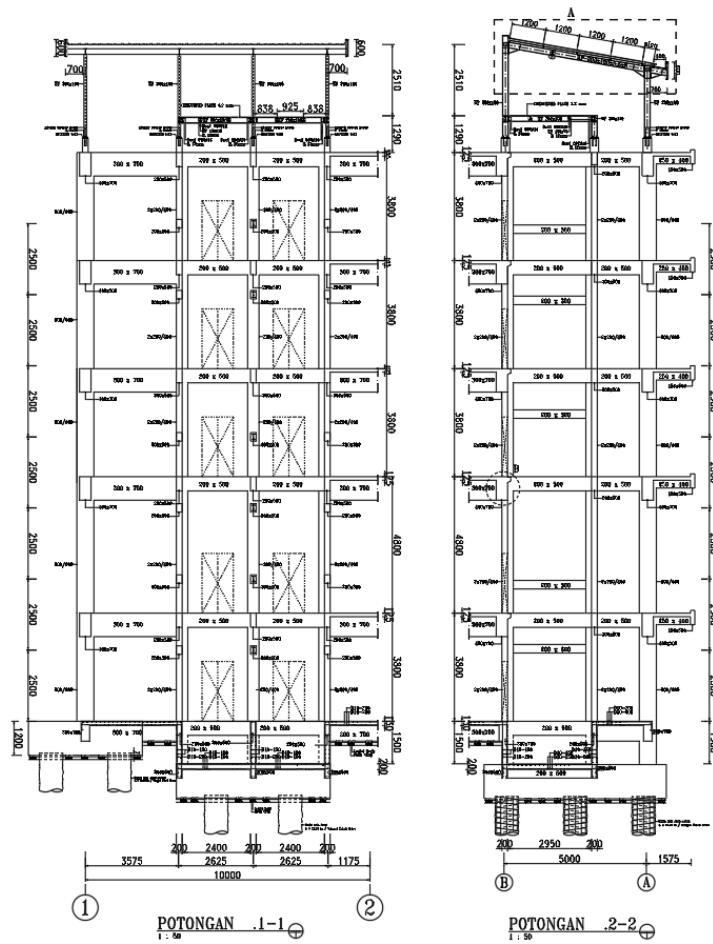
Gambar 4.6 Denah Lantai 5

(sumber : Dokumen gambar struktur RS Hermina Salatiga)

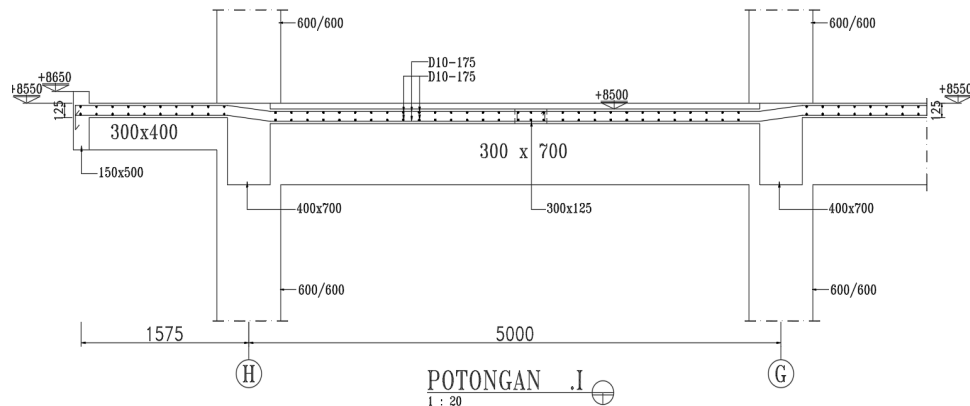


Gambar 4.7 Denah Lantai Atap

(sumber : Dokumen gambar struktur RS Hermina Salatiga)



Gambar 4.8 Potongan Portal Struktur
(sumber : Dokumen gambar struktur RS Hermina Salatiga)



Gambar 4.9 Potongan Pelat Lantai

(sumber : Dokumen gambar struktur RS Hermina Salatiga)

4.4 Verifikasi Klasifikasi Situs Berdasarkan Data N-SPT

Penentuan klasifikasi situs merupakan salah satu tahap penting dalam analisis respons seismik bangunan karena kelas situs memengaruhi parameter respons spektrum desain yang digunakan dalam analisis. Pada penelitian ini, klasifikasi situs Gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga diverifikasi kembali menggunakan data Standard Penetration Test (SPT) yang diperoleh dari laporan perencanaan struktur. Verifikasi dilakukan melalui perhitungan nilai rata-rata N-SPT berbobot ketebalan lapisan tanah hingga kedalaman 30 m dengan mengacu pada SNI 1726:2019. Hasil verifikasi tersebut digunakan untuk memastikan kesesuaian penggunaan klasifikasi Tanah Sedang (Site Class SD) pada pemodelan dan analisis dinamik struktur.

Berdasarkan SNI 1726:2019, klasifikasi situs dapat ditentukan berdasarkan parameter kecepatan gelombang geser rata-rata hingga kedalaman 30 m (V_s), nilai rata-rata hasil uji penetrasi standar ($\bar{N}$), atau kuat geser niralin rata-rata ($\bar{S}_u$). Pada penelitian ini, data tanah yang tersedia berupa nilai N-SPT, sehingga verifikasi klasifikasi situs dilakukan menggunakan nilai rata-rata N-SPT berbobot ketebalan lapisan tanah hingga kedalaman 30 m.

Mengacu pada Tabel 3.5, suatu lokasi dapat diklasifikasikan sebagai Tanah Sedang atau Site Class SD apabila memiliki nilai rata-rata N-SPT pada rentang 15 sampai dengan 50. Oleh karena itu, nilai N-SPT dari masing-masing borelog dihitung menggunakan metode rata-rata harmonik berbobot ketebalan lapisan tanah.

Data nilai N-SPT yang digunakan dalam verifikasi ini merupakan data sekunder yang diperoleh dari rekapitulasi penyelidikan tanah pada Laporan Sekunder Data Tanah Proyek RS Hermina Salatiga. Rekapitulasi nilai N-SPT pada DB1 dan DB2 yang digunakan sebagai dasar perhitungan disajikan pada Lampiran A.

Untuk memperoleh nilai rata-rata N-SPT pada masing-masing titik pengujian, digunakan metode rata-rata harmonik berbobot ketebalan lapisan tanah. Metode tersebut digunakan karena setiap lapisan tanah memiliki ketebalan dan nilai N-SPT yang berbeda, sehingga nilai rata-rata yang diperoleh dapat merepresentasikan kondisi tanah hingga kedalaman 30 m.

Perhitungan nilai rata-rata N-SPT berbobot ketebalan lapisan tanah dilakukan menggunakan Persamaan (4.1) sebagai berikut:

$$N^- = \frac{d_s}{\sum(\frac{d_i}{N_i})}$$

Keterangan :

N^- = nilai rata-rata N-SPT berbobot ketebalan lapisan tanah;

d_s = total kedalaman tanah yang ditinjau, yaitu 30 m;

d_i = tebal lapisan tanah ke-i; dan

N_i = nilai N-SPT pada lapisan tanah ke-i.

DB1				DB2			
Depth (m)		N-SPT	di/Ni	Depth (m)		N-SPT	di/Ni
0	2	5	0.4000	0	2	4	0.5000
2	4	10	0.2000	2	4	5	0.4000
4	6	36	0.0556	4	6	50	0.0400
6	8	29	0.0690	6	8	50	0.0400
8	10	50	0.0400	8	10	50	0.0400
10	12	50	0.0400	10	12	50	0.0400
12	14	50	0.0400	12	14	50	0.0400
14	16	50	0.0400	14	16	50	0.0400
16	18	50	0.0400	16	18	50	0.0400
18	20	50	0.0400	18	20	50	0.0400
20	22	50	0.0400	20	22	50	0.0400
22	24	50	0.0400	22	24	50	0.0400
24	26	50	0.0400	24	26	50	0.0400
26	28	50	0.0400	26	28	50	0.0400
28	30	50	0.0400	28	30	50	0.0400

Gambar 4.10 Rekapitulasi Data N-SPT pada Titik Pengujian DB1 dan DB2

Sumber : Dokumen data tanah Proyek Rumah Sakit Hermina Salatiga, 2024

Pada titik pengujian DB1, nilai N-SPT pada kedalaman 0–2 m adalah 5, kedalaman 2–4 m adalah 10, kedalaman 4–6 m adalah 36, kedalaman 6–8 m adalah 29, sedangkan pada kedalaman 8–30 m nilai N-SPT sebesar 50.

Sebagai contoh, untuk interval kedalaman 0–2 m, ketebalan lapisan tanah adalah 2 m dan nilai N-SPT adalah 5, sehingga diperoleh:

$$\begin{aligned}
 d_i &= 2 - 0 \\
 &= 2\text{m} \\
 \frac{d_i}{N_i} &= \frac{2}{5} \\
 &= 0,400
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil tersebut, nilai rata-rata N-SPT pada DB1 adalah 25,7617. Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 5 yang disajikan pada Tabel 3.5, nilai rata-rata N-SPT pada rentang $15 \leq \bar{N} \leq 50$ diklasifikasikan sebagai Tanah Sedang (Site Class

SD). Oleh karena itu, titik pengujian DB1 termasuk dalam klasifikasi Tanah Sedang (Site Class SD).

Perhitungan yang sama dilakukan pada seluruh interval kedalaman hingga 30 m. Berdasarkan hasil perhitungan, nilai rata-rata N-SPT pada DB1 diperoleh sebagai berikut:

$$\begin{aligned} N_{DB1}^- &= \frac{30}{(\frac{2}{5}) + (\frac{2}{10}) + (\frac{2}{36}) + (\frac{2}{29}) + 11(\frac{2}{50})} \\ &= \frac{30}{1,1645} \\ &= 25,7617 \end{aligned}$$

Pada titik pengujian DB2, nilai N-SPT pada kedalaman 0–2 m adalah 4, pada kedalaman 2–4 m adalah 5, sedangkan pada kedalaman 4–30 m nilai N-SPT adalah 50. Perhitungan nilai rata-rata N-SPT berbobot ketebalan lapisan tanah pada DB2 dilakukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} N_{DB2}^- &= \frac{30}{(\frac{2}{4}) + (\frac{2}{5}) + 13(\frac{2}{50})} \\ &= \frac{30}{1,420} \\ &= 21,1268 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil tersebut, nilai rata-rata N-SPT pada DB2 adalah 21,1268. Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 5 yang disajikan pada Tabel 3.5, nilai rata-rata N-SPT pada rentang $15 \leq \bar{N} \leq 50$ diklasifikasikan sebagai Tanah Sedang (Site Class SD). Oleh karena itu, titik pengujian DB2 termasuk dalam klasifikasi Tanah Sedang (Site Class SD).

Nilai rata-rata N-SPT pada lokasi penelitian ditentukan dari rata-rata nilai N-SPT pada kedua titik pengujian, yaitu DB1 dan DB2. Perhitungan nilai representatif dilakukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 N_{representatif}^- &= \frac{N_{DB1}^- + N_{DB2}^-}{2} \\
 &= \frac{25,7617 + 21,1268}{2} \\
 &= 23,4442
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh nilai rata-rata N-SPT representatif lokasi penelitian sebesar 23,4442. Nilai tersebut berada pada rentang $15 \leq \bar{N} \leq 50$, sehingga berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 5 yang disajikan pada Tabel 3.5, lokasi penelitian diklasifikasikan sebagai Tanah Sedang (Site Class SD).

Selain berdasarkan nilai representatif lokasi, hasil verifikasi menunjukkan bahwa nilai rata-rata N-SPT pada DB1 sebesar 25,7617 dan pada DB2 sebesar 21,1268 juga masing-masing berada dalam klasifikasi Tanah Sedang. Oleh karena itu, klasifikasi situs Tanah Sedang (Site Class SD) digunakan dalam pemodelan dan analisis dinamik struktur Gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga.

4.5 Tahapan Penelitian

Tahapan penelitian ini disusun secara sistematis untuk mencapai tujuan penelitian, yaitu membandingkan perilaku dinamik struktur gedung bertingkat menggunakan metode *Response Spectrum Analysis* (RSA) dan *Time History Analysis* (THA). Tahapan penelitian yang dilakukan adalah sebagai berikut:

1. Studi Literatur

Studi literatur dilakukan untuk memahami konsep, teori, dan ketentuan yang berkaitan dengan analisis gempa pada struktur gedung bertingkat. Literatur yang digunakan meliputi standar perencanaan gempa yang berlaku, buku teks teknik sipil, jurnal ilmiah, serta penelitian terdahulu yang relevan dengan metode RSA dan THA. Hasil studi literatur digunakan sebagai dasar dalam penyusunan metode analisis dan evaluasi hasil penelitian.

2. Pengumpulan Data

Pengumpulan data dilakukan untuk memperoleh informasi yang dibutuhkan dalam penelitian. Data yang dikumpulkan meliputi data umum bangunan, gambar perencanaan (DED), spesifikasi material struktur, serta data gempa yang akan digunakan dalam analisis. Data tersebut diperoleh dari pihak pengelola proyek dan sumber resmi yang sesuai dengan ketentuan perencanaan gempa.

3. Pemodelan Struktur

Struktur gedung dimodelkan menggunakan perangkat lunak analisis struktur berbasis elemen hingga sesuai dengan gambar perencanaan yang diperoleh. Pemodelan mencakup elemen balok, kolom, dan pelat, serta mempertimbangkan kondisi batas dan properti material yang sesuai dengan spesifikasi desain.

4. Penentuan Beban Struktur

Beban struktur ditentukan sesuai dengan ketentuan standar yang berlaku, meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Pembebanan gempa ditetapkan berdasarkan parameter seismik lokasi penelitian dan digunakan sebagai input dalam analisis dinamik struktur.

5. Analisis Gempa Metode *Response Spectrum*

Analisis gempa metode *Response Spectrum* dilakukan untuk memperoleh respons dinamik struktur akibat beban gempa berdasarkan spektrum respons desain lokasi penelitian. Penyusunan input *response spectrum* mengacu pada SNI 1726:2019 dengan mempertimbangkan lokasi bangunan di Salatiga, kelas situs tanah sedang (SD), kategori risiko bangunan rumah sakit, faktor keutamaan gempa, serta sistem struktur yang digunakan. Parameter gempa yang digunakan meliputi nilai S_s , S_1 , F_a , F_v , SDS , $SD1$, koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat lebih (Ω_0), dan faktor pembesaran defleksi (C_d).

Kurva respons spektrum desain yang telah disusun kemudian dimasukkan ke dalam perangkat lunak ETABS sebagai fungsi spektrum pada arah X dan arah Y. Analisis modal dilakukan terlebih dahulu untuk memperoleh periode alami struktur dan partisipasi massa ragam. Kombinasi ragam pada analisis *Response Spectrum* menggunakan metode CQC (*Complete Quadratic Combination*) karena metode ini sesuai untuk mengombinasikan respons modal yang memiliki periode berdekatan. Hasil analisis *Response Spectrum* selanjutnya digunakan untuk mengevaluasi perilaku dinamik struktur, meliputi gaya geser dasar, simpangan antar tingkat, dan gaya dalam elemen struktur.

Tabel 4.1 Parameter Input Analisis *Response Spectrum*

No.	Parameter	Nilai/Keterangan
1	Lokasi penelitian	Salatiga
2	Fungsi bangunan	Rumah sakit
3	Kelas situs	Tanah sedang (SD)
4	Kategori risiko	IV
5	Faktor keutamaan gempa (I_e)	1,5
6	Sistem struktur	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
7	Koefisien modifikasi respons (R)	8
8	Faktor kuat lebih sistem (Ω_0)	3
9	Faktor pembesaran defleksi (C_d)	5,5
10	Rasio redaman	5%
11	Kombinasi ragam	CQC (Complete Quadratic Combination)
12	Perangkat lunak analisis	ETABS

6. Analisis Gempa Metode Time History

Analisis gempa metode *Time History* dilakukan untuk memperoleh respons dinamik struktur akibat rekaman percepatan tanah terhadap waktu. Pada

metode ini, input gempa tidak dinyatakan sebagai spektrum respons maksimum, tetapi berupa riwayat percepatan tanah yang bekerja selama durasi tertentu. Rekaman gempa yang digunakan dalam penelitian ini diperoleh dari PEER Ground Motion Database/NGA-West2 dan dipilih berdasarkan kesesuaian karakteristik sumber gempa terhadap kebutuhan analisis.

Pada penelitian ini digunakan rekaman Gempa Chile 2010 sebagai input awal analisis *Time History*. Rekaman tersebut dipilih karena memiliki karakteristik gempa besar dengan mekanisme subduksi/megathrust, kemudian disesuaikan terhadap spektrum respons desain lokasi Salatiga melalui proses *spectral matching*. Proses penyesuaian dilakukan agar spektrum rekaman gempa mendekati spektrum target pada rentang periode yang berpengaruh terhadap respons dinamik struktur. Rekaman hasil *spectral matching* selanjutnya dimasukkan ke dalam ETABS sebagai fungsi percepatan terhadap waktu pada arah analisis yang ditinjau.

Hasil analisis *Time History* digunakan untuk mengevaluasi gaya geser dasar, simpangan antar tingkat, dan gaya dalam elemen terpilih. Hasil tersebut kemudian dibandingkan dengan *Response Spectrum* untuk menilai perbedaan respons dinamik struktur.

Tabel 4.2 Parameter Input Analisis *Time History*

No.	Parameter	Nilai/Keterangan
1	Sumber data rekaman	PEER Ground Motion Database / NGA-West2
2	Nama gempa	Chile 2010
3	RSN	6001826
4	Mekanisme sumber	Subduksi / Megathrust
5	Magnitudo	Mw $\pm 8,8$

Lanjutan Tabel 4.2 Parameter Input Analisis *Time History*

No.	Parameter	Nilai/Keterangan
6	Jarak acuan	150–200 km
7	Kelas situs acuan	Tanah sedang (SD)
8	Komponen rekaman	Dua arah horizontal
9	Bentuk input	Riwayat percepatan tanah terhadap waktu
10	Proses penyesuaian	Spectral matching
11	Target penyesuaian	Spektrum respons desain lokasi Salatiga
12	Perangkat lunak penyesuaian	SeismoMatch
13	Perangkat lunak analisis struktur	ETABS
14	Parameter evaluasi	Base shear, simpangan antar tingkat, gaya dalam elemen

7. Evaluasi Simpangan dan Respons Struktur

Hasil analisis RSA dan THA dievaluasi berdasarkan parameter respons struktur berupa gaya geser dasar, simpangan antar tingkat, dan gaya dalam elemen struktur terpilih. Evaluasi dilakukan untuk mengetahui kecenderungan respons struktur dari masing-masing metode analisis.

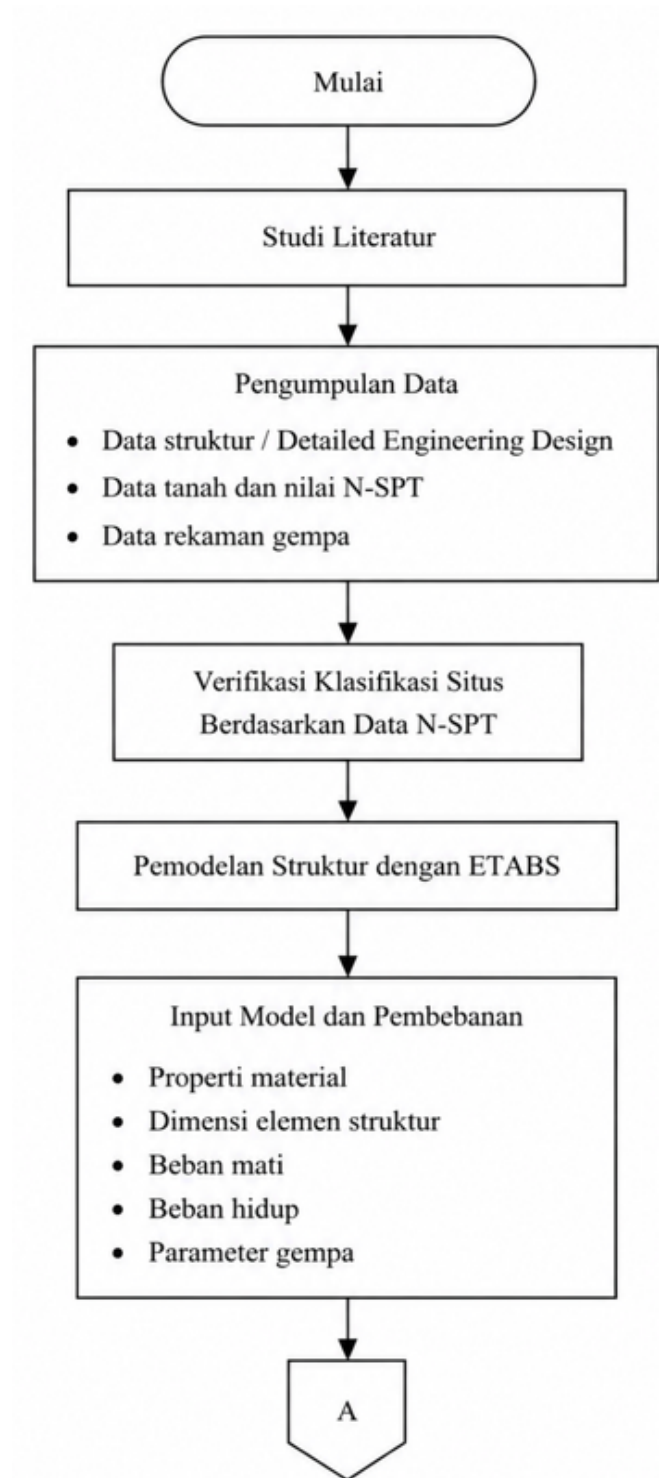
8. Perbandingan Hasil Analisis RSA dan THA

Hasil analisis metode *Response Spectrum* dan *Time History* dibandingkan untuk mengetahui perbedaan kecenderungan respons struktur. Perbandingan difokuskan pada gaya geser dasar, simpangan antar tingkat, dan gaya dalam elemen struktur terpilih.

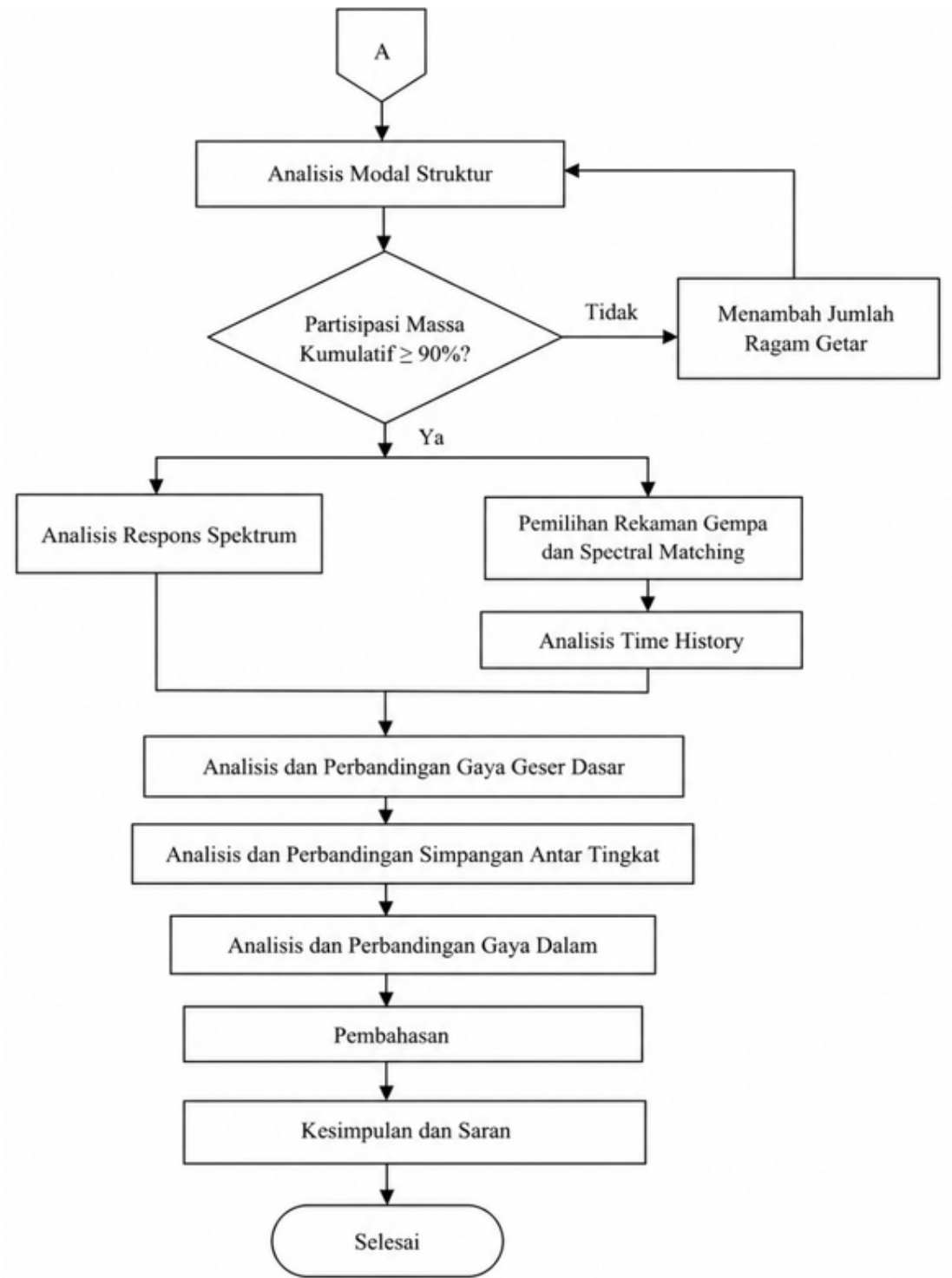
9. Pembahasan dan Penarikan Kesimpulan

Hasil perbandingan dianalisis dan dibahas secara deskriptif untuk menjawab tujuan penelitian. Berdasarkan hasil pembahasan tersebut, kemudian ditarik kesimpulan mengenai perbedaan kecenderungan respons struktur yang

dihasilkan oleh metode *Response Spectrum Analysis* dan *Time History Analysis*.



Gambar 4.8 Bagan Alir Penelitian



Lanjutan Gambar 4.8 Bagan Alir Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Beban Gravitasi

Objek studi dalam penelitian ini adalah Gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga. Struktur bangunan terdiri dari total 5 lantai. Adapun spesifikasi teknis bangunan dirangkum dalam rincian berikut:

1. Kegunaan Bangunan : Rumah Sakit
2. Total Lantai : 5 Lantai + Atap
3. Tinggi Gedung : ± 20 meter
4. Model Struktur : Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
5. Luas Area : $2041,525 \text{ m}^2$
6. Spesifikasi Pelat : Ketebalan 125 mm dengan tulangan D10-175
7. Mutu Beton : Pelat 25 MPa, Balok 25 MPa, Kolom 35 MPa
8. Baja Tulangan Ulir : BjTS 420 B/420 Mpa
9. Baja Tulangan Polos : 240 MPa

Data mengenai dimensi balok dan kolom secara spesifik disajikan pada Tabel , sementara rincian penulangan tersedia pada bagian lampiran.

Tabel 5.1 Struktur Balok dan Kolom

Kodefikasi	Lebar (mm)	Tinggi (mm)
BI 1	400	700
BI 2	400	700
BI 3	400	700
BI 4	400	700

Lanjutan Tabel 5.1 Struktur Balok dan Kolom

Kodefikasi	Lebar (mm)	Tinggi (mm)
BI 5	400	700
BI 6	400	700
BI 7	400	850
BI 8	300	700
BI 9	300	700
BA1	300	600
BA2	250	500
BA3	250	500
BA4	250	400
K1	600	600
K2	600	300

Penjabaran lantai bangunan dengan elevasinya dapat dilihat pada tabel dibawah ini

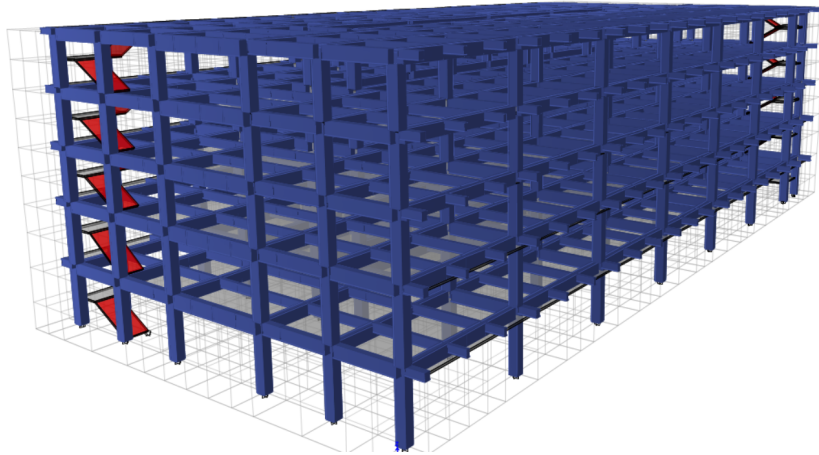
Tabel 5.2 Elevasi dan Tinggi Antar Tingkat Gedung RS Hermina Salatiga

Tingkat / Level	Elevasi Level (m)	Segmen Tingkat	Tinggi Antar Tingkat, h (m)
Lantai 1	+0.00	Lantai 1 – Lantai 2	3,80
Lantai 2	+3.8	Lantai 2 – Lantai 3	4,80
Lantai 3	+8.6	Lantai 3 – Lantai 4	3,80
Lantai 4	+12.4	Lantai 4 – Lantai 5	3,80

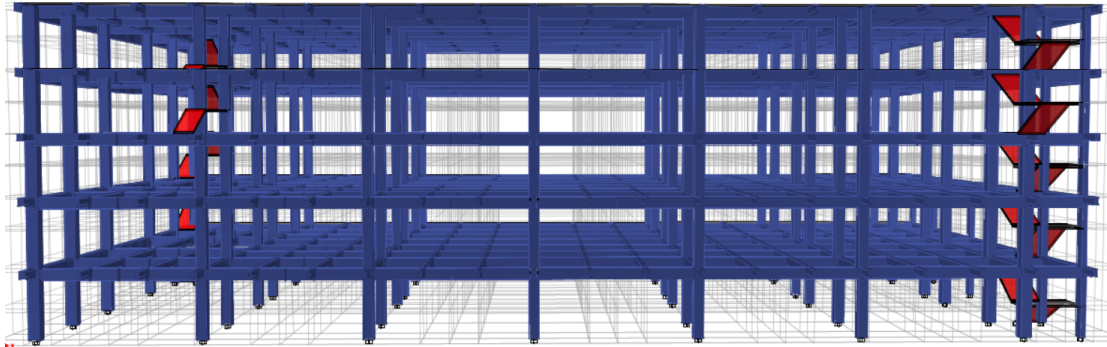
**Lanjutan Tabel 5.2 Elevasi dan Tinggi Antar Tingkat Gedung RS
Hermina Salatiga**

Tingkat / Level	Elevasi Level (m)	Segmen Tingkat	Tinggi Antar Tingkat, h (m)
Lantai 5	+16.2	Lantai 5 – Atap	3,80
Atap	+20	-	-

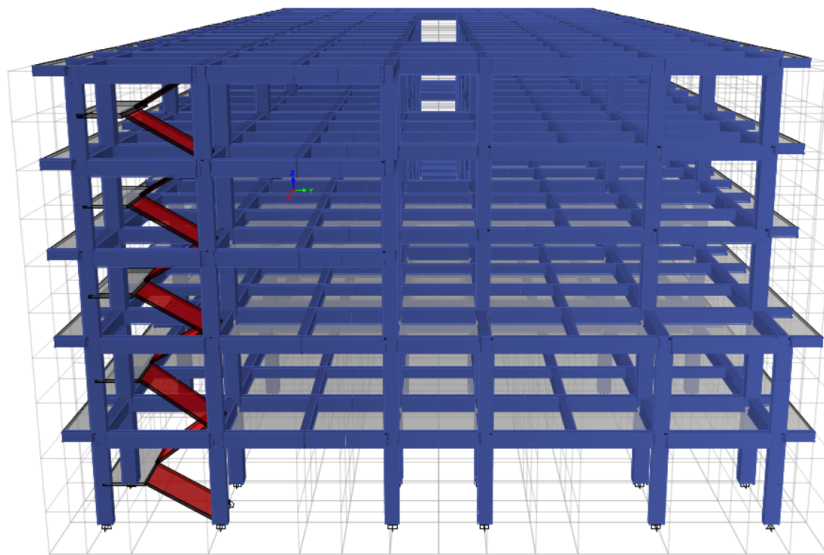
Pemodelan gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga dibuat menggunakan program software ETABS Ultimate v.22.6.0 yang dapat dilihat pada Gambar dibawah ini



**Gambar 5.1 Pemodelan Struktur Tiga Dimensi Gedung RS Hermina Salatiga
dengan Software ETABS Ultimate**



Gambar 5.2 Pemodelan Struktur Tampak Samping Gedung RS Hermina Salatiga dengan Software ETABS Ultimate



Gambar 5.3 Pemodelan Struktur Tampak Belakang Gedung RS Hermina Salatiga dengan Software ETABS Ultimate

5.2 Beban Bangunan

Penentuan beban yang bekerja pada struktur dilakukan dengan merujuk pada regulasi terbaru, yakni SNI 1727:2020 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung. Secara garis besar, beban bangunan dalam penelitian ini diklasifikasikan ke dalam beban mati, beban hidup,

serta beban gempa. Detail parameter dan asumsi pembebanan tersebut diuraikan pada bagian berikut.

5.2.1 Beban Mati

Penetapan beban mati yang bekerja pada struktur dilakukan dengan mengacu pada berat jenis material bangunan sesuai regulasi SNI 1727:2020 mengenai Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Perhitungan ini juga mempertimbangkan elemen-elemen spesifik yang terdapat pada rencana arsitektural maupun struktural gedung. Parameter beban yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. Berat jenis beton (γ) : 24 kN/m^3
2. Beban Super Dead Load (SDL)
 - a. Adukan semen : 42 kg/m^2
: $0,42 \text{ kN/m}^2$
 - b. Mekanikal Elektrikal : 25 kg/m^2
: $0,25 \text{ kN/m}^2$
 - c. Penutup Lantai ubin : 24 kg/m^2
: $0,24 \text{ kN/m}^2$
 - d. Penutup langit-langit : 11 kg/m^2
: $0,11 \text{ kN/m}^2$
 - e. Penggantung : 7 kg/m^2
: $0,07 \text{ kN/m}^2$

5.2.2 Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan dalam perencanaan gedung ini mengacu pada ketentuan dalam SNI 1727:2020, khususnya pada Tabel 4.3-1 (lanjutan) mengenai beban hidup terdistribusi merata minimum (uniformly distributed live load, Lo) dan beban hidup terpusat minimum. Beban hidup merupakan beban yang berasal dari

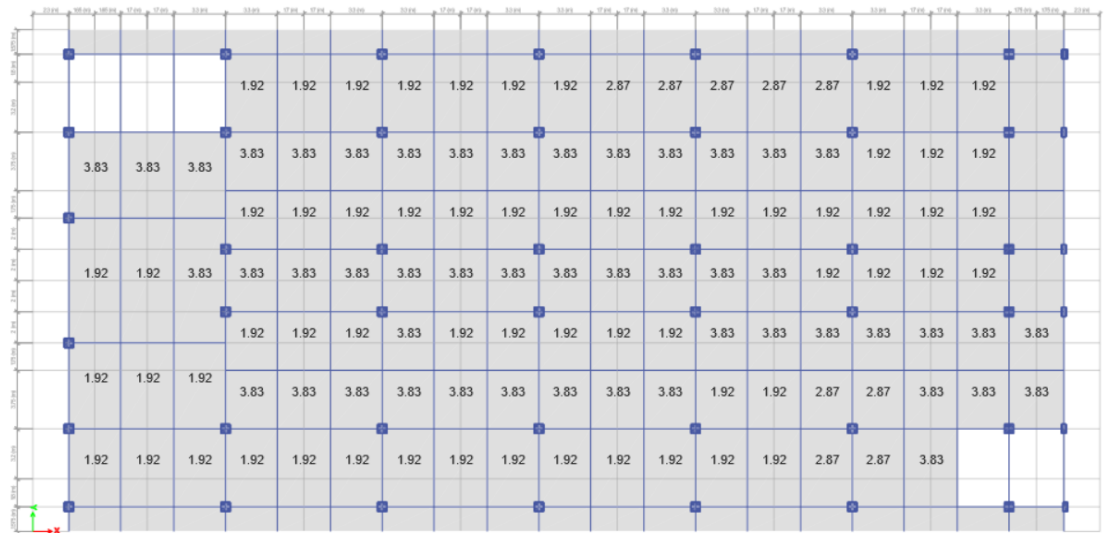
aktivitas penghuni, peralatan, maupun fungsi ruang yang bersifat tidak tetap selama masa layan bangunan.

Berdasarkan fungsi ruang pada bangunan rumah sakit yang direncanakan, nilai beban hidup yang digunakan dirangkum dalam tabel berikut.

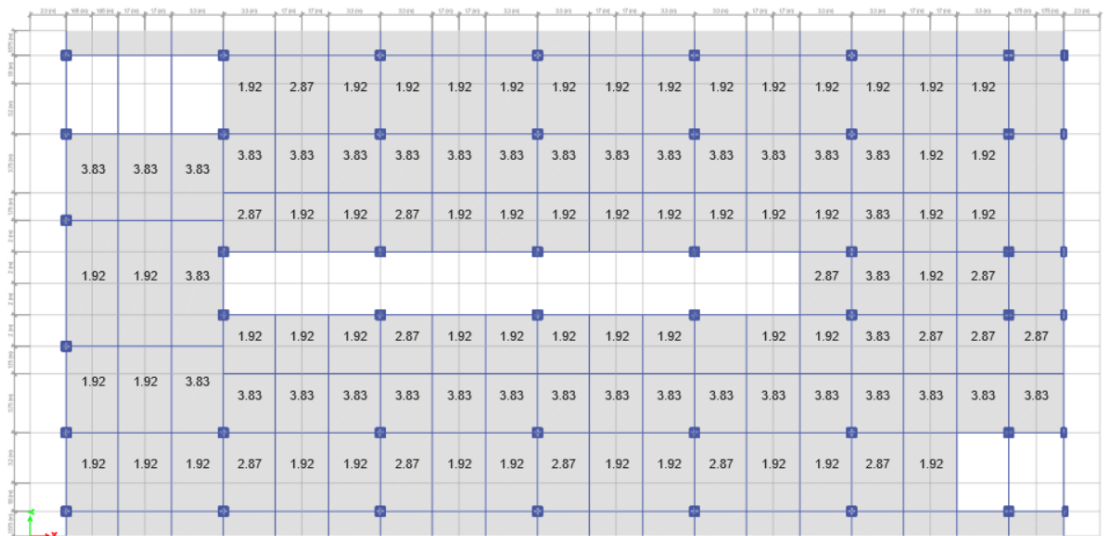
Tabel 5.3 Beban Hidup berdasarkan Fungsi Ruang

Fungsi Ruang	Beban Hidup (psf)	Beban hidup (kN/m^2)
Ruang operasi dan laboratorium	60	2,87
Ruang pasien	40	1,92
Koridor diatas lantai pertama	80	3,83
Koridor pada lantai pertama	100	4,79
Ruang pertemuan	60	2,87
Atap (dasat, berbubung, lengkung)	20	0,96

Gambar berikut memperlihatkan hasil input beban hidup pada model struktur untuk tiap lantai bangunan. Beban hidup dimodelkan sebagai beban merata pada pelat lantai dengan nilai yang berbeda-beda sesuai fungsi ruang, seperti koridor, ruang pasien, dan ruang lainnya. Distribusi beban dilakukan berdasarkan pembagian grid struktur sehingga mencerminkan kondisi aktual pembebanan pada bangunan.

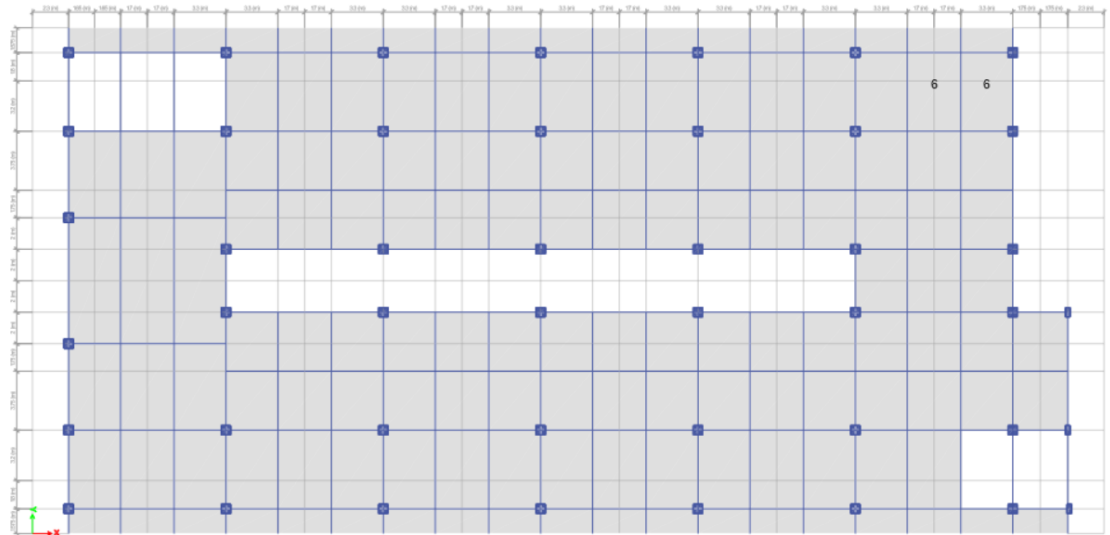


Gambar 5.4 Lantai 2 Live Reduksi

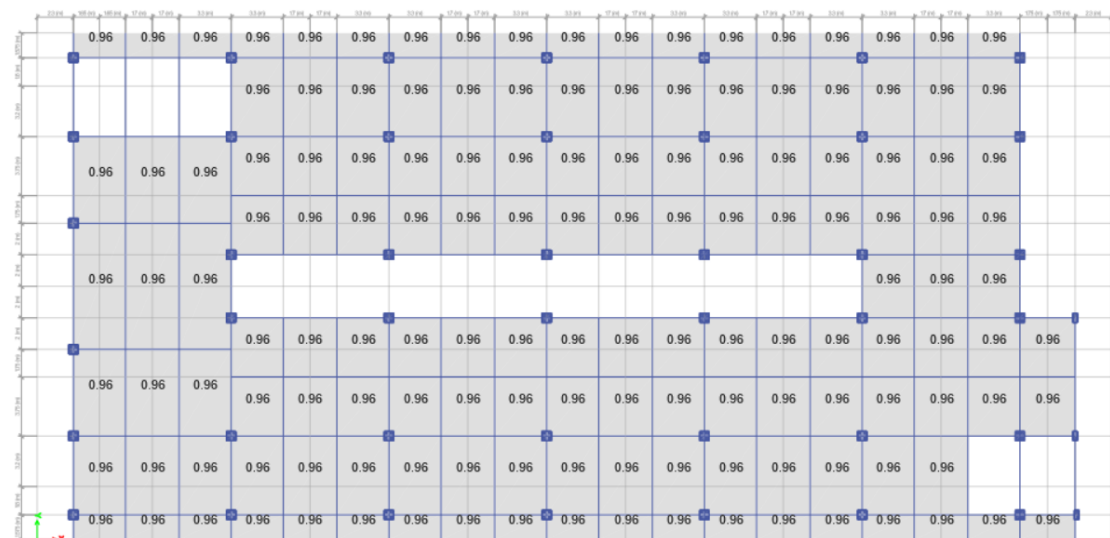


Gambar 5.5 Lantai 3 Live Reduksi

Gambar 5.9 Lantai 5 Live Reduksi



Gambar 5.10 Lantai 5 Live non Reduksi



Gambar 5.11 Lantai Atap Live Reduksi

5.2.3 Kekakuan Penampang Efektif Struktur

Dalam penelitian ini, kekakuan elemen struktur dimodelkan menggunakan kekakuan efektif pada kondisi beban ultimit untuk merepresentasikan kondisi

penampang retak. Nilai kekakuan yang digunakan mengacu pada rekomendasi dalam SNI 2847:2019 dengan penyederhanaan pada parameter kekakuan lentur (EI).

Adapun nilai kekakuan lentur yang digunakan adalah sebesar $0,70 E_c I_g$ untuk elemen kolom dan $0,35 E_c I_g$ untuk elemen balok. Pemilihan nilai ini didasarkan pada asumsi bahwa balok mengalami retak lentur yang lebih dominan dibandingkan kolom, sehingga kekakuan efektif balok lebih kecil. Sementara itu, kolom memiliki tingkat keretakan yang relatif lebih rendah sehingga kekakuannya tetap lebih besar.

Tabel 5.4 Kekakuan Elemen Struktur Beton Bertulang

Komponen	Kekakuan Lentur
	Beban Ultimit
Kolom Portal	$0,70 E_c I_g$
Balok Portal	$0,35 E_c I_g$

5.2.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam penelitian ini mengacu pada kriteria desain kekuatan (*Load and Resistance Factor Design/LRFD*). Kombinasi tersebut digunakan untuk memperoleh respons struktur akibat beban gravitasi, beban angin, dan beban gempa yang bekerja pada model struktur. Adapun kombinasi pembebanan yang digunakan adalah sebagai berikut

1. $1,4 D$
2. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L R)$
3. $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L R)$
4. $0,9 D + 1,0 W$
5. $1,2 D + E_v + E_h + L$
6. $0,9 D - E_v + E_h$

Pada kombinasi pembebanan gempa, E_h merupakan pengaruh beban gempa horizontal yang diperoleh dari hasil analisis dinamik, baik melalui metode *Response*

Spectrum maupun *Time History*. Sementara itu, E_v merupakan pengaruh beban gempa vertikal yang diperhitungkan berdasarkan ketentuan kombinasi pembebanan gempa.

Seluruh kombinasi pembebanan tersebut dimasukkan ke dalam fitur *Load Combinations* pada perangkat lunak ETABS. Dalam penelitian ini, kombinasi yang mengandung beban gempa digunakan untuk memperoleh respons struktur berupa gaya geser dasar, simpangan antar tingkat, serta gaya dalam elemen balok dan kolom. Nilai output yang ditinjau merupakan nilai kritis dari kombinasi pembebanan yang relevan, sehingga hasil analisis *Response Spectrum* dan *Time History* dapat dibandingkan secara konsisten.

Dengan demikian, kombinasi pembebanan pada penelitian ini tidak difokuskan untuk mengevaluasi kapasitas penampang secara detail, melainkan digunakan sebagai dasar pengambilan parameter respons struktur dalam membandingkan hasil analisis antara metode *Response Spectrum* dan *Time History*.

5.2.5 Rekapitulasi Parameter Gempa dan Gaya Geser Dasar Statik

Berdasarkan parameter gempa dan sistem struktur yang telah ditetapkan, perhitungan gaya geser dasar statik dilakukan untuk memperoleh nilai gaya lateral acuan pada model struktur. Nilai gaya geser dasar ini digunakan sebagai dasar pembanding dan acuan penskalaan terhadap hasil analisis dinamik, sehingga respons yang diperoleh dari metode *Response Spectrum* dan *Time History* dapat dibandingkan pada tingkat intensitas gempa yang setara.

Perhitungan diawali dengan menentukan koefisien respons seismik C_s , kemudian dilakukan pemeriksaan terhadap batas atas dan batas bawah koefisien respons seismik sesuai ketentuan SNI 1726:2019. Setelah nilai C_s yang digunakan ditetapkan, gaya geser dasar statik dihitung berdasarkan berat seismik efektif model struktur.

Parameter gempa dan parameter sistem struktur yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$S_{DS} = 0,7225$$

$$S_{D1} = 0,7641$$

$$S_1 = 0,4236$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1,5$$

$$h_n = 20 \text{ m}$$

Sebelum menghitung batas atas koefisien respons seismik, terlebih dahulu ditentukan periode pendekatan struktur. Untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus beton bertulang, digunakan nilai:

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

Periode pendekatan struktur dihitung dengan persamaan:

$$\begin{aligned} T_a &= C_t h_n^x \\ &= 0,0466 (20)^{0,9} \end{aligned}$$

Berdasarkan nilai $S_{D1} = 0,7641$, digunakan koefisien batas atas periode:

$$C_u = 1,4$$

Maka batas atas periode struktur adalah:

$$\begin{aligned} T_{\max} &= C_u T_a \\ &= 1,4 (0,6907) \\ &= 0,9670 \text{ detik} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis modal, periode dominan struktur pada arah X adalah 1,155 detik, sedangkan periode dominan pada arah Y adalah 1,058 detik. Karena periode hasil analisis modal pada kedua arah lebih besar dari $T_{\max}$, maka periode yang digunakan dalam perhitungan gaya geser dasar statik dibatasi sebesar:

$$T_x = 0,9770 \text{ detik}$$

$$T_y = 0,9770 \text{ detik}$$

Koefisien respons seismik utama dihitung menggunakan persamaan:

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{S_{DS}}{R/I_e} \\
 &= \frac{0,7225}{8/1,5} \\
 &= 0,13547
 \end{aligned}$$

Selanjutnya dilakukan kontrol terhadap batas atas koefisien respons seismik. Karena periode struktur yang digunakan lebih kecil dari TL, maka batas atas C_s dihitung menggunakan persamaan:

$$C_{s, \max} = \frac{S_{DS}}{T (R/I_e)}$$

Untuk arah X :

$$\begin{aligned}
 C_{s, \max X} &= \frac{0,7641}{0,9670 (8/1,5)} \\
 &= 0,1485
 \end{aligned}$$

Untuk arah Y :

$$\begin{aligned}
 C_{s, \max Y} &= \frac{0,7641}{0,9670 (8/1,5)} \\
 &= 0,1485
 \end{aligned}$$

Selain batas atas, nilai C_s juga perlu dikontrol terhadap batas bawah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 C_{s, \min 1} &= 0,444 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\
 &= 0,444 (0,7225) (1,5) \\
 &= 0,0477
 \end{aligned}$$

Untuk kondisi tertentu, nilai C_s juga diperiksa terhadap batas bawah khusus:

$$\begin{aligned}
 C_{s, \min 2} &= \frac{0,5 S_1}{(R/I_e)} \\
 &= \frac{0,5 (0,4236)}{(8/1,5)} \\
 &= 0,0397
 \end{aligned}$$

Namun, nilai $C_{s, \min 2}$ tidak digunakan sebagai kontrol utama karena:

$$S_1 = 0,4236 < 0,6 g$$

Dengan demikian, nilai koefisien respons seismik yang diperoleh adalah:

$$C_{s, \min 1} = 0,0477$$

$$C_s = 0,13547$$

$$C_{s, \max} = 0,14815$$

Karena

$$0,0477 < 0,13547 < 0,14815$$

maka nilai koefisien respons seismik yang digunakan adalah:

$$C_{s, \text{pakai}} = 0,13547$$

Koefisien respons seismik tersebut digunakan pada arah X dan arah Y, sehingga:

$$C_{s, \text{pakai X}} = 0,13547$$

$$C_{s, \text{pakai Y}} = 0,13547$$

Berat seismik efektif model struktur yang diperoleh dari hasil pemodelan adalah:

$$W_x = 78468,21 \text{ kN}$$

$$W_y = 78468,11 \text{ kN}$$

Gaya geser dasar seismik dihitung menggunakan persamaan:

$$V = C_s W$$

Untuk arah X:

$$V_x = 0,13547(78468,21 \text{ kN})$$

$$= 10629,9902 \text{ kN}$$

Untuk arah Y:

$$V_y = 0,13547(78468,11 \text{ kN})$$

$$= 10629,9761 \text{ kN}$$

Nilai gaya geser dasar statik pada arah X dan arah Y tersebut digunakan sebagai acuan penskalaan terhadap hasil analisis dinamik. Proses penskalaan dilakukan agar respons dinamik dari metode *Response Spectrum* dan *Time History* berada pada tingkat intensitas gempa yang setara dengan gaya geser dasar statik acuan model. Dengan demikian, kedekatan nilai *base shear* setelah proses *scaling* tidak dimaknai sebagai kesamaan mutlak antara kedua metode, melainkan sebagai hasil penyetaraan intensitas gempa. Perbandingan respons struktur selanjutnya dibaca dari pola simpangan, *drift*, dan gaya dalam elemen struktur

5.2.6 Beban Gempa Respons Spektrum

1. Klasifikasi Tanah

Klasifikasi tanah yang digunakan pada proyek ini adalah Tanah Sedang (SD)

2. Parameter Respons Spektrum

Parameter respon spektrum untuk lokasi RS Hermina Salatiga diperoleh dari website Desain Spektra Indonesia (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>) untuk dengan klasifikasi Situs SD, yaitu

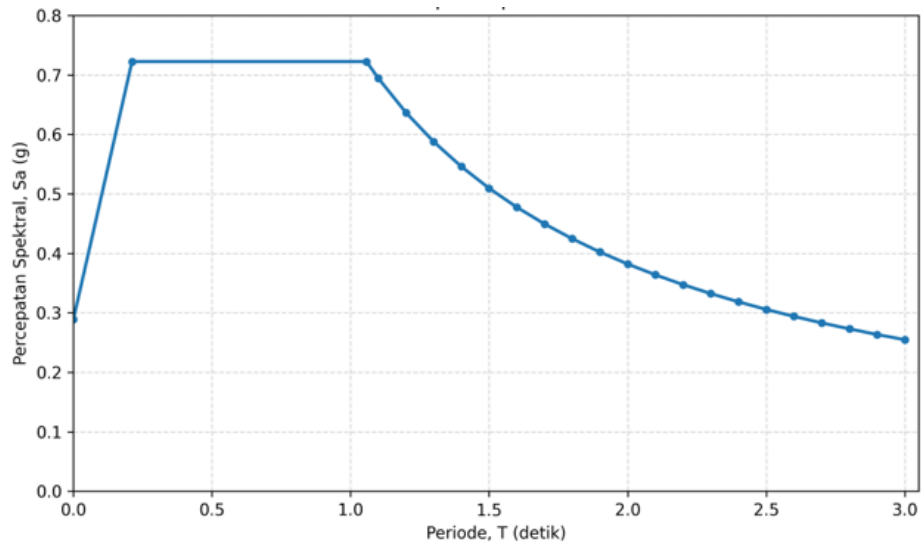
S_s	=	0,9521 g
S_i	=	0,4236 g
F_a	=	1,1383
F_v	=	2,7056
S_{ms}	=	1,0838
S_{m1}	=	1,1461
S_{ds}	=	0,7225
S_{d1}	=	0,7641
T_0	=	0,2115 s
T_s	=	1,0575 s
T_L	=	20 s

Berdasarkan parameter kegempaan yang telah diperoleh dari situs web Desain Spektra Indonesia, nilai-nilai tersebut kemudian digunakan untuk memodelkan beban gempa dalam bentuk kurva respons spektrum desain. Kurva ini memvisualisasikan besaran percepatan spektral (S_a) yang akan dialami oleh struktur pada berbagai variasi periode getar (T_s). Tabel di bawah ini menampilkan rincian rentang periode (T) beserta nilai percepatan spektral (S_a) yang membentuk kurva tersebut

Tabel 5.5 Nilai Sa Tiap Periode pada Respons Spektrum

T (detik)	Sa (g)
0	0,2890
0,2115	0,7,225
1,0575	0,7,225
1,1	0,6946
1,2	0,6367
1,3	0,5877
1,4	0,5458
1,5	0,5094
1,6	0,4775
1,7	0,4494
1,8	0,4245
1,9	0,4021
2,0	0,3820
2,1	0,3638
2,2	0,3473
2,3	0,3322
2,4	0,3184
2,5	0,3056
2,6	0,2939
2,7	0,2830
2,8	0,2729
2,9	0,2635
3,0	0,2547

Berikut hasil penggambaran grafik respons spektrum dari data diatas



Gambar 5.12 Respons Spektrum Desain Lokasi Penelitian Berdasarkan SNI 1726:2019

Bangunan ini difungsikan sebagai rumah sakit, sehingga diklasifikasikan ke dalam Kategori Risiko IV dengan nilai faktor keutamaan gempa (L_e) sebesar 1,5. Untuk menahan gaya lateral akibat gempa pada struktur atas maupun bawah, bangunan ini mengaplikasikan Sistem Rangka Penahan Momen Khusus (SRPMK) berbahan beton bertulang. Sistem ini diterapkan dengan memperhatikan karakteristik struktur dan batas ketinggiannya, menggunakan parameter desain sebagai berikut:

- a. Koefisien modifikasi respons (R) = 8
- b. Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 3
- c. Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5

5.2.7 Beban Gempa *Time History*

Beban gempa *Time History* pada penelitian ini disusun berdasarkan spektrum respons desain lokasi studi. Parameter spektrum target diperoleh dari data lokasi Gedung RS Hermina Salatiga dan digunakan sebagai acuan dalam proses *spectral*

matching rekaman gempa. Dengan demikian, rekaman gempa yang digunakan dalam analisis *Time History* tidak diterapkan secara langsung dalam bentuk asli, tetapi terlebih dahulu disesuaikan terhadap karakteristik spektrum respons desain lokasi penelitian.

Tabel 5.6 Parameter Pemilihan Rekaman Gempa

Parameter Teknis	Data / Kriteria	Keterangan
Rekaman gempa	Chile 2010	Digunakan sebagai input THA
Mekanisme sumber	Subduksi / megathrust	Relevan dengan sumber gempa subduksi
Magnitudo	Mw $\pm 8,8$	Mewakili gempa besar
Arah komponen	2 arah horizontal	Digunakan untuk input X dan Y
Target pencocokan	Respons spektrum Salatiga	Mengacu pada parameter 5.2.4
Redaman	5%	Umum untuk respons spektrum struktur gedung
Proses	Spectral matching	Agar spektrum rekaman mendekati target
Software	SeismoMatch	Untuk proses pencocokan spektral

Pemilihan rekaman gerakan tanah dasar untuk analisis *Time History* dilakukan berdasarkan parameter hazard lokasi studi dan kriteria teknis rekaman gempa. Parameter yang digunakan meliputi perioda ulang gempa, kelas situs, nilai V_s parameter percepatan spektral, sumber gempa dominan, magnitudo, dan jarak sumber gempa. Data hazard diperoleh dari deagregasi hazard PuSGeN 2022, sedangkan parameter spektrum target lokasi Salatiga mengacu pada hasil Desain Spektra Indonesia. Klasifikasi situs tanah mengacu pada SNI 1726:2019.

Tabel 5.7 Parameter Hazard Lokasi Studi

Parameter	Nilai
Perioda ulang	2500 tahun
Lokasi	Salatiga
Kelas situs	Tanah sedang / SD
(Vs)	175–350 m/s
(Ss)	0,9521 g
(S1)	0,4236 g

Dalam pemilihan rekaman gerakan tanah dasar, parameter deagregasi dapat ditinjau pada beberapa periode, antara lain PGA, 0,2 detik, dan 3 detik. Pada penelitian ini, periode 0,2 detik digunakan sebagai acuan awal dalam pemilihan rekaman karena periode tersebut berada pada rentang spektrum respons desain antara T_0 dan T_s . Rentang ini berkaitan dengan bagian spektrum percepatan desain yang berpengaruh terhadap respons struktur pada periode pendek hingga menengah.

Nilai T_0 dan T_s dihitung berdasarkan parameter spektrum desain lokasi studi sebagai berikut:

$$T_s = \frac{SD1}{SDS}$$

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

Dengan menggunakan nilai $SDS = 0,7225g$ dan $SD1 = 0,7641g$, maka diperoleh:

$$T_s = \frac{0,7641}{0,7225}$$

$$= 1,0575 \text{ detik}$$

$$T_0 = 0,2 \times 1,0575$$

$$= 0,2115 \text{ detik}$$

Berdasarkan hasil tersebut, periode 0,2 detik berada pada rentang:

$$T_0 = 0,2115 \text{ detik}$$

Periode 0,2 detik berada sangat dekat dengan nilai $T_0 = 0,2115$, sehingga masih relevan sebagai acuan awal untuk meninjau respons pada rentang periode pendek. Namun, kesesuaian akhir rekaman terhadap karakteristik struktur tetap dikontrol melalui proses *spectral matching* pada rentang periode 0,068 – 1,386 detik.

Berdasarkan hasil penentuan periode acuan, deagregasi pada periode 0,2 detik digunakan sebagai dasar awal dalam pemilihan rekaman gerakan tanah. Parameter yang ditinjau meliputi sumber gempa, rentang magnitudo (M_w), dan jarak sumber gempa (R). Hasil rekapitulasi parameter deagregasi hazard lokasi Salatiga ditampilkan pada Tabel berikut

Tabel 5.8 Parameter Deagregasi Hazard Lokasi Salatiga pada Periode 0,2 Detik

Sumber Gempa	Magnitudo (M_w)	Jarak (R) (km)	Event Acuan	Keterangan
Shallow crustal	6,2–6,4	20–30	Chi-Chi	Mewakili sumber kerak dangkal dengan jarak dekat
Benioff	7,2–7,4	150–200	Nicaragua	Mewakili sumber kedalaman menengah dengan jarak relatif jauh
Megathrust	8,6–8,8	150–200	Chile	Mewakili gempa besar subduksi/megathrust

Sumber : PuSGeN 2022

Berdasarkan Tabel 5.8 sumber gempa megathrust memiliki rentang magnitudo terbesar, yaitu $M_w = 8,6–8,8$, dengan jarak sumber $R = 150–200$. Oleh karena itu, rekaman Gempa Chile digunakan sebagai rekaman acuan karena memiliki karakteristik gempa besar dengan mekanisme subduksi/megathrust. Pemilihan ini tidak dimaksudkan untuk menyatakan bahwa rekaman Chile identik sepenuhnya dengan hazard lokasi Salatiga, tetapi sebagai rekaman representatif yang selanjutnya disesuaikan terhadap spektrum respons desain lokasi studi melalui proses *spectral matching*.

Rekaman gerakan tanah untuk analisis Time History diperoleh dari PEER Ground Motion Database / NGA-West2. Rekaman yang digunakan adalah Gempa Chile 2010 karena memiliki karakteristik gempa besar dengan mekanisme subduksi/megathrust, sesuai dengan sumber gempa megathrust pada hasil deagregasi hazard. Rekaman ini selanjutnya disesuaikan terhadap spektrum respons desain Salatiga melalui proses spectral matching sebelum digunakan sebagai input pada model ETABS.

Tabel 5.9 Rekaman Gerakan Tanah yang Digunakan

Parameter	Keterangan	Sumber/Acuan
Sumber data	PEER Ground Motion Database / NGA-West2	PEER
Nama gempa	Chile 2010	PEER
RSN	6001826	PEER / Rekapitulasi data
Mekanisme sumber	Subduksi / Megathrust	Data rekaman gempa
Magnitudo	Mw $\pm 8,8$	PEER
Jarak acuan	150–200 km	Deagregasi hazard
Kelas situs acuan	Tanah sedang / SD	SNI 1726:2019
Komponen rekaman	Dua arah horizontal	Data rekaman gempa
Penggunaan	Input awal analisis Time History	Pemodelan ETABS
Penyesuaian	Spectral matching terhadap spektrum target Salatiga	SeismoMatch

Berdasarkan ketentuan pencocokan spektral, batas bawah periode pencocokan diambil sebesar $0,8 T_{lower}$, sedangkan batas atas periode pencocokan diambil sebesar $1,2 T_{upper}$. Nilai T_{lower} merupakan periode batas bawah yang digunakan dalam pencocokan, sedangkan T_{upper} diambil dari periode fundamental terbesar pada dua arah utama struktur.

Berdasarkan hasil rekapitulasi, diperoleh:

$$T_{lower} = 0,085 \text{ detik}$$

$$T_{\text{upper}} = 1,155 \text{ detik}$$

Sehingga rentang periode pencocokan spektral adalah:

$$0,8 T_{\text{lower}} = 0,8 \times 0,085$$

$$= 0,068 \text{ detik}$$

$$1,2 T_{\text{upper}} = 1,2 \times 1,155$$

$$= 1,386 \text{ detik}$$

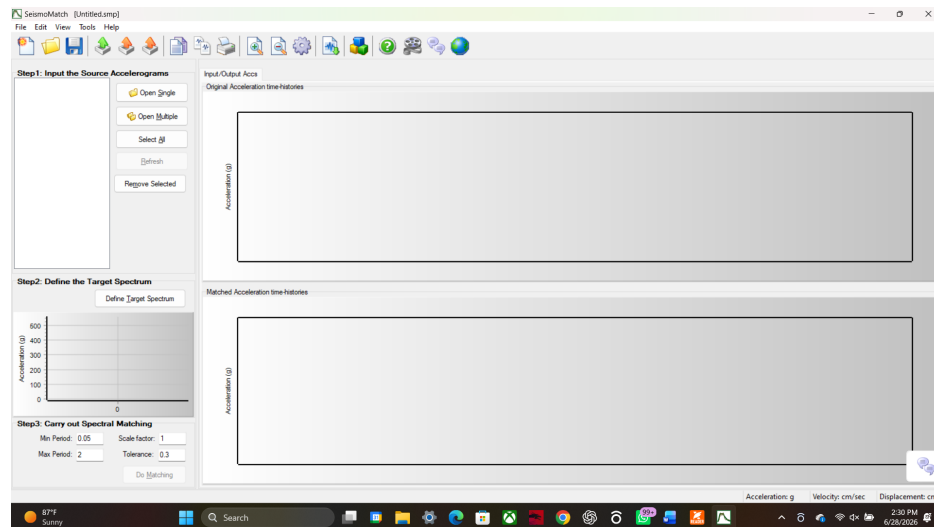
Dengan demikian, rentang periode spectral matching yang digunakan adalah 0,068 detik sampai 1,386 detik. Rentang ini digunakan agar rekaman gempa hasil pencocokan memiliki kesesuaian terhadap spektrum target pada periode yang berpengaruh terhadap respons dinamik struktur.

Proses *matching* dilakukan dengan menargetkan data rekaman Gempa Chile 2010 terhadap spektrum respons desain lokasi Salatiga. Beberapa ketentuan seperti batas periode pencocokan dan kesesuaian spektrum rekaman gempa terhadap spektrum target mengacu pada ketentuan analisis riwayat waktu. Pada penelitian ini, batas periode pencocokan yang digunakan adalah $T_{\text{lower}} = 0,068$ detik dan $T_{\text{upper}} = 1,386$ detik.

Pengerjaan *matching* data *time history* dilakukan dengan bantuan perangkat lunak SeismoMatch. Rekaman percepatan tanah asli dimasukkan ke dalam SeismoMatch, kemudian dicocokkan terhadap spektrum respons desain lokasi Salatiga. Rekaman hasil *matching* selanjutnya digunakan sebagai input percepatan tanah terhadap waktu pada analisis *Time History* di ETABS. Berikut merupakan langkah-langkah proses *matching* data rekaman gempa.

- a. Buka perangkat lunak SeismoMatch, kemudian pilih data rekaman percepatan tanah Gempa Chile 2010 dari folder hasil unduhan PEER Ground Motion Database / NGA-West2. Pada tahap ini digunakan komponen horizontal E-W dengan file NGAsubRSN6001826_VALD-EW.AT2 sebagai rekaman awal yang akan dicocokkan terhadap spektrum respons desain lokasi Salatiga. Komponen vertikal tidak digunakan karena analisis Time History pada

penelitian ini difokuskan pada respons lateral struktur akibat gempa arah horizontal.



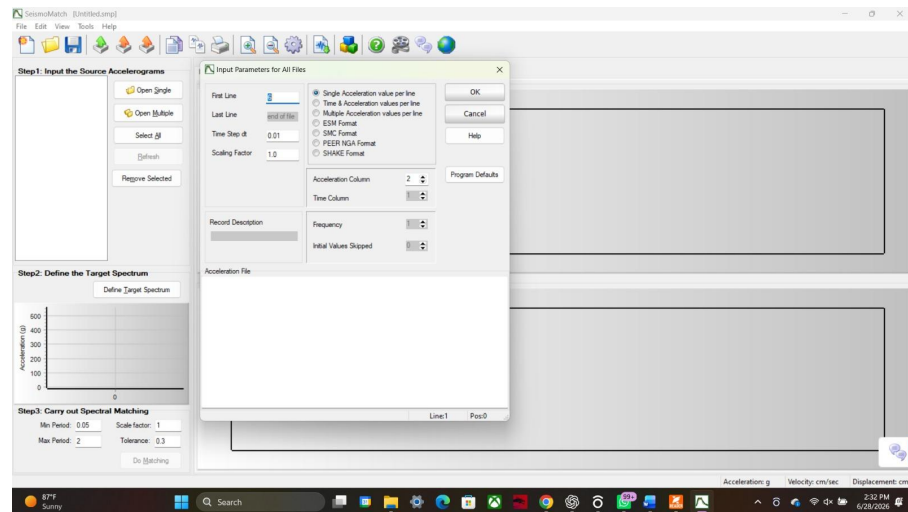
Gambar 5.13 Input Awal Rekaman Gempa pada SeismoMatch

Name	Date modified	Type	Size
etabs spectra;	4/30/2026 1:55 PM	Text Document	14 KB
NGASubRSN6001826_VALD-EW.AT2	4/30/2026 11:42 AM	AT2 File	119 KB
NGASubRSN6001826_VALD-EW.AVD	4/30/2026 11:42 AM	AVD File	421 KB
NGASubRSN6001826_VALD-NS.AT2	4/30/2026 11:42 AM	AT2 File	119 KB
NGASubRSN6001826_VALD-NS.AVD	4/30/2026 11:42 AM	AVD File	420 KB
NGASubRSN6001826_VALD-V.AVD	4/30/2026 11:42 AM	AVD File	420 KB
NGASubWebPortal_MetadataReport22261	4/30/2026 11:42 AM	Microsoft Excel Co...	14 KB

Gambar 5.14 Pemilihan Rekaman Gempa Komponen E-W untuk Input SeismoMatch

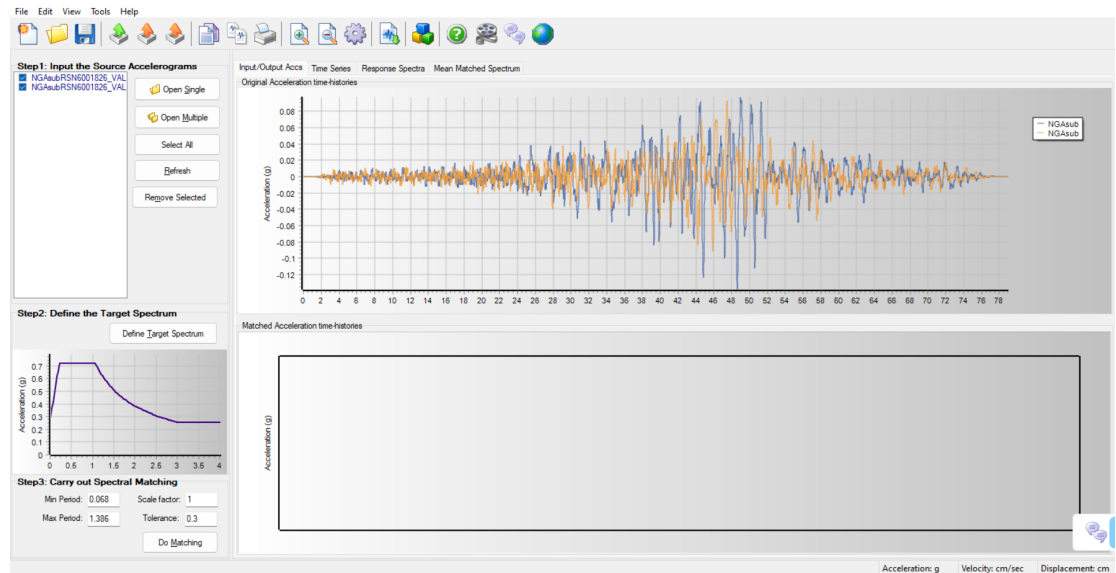
- b. Setelah file rekaman NGASubRSN6001826_VALD-EW.AT2 dipilih, parameter input rekaman diatur pada SeismoMatch. Data percepatan dibaca mulai dari baris ke-6 karena baris sebelumnya merupakan informasi/header rekaman. Nilai time step yang digunakan sebesar 0,01 detik, dengan scaling

factor = 1,0, sehingga rekaman dimasukkan tanpa faktor pengali tambahan pada tahap awal



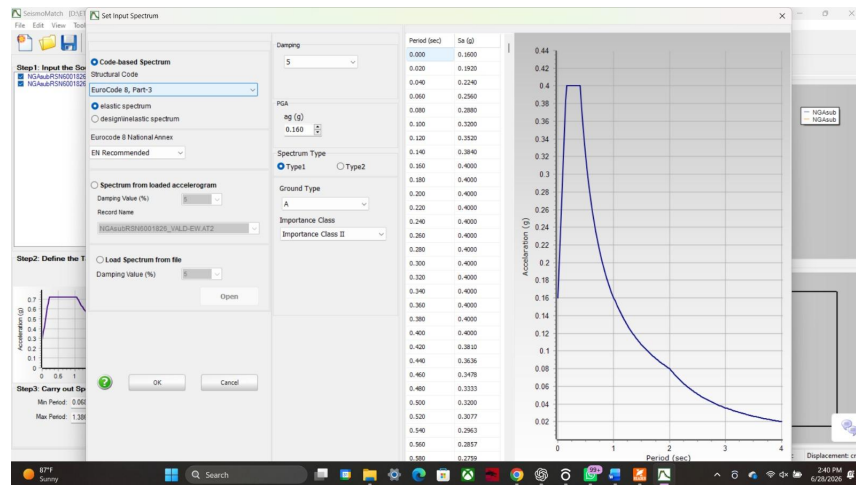
Gambar 5.15 Pengaturan Parameter Input Rekaman Gempa pada SeismoMatch

- c. Setelah file NGAsubRSN6001826_VALD-EW.AT2 dimasukkan, SeismoMatch menampilkan grafik riwayat percepatan asli Gempa Chile 2010 komponen E-W. Selanjutnya, spektrum respons desain lokasi Salatiga dimasukkan sebagai target pencocokan. Proses *spectral matching* dilakukan pada rentang $T_{lower} = 0,068$ detik sampai $T_{upper} = 1,386$ detik, dengan scale factor = 1,0 dan tolerance = 0,3.



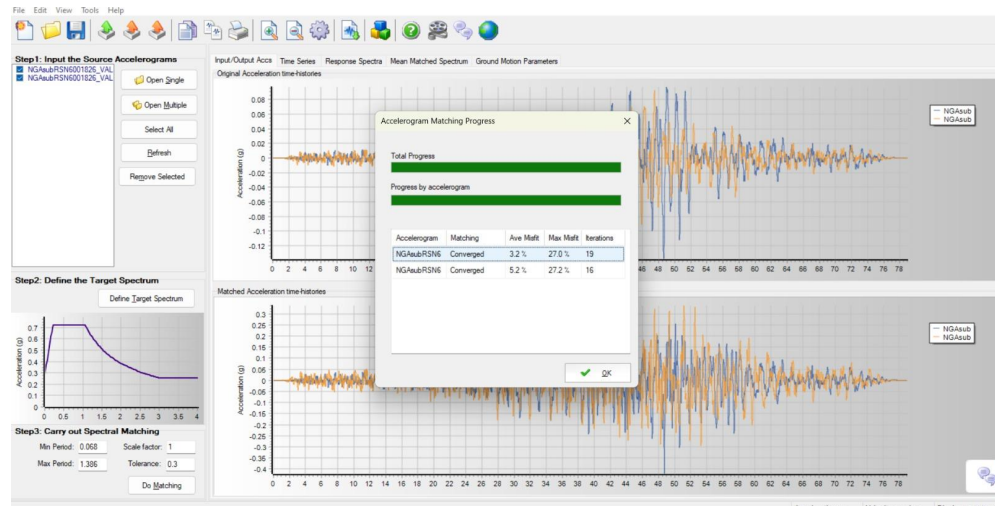
Gambar 5.16 Input Rekaman Gempa Komponen E-W dan Spektrum Target pada SeismoMatch

- d. Spektrum respons desain lokasi Salatiga dimasukkan sebagai target pencocokan melalui menu Define Target Spectrum. Target spektrum yang digunakan merupakan data spektrum respons desain berdasarkan parameter gempa lokasi penelitian dengan redaman 5%. Pada tahap ini, target spektrum dimasukkan ke SeismoMatch agar rekaman Gempa Chile 2010 dapat dicocokkan terhadap spektrum desain lokasi Salatiga.



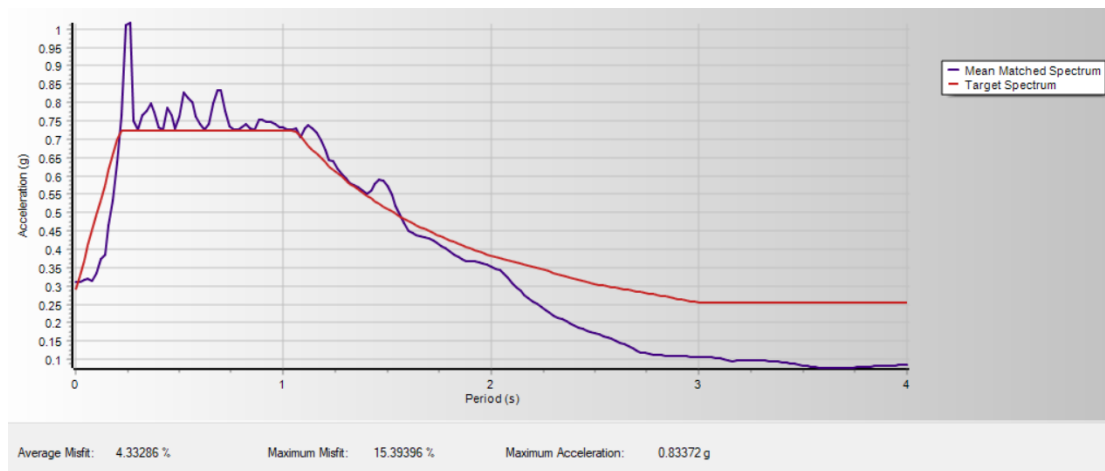
Gambar 5.17 Input Spektrum Respons Desain Lokasi Salatiga pada SeismoMatch

- e. Setelah parameter matching ditentukan, proses spectral matching dijalankan dengan menekan tombol Do Matching. Hasil proses menunjukkan bahwa rekaman telah mencapai status converged, sehingga rekaman percepatan tanah berhasil disesuaikan terhadap spektrum respons desain lokasi Salatiga. Pada hasil ini diperoleh nilai average misfit sebesar 3,2% dan 5,2%, dengan jumlah iterasi masing-masing 19 dan 16.



Gambar 5.18 Proses *Spectral Matching* Rekaman Gempa pada SeismoMatch

Berikut ditampilkan hasil perbandingan antara target response spectrum dan mean matched spectrum rekaman Gempa Chile 2010 setelah dilakukan proses spectral matching menggunakan SeismoMatch, sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 5.13.



Gambar 5.19 Perbandingan Target Response Spectrum dan Mean Matched Spectrum Rekaman Gempa Chile 2010

Berdasarkan Gambar diatas kurva *mean matched spectrum* menunjukkan pola yang mendekati kurva *target response spectrum* pada rentang periode pencocokan. Dari hasil SeismoMatch, diperoleh nilai *average misfit* sebesar 4,3328% dan *maximum misfit* sebesar 15,3936%. Nilai *average misfit* yang relatif kecil menunjukkan bahwa secara umum spektrum hasil pencocokan telah mendekati spektrum target. Dengan demikian, rekaman Gempa Chile 2010 hasil *spectral matching* dapat digunakan sebagai input beban gempa *Time History* pada model struktur ETABS.

5.3 Analisis Karakteristik Dinamik Struktur

Analisis karakteristik dinamik merupakan tahapan awal yang krusial untuk memahami parameter dasar perilaku struktur gedung sebelum dilakukan analisis pembebanan gempa lebih lanjut. Karakteristik dinamik ini ditentukan melalui analisis modal (modal analysis) pada perangkat lunak ETABS, yang bertujuan untuk mengidentifikasi properti intrinsik struktur berupa periode alami, frekuensi, serta pola deformasi (mode shape).

Data yang disajikan pada bagian ini merupakan fondasi untuk memvalidasi kelaikan model struktur sesuai dengan kriteria yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019, terutama terkait kecukupan jumlah ragam getar dan partisipasi massa. Hasil dari analisis ini akan menentukan sejauh mana model struktur mampu merepresentasikan respons dinamik gedung secara akurat saat menerima input gempa dari metode spektrum respons maupun riwayat waktu.

5.3.1 Kontrol *Mass Participating Ratio*

Analisis partisipasi massa modal dilakukan untuk mengetahui seberapa besar massa struktur yang aktif atau berkontribusi dalam setiap mode getar (mode shape) akibat beban dinamik, seperti gempa bumi. Rasio ini menunjukkan persentase massa struktur yang bergerak pada arah tertentu (X, Y, atau Z) untuk setiap ragam getar.

Tujuan utama dari peninjauan rasio partisipasi massa ini adalah untuk memastikan bahwa model struktur yang dianalisis sudah cukup mewakili perilaku dinamik struktur yang sesungguhnya. Menurut standar SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1,

analisis harus menyertakan jumlah ragam getar yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa modal kumulatif sekurang-kurangnya sebesar 90% dari massa aktual struktur dalam masing-masing arah horizontal ortogonal (arah X dan arah Y). Jika partisipasi massa belum mencapai 90%, maka jumlah mode getar dalam analisis harus ditingkatkan.

Tabel 5.10 Hasil Nilai Modal Partisipasi Massa

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	1.155	0.82780	0.00002	0.00110	0.82780	0.00002	0.00110
Modal	2	1.058	0.00001	0.83110	0.00010	0.82780	0.83110	0.00120
Modal	3	0.926	0.00100	0.00030	0.83510	0.82880	0.83140	0.83630
Modal	4	0.353	0.10480	0.00000	0.00000	0.93360	0.83140	0.83630
Modal	5	0.329	0.00000	0.10100	0.00570	0.93360	0.93240	0.84200
Modal	6	0.290	0.00002	0.00340	0.09620	0.93370	0.93580	0.93820
Modal	7	0.188	0.04650	0.00000	0.00001	0.98020	0.93580	0.93820
Modal	8	0.177	0.00000	0.04560	0.00050	0.98020	0.98140	0.93870
Modal	9	0.157	0.00001	0.00050	0.04220	0.98020	0.98190	0.98080
Modal	10	0.124	0.01720	0.00001	0.00000	0.99730	0.98200	0.98080
Modal	11	0.120	0.00030	0.00010	0.00001	0.99760	0.98200	0.98080
Modal	12	0.120	0.00001	0.01570	0.00040	0.99760	0.99780	0.98120
Modal	13	0.107	0.00000	0.00010	0.01590	0.99760	0.99790	0.99710
Modal	14	0.089	0.00190	0.00000	0.00000	0.99960	0.99790	0.99710
Modal	15	0.086	0.00000	0.00170	0.00002	0.99960	0.99950	0.99710
Modal	16	0.078	0.00000	0.00001	0.00160	0.99960	0.99950	0.99870
Modal	17	0.044	0.00020	0.00001	0.00002	0.99970	0.99950	0.99870
Modal	18	0.038	0.00000	0.00000	0.00000	0.99970	0.99950	0.99870
Modal	19	0.037	0.00000	0.00000	0.00000	0.99970	0.99950	0.99870
Modal	20	0.035	0.00002	0.00010	0.00020	0.99980	0.99960	0.99890
Modal	21	0.032	0.00001	0.00000	0.00001	0.99980	0.99960	0.99890
Modal	22	0.032	0.00000	0.00000	0.00001	0.99980	0.99960	0.99890
Modal	23	0.030	0.00000	0.00000	0.00000	0.99980	0.99960	0.99890
Modal	24	0.030	0.00020	0.00001	0.00002	0.99990	0.99960	0.99900
Modal	25	0.029	0.00000	0.00000	0.00000	0.99990	0.99960	0.99900

Berdasarkan hasil analisis modal, partisipasi massa kumulatif pada mode ke-25 mencapai 0,9999 pada arah X dan 0,9996 pada arah Y, atau setara dengan 99,99% dan 99,96%. Nilai tersebut telah melebihi batas minimum 90%, sehingga jumlah ragam getar yang digunakan telah mencukupi untuk merepresentasikan respons dinamik struktur pada arah horizontal.

Mode pertama memiliki periode 1,155 detik dengan dominasi translasi arah X, sedangkan mode kedua memiliki periode 1,058 detik dengan dominasi translasi arah Y. Mode ketiga memiliki periode 0,926 detik dan didominasi oleh rotasi terhadap sumbu Z. Pola ini menunjukkan bahwa respons awal struktur tidak didominasi oleh torsi, sehingga karakteristik dinamik model dinilai wajar dan layak digunakan untuk analisis Response Spectrum maupun Time History.

Secara ringkas, kontrol kecukupan partisipasi massa modal ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 5.11 Rekapitulasi Kontrol Partisipasi Massa Modal

Arah	Partisipasi Massa Kumulatif	Batas Minimum	Keterangan
X	99,99%	90%	Memenuhi
Y	99,96%	90%	Memenuhi

Berdasarkan hasil kontrol tersebut, dapat disimpulkan bahwa jumlah 25 ragam getar yang digunakan dalam analisis telah mencukupi untuk merepresentasikan respons dinamik struktur. Oleh karena itu, model struktur dinyatakan layak untuk digunakan pada tahap analisis beban gempa Response Spectrum dan Time History.

5.4 Analisis dan Perbandingan Gaya Geser Dasar

Gaya geser dasar (base shear) merupakan total gaya lateral gempa yang bekerja pada dasar struktur. Analisis ini bertujuan untuk membandingkan besarnya respons gaya yang dihasilkan oleh metode Response Spectrum Analysis (RSA) dan Time History Analysis (THA). Sesuai dengan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1, gaya geser dasar dinamik (v_d) hasil RSA tidak boleh kurang dari 100% gaya geser dasar

statik (v_s). Jika kurang, maka nilai tersebut harus dikalikan dengan faktor skala (v_d/v_s)

5.4.1 Gaya Geser Dasar Respons Spektrum

Dalam analisis respons spektrum, metode kombinasi modal yang umum digunakan adalah SRSS dan CQC. Metode SRSS sesuai digunakan apabila periode antar mode cukup berjauhan, sehingga korelasi antar mode kecil. Sementara itu, metode CQC memperhitungkan korelasi antar mode, sehingga lebih sesuai untuk struktur dengan periode mode yang relatif berdekatan.

Pada penelitian ini, kombinasi modal yang digunakan adalah CQC. Hal ini didasarkan pada periode mode pertama, kedua, dan ketiga yang relatif berdekatan, yaitu 1,155 detik, 1,058 detik, dan 0,926 detik. Oleh karena itu, korelasi antar mode perlu diperhitungkan. Adapun kombinasi arah pembebanan menggunakan metode SRSS untuk menggabungkan respons gempa pada arah horizontal utama struktur secara statistik.

Dengan demikian, hasil gaya geser dasar Response Spectrum diperoleh menggunakan pendekatan CQC untuk kombinasi modal dan SRSS untuk kombinasi arah pembebanan. Hasil kontrol gaya geser dasar sebelum dan sesudah penskalaan ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 5.12 Hasil Gaya Geser Dasar Respons Spektrum

Geser Dasar	Dinamik (V _d) (kN)	Statik (V _s) (kN)	Kontrol (V _d > 100% V _s)	(V _d /V _s)	Faktor Skala (F _s)
X - Direction	8317,653	10629,9902	Tidak Memenuhi	0,782	1,278
Y- Direction	9071,6495	10629,9761	Tidak Memenuhi	0,853	1,1718

Berdasarkan hasil analisis sebelum penskalaan, gaya geser dasar dinamik arah X sebesar 8317,653 kN, sedangkan gaya geser dasar statik sebesar 10629,902 kN.

Nilai rasio V_d/V_s pada arah X sebesar 0,782, sehingga gaya geser dasar dinamik belum mencapai 100% gaya geser dasar statik. Pada arah Y, gaya geser dasar dinamik sebesar 9071,495 kN dan gaya geser dasar statik sebesar 10629,761 kN, dengan rasio V_d/V_s sebesar 0,853. Dengan demikian, gaya geser dasar dinamik pada kedua arah belum memenuhi ketentuan minimum, sehingga diperlukan penskalaan.

Faktor skala ditentukan berdasarkan perbandingan gaya geser dasar statik terhadap gaya geser dasar dinamik sebagai berikut:

$$F_s = \frac{V_s}{V_d} \dots\dots$$

Untuk arah X

$$\begin{aligned} F_{sX} &= \frac{10692.902}{8317.654} \\ &= 1,278 \end{aligned}$$

Untuk arah Y

$$\begin{aligned} F_{sY} &= \frac{10692.761}{9071.495} \\ &= 1,1718 \end{aligned}$$

Setelah dilakukan penskalaan menggunakan faktor skala pada masing-masing arah, gaya geser dasar dinamik hasil Response Spectrum kembali dikontrol terhadap gaya geser dasar statik. Hasil kontrol setelah penskalaan ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 5.13 Hasil Kontrol Gaya Geser Dasar Response Spectrum Setelah Penskalaan

Geser Dasar	Dinamik (V_D) (kN)	Statik (V_s) (kN)	Faktor Skala (V_s/V_D)	Kontrol ($V_D > 100\% V_s$)
Arah - x	10629,9713	10629,9902	1.00	Memenuhi
Arah - y	10630,1812	10629,9761	1.00	Memenuhi

Berdasarkan hasil kontrol setelah penskalaan, gaya geser dasar dinamik arah X sebesar 10629,713 kN, sedangkan gaya geser dasar statik sebesar 10629,902 kN.

Nilai tersebut menghasilkan rasio V_d/V_s sebesar 1,00, sehingga gaya geser dasar dinamik arah X telah memenuhi ketentuan minimum. Pada arah Y, gaya geser dasar dinamik setelah penskalaan sebesar 10630,181 kN, sedangkan gaya geser dasar statik sebesar 10629,976 kN. Rasio V_d/V_s juga mencapai 1,00, sehingga arah Y juga dinyatakan memenuhi.

5.4.2 Gaya Geser Dasar *Time History*

Analisis gaya geser dasar dengan metode Time History dilakukan untuk mengetahui besarnya respons gaya lateral struktur akibat rekaman percepatan gempa terhadap waktu. Pada metode ini, input gempa tidak dinyatakan dalam bentuk spektrum respons maksimum seperti pada analisis respons spektrum, tetapi berupa riwayat percepatan tanah yang bekerja selama durasi tertentu. Oleh karena itu, nilai gaya geser dasar yang diperoleh dari analisis Time History dapat menunjukkan perubahan respons struktur selama gempa berlangsung.

Pada penelitian ini, beban gempa Time History diterapkan pada dua arah utama struktur, yaitu arah X dan arah Y. Hasil analisis kemudian ditinjau berdasarkan nilai gaya geser dasar maksimum yang terjadi pada masing-masing arah. Nilai tersebut digunakan untuk mengevaluasi besarnya respons lateral struktur akibat pembebanan gempa riwayat waktu, serta sebagai dasar perbandingan terhadap hasil gaya geser dasar dari metode Response Spectrum.

Tabel 5.14 Hasil Gaya Geser Dasar Time History

Geser Dasar	Dinamik (VD) (kN)	Statik (Vs) (kN)	Kontrol (VD > 100%Vs)	(Vd/Vs)	Faktor Skala (Fs)
X - Direction	7874,8395	10629,9902	Tidak Memenuhi	0,741	1,350
Y- Direction	9236,2082	10629,9761	Tidak Memenuhi	0,869	1,1509

Berdasarkan hasil analisis sebelum penskalaan, gaya geser dasar dinamik metode Time History pada arah X sebesar 7874,8395 kN, sedangkan gaya geser dasar statik sebesar 10629,9902 kN. Nilai rasio V_d/V_s pada arah X sebesar 0,741, sehingga gaya geser dasar dinamik belum mencapai 100% gaya geser dasar statik. Pada arah Y, gaya geser dasar dinamik sebesar 9236,2082 kN dan gaya geser dasar statik sebesar 10629,9761 kN, dengan rasio V_d/V_s sebesar 0,869. Dengan demikian, gaya geser dasar dinamik pada kedua arah belum memenuhi ketentuan minimum, sehingga perlu dilakukan penskalaan terhadap hasil analisis Time History.

Faktor skala ditentukan berdasarkan perbandingan gaya geser dasar statik terhadap gaya geser dasar dinamik sebagai berikut:

$$F_s = \frac{V_s}{V_d} \dots\dots$$

Untuk arah X

$$\begin{aligned} F_{sX} &= \frac{10692.902}{7874.84} \\ &= 1,350 \end{aligned}$$

Untuk arah Y

$$\begin{aligned} F_{sY} &= \frac{10692.761}{9236.2082} \\ &= 1,151 \end{aligned}$$

Setelah dilakukan penskalaan menggunakan faktor skala pada masing-masing arah, gaya geser dasar dinamik hasil *Time History* kembali dikontrol terhadap gaya geser dasar statik. Hasil kontrol setelah penskalaan ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 5.15 Hasil Kontrol Gaya Geser Dasar Time History Setelah Penskalaan

Geser Dasar	Dinamik (V_d) (kN)	Statik (V_s) (kN)	Faktor Skala (V_s/V_d)	Kontrol ($V_d > 100\% V_s$)
Arah - x	10631,0327	10629,9902	1.00	Memenuhi
Arah - y	10629,9525	10629,9761	1.00	Memenuhi

Berdasarkan hasil kontrol setelah penskalaan, gaya geser dasar dinamik metode *Time History* pada arah X sebesar 10631,0327 kN, sedangkan gaya geser dasar statik sebesar 10629,9902 kN. Nilai tersebut menunjukkan bahwa gaya geser dasar dinamik telah melampaui 100% gaya geser dasar statik, sehingga arah X dinyatakan memenuhi. Pada arah Y, gaya geser dasar dinamik setelah penskalaan sebesar 10629,9525 kN, sedangkan gaya geser dasar statik sebesar 10629,9761 kN. Selisih yang terjadi sangat kecil dan masih dapat dianggap setara akibat pembulatan numerik, sehingga arah Y juga dinyatakan memenuhi. Dengan demikian, hasil analisis *Time History* setelah penskalaan telah memenuhi kontrol gaya geser dasar minimum dan dapat digunakan untuk tahap perbandingan dengan hasil analisis Response Spectrum.

5.4.3 Perbandingan Gaya Geser Dasar Response Spektrum dan *Time History*

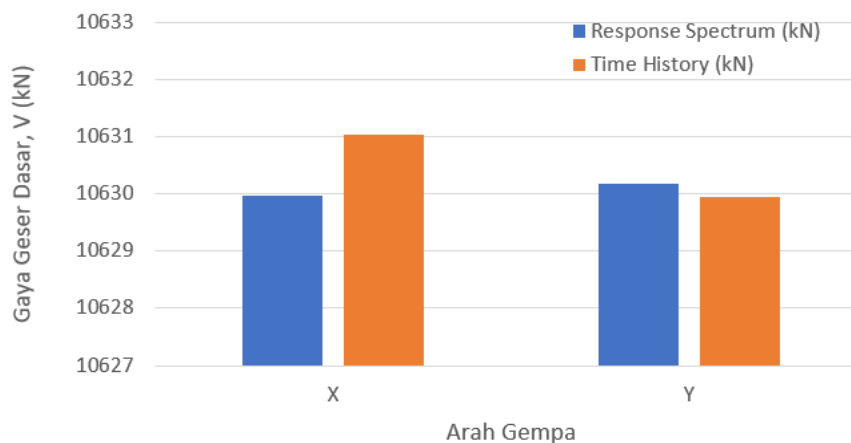
Perbandingan gaya geser dasar dilakukan untuk mengetahui perbedaan respons lateral global struktur yang dihasilkan oleh metode *Response Spectrum Analysis* dan *Time History Analysis*. Gaya geser dasar merupakan salah satu parameter utama dalam evaluasi respons gempa karena menunjukkan besarnya gaya lateral total yang diterima struktur pada dasar bangunan. Pada penelitian ini, nilai gaya geser dasar dari kedua metode dibandingkan pada arah X dan arah Y untuk melihat kecenderungan metode yang menghasilkan respons lebih besar.

Tabel 5.16. Perbandingan Hasil Akhir RSA dan THA

Arah Gempa	Response Spectrum (kN)	Time History (kN)	Selisih (kN)	Selisih (%)	Nilai Terbesar
X	10629,9713	10631,0327	1,0614	0,0100%	Time History
Y	10630,1812	10629,9525	0,2287	0,0022%	Response Spectrum

Berdasarkan Tabel diatas nilai gaya geser dasar yang dihasilkan oleh metode Response Spectrum dan Time History menunjukkan hasil yang sangat berdekatan

pada kedua arah utama struktur. Pada arah X, metode Time History menghasilkan gaya geser dasar sebesar 10631,0327 kN, sedikit lebih besar dibandingkan metode Response Spectrum sebesar 10629,9713 kN, dengan selisih 1,0614 kN atau sekitar 0,0100%. Sementara itu, pada arah Y, metode Response Spectrum menghasilkan gaya geser dasar sebesar 10630,1812 kN, sedikit lebih besar dibandingkan metode Time History sebesar 10629,9525 kN, dengan selisih 0,2287 kN atau sekitar 0,0022%. Selisih tersebut sangat kecil dibandingkan nilai gaya geser dasar total, sehingga perbedaan respons gaya geser dasar antara kedua metode dapat dikatakan tidak signifikan secara global



Gambar 5.20 Perbandingan Gaya Geser Dasar Metode Response Spectrum dan Time History Arah X dan Y

Berdasarkan grafik, gaya geser dasar metode *Response Spectrum* dan *Time History* menunjukkan nilai yang relatif berdekatan pada arah X maupun arah Y. Selisih yang terjadi sangat kecil terhadap nilai gaya geser dasar total, sehingga perbedaan respons lateral global antara kedua metode dapat dikatakan tidak signifikan. Dengan demikian, berdasarkan parameter gaya geser dasar, kedua metode analisis dinamik menghasilkan respons struktur yang relatif setara.

Perbedaan kecil tersebut menunjukkan bahwa kedua metode telah menghasilkan tingkat respons lateral global yang relatif setara setelah proses *scaling*. Meskipun terdapat perbedaan kecenderungan antara arah X dan Y, perbedaan tersebut tidak signifikan secara global karena nilai selisihnya sangat kecil. Perbedaan kecil ini dapat dipengaruhi oleh karakteristik input gempa, kontribusi modal pada masing-masing arah, serta distribusi kekakuan lateral struktur. Dengan demikian, berdasarkan parameter gaya geser dasar, metode *Response Spectrum* dan *Time History* dapat dinilai menghasilkan respons struktur yang relatif sebanding.

5.5 Analisis dan Perbandingan Simpangan Antar Tingkat

Analisis simpangan antar tingkat dilakukan untuk mengetahui respons deformasi relatif antar lantai akibat beban gempa pada metode *Response Spectrum* dan *Time History*. Pada penelitian ini, simpangan antar tingkat digunakan sebagai parameter perbandingan respons dinamik struktur, sehingga pembahasan difokuskan pada pola distribusi simpangan, nilai maksimum, serta perbedaan kecenderungan hasil antara kedua metode analisis.

Pemeriksaan simpangan dilakukan pada dua arah utama struktur, yaitu arah X dan arah Y, dengan mempertimbangkan kombinasi ortogonal gempa. Untuk arah X digunakan kombinasi $1,0 \text{ EQ}_x + 0,3 \text{ EQ}_y$, sedangkan untuk arah Y digunakan kombinasi $0,3 \text{ EQ}_x + 1,0 \text{ EQ}_y$. Nilai simpangan elastik (δ_e) diperoleh dari keluaran ETABS, kemudian dihitung menjadi simpangan inelastik (Δ) menggunakan faktor pembesaran defleksi $C_d = 5,5$ dan faktor keutamaan gempa $I_e = 1,5$,

Berdasarkan Tabel Simpangan Antar Tingkat Izin, untuk bangunan kategori risiko IV pada kelompok “semua struktur lainnya”, batas simpangan antar tingkat izin adalah $\Delta_a = 0,020h$. Namun, pada penelitian ini, simpangan antar tingkat digunakan sebagai parameter pembandingan respons dinamik antara metode *Response Spectrum* dan *Time History*, bukan sebagai subbab kontrol kelayakan desain struktur secara terpisah. Oleh karena itu, pembahasan difokuskan pada pola distribusi simpangan, nilai maksimum, dan kecenderungan respons antar metode.

5.5.1 Simpangan Respons Spektrum

Pada penelitian ini, simpangan antar tingkat dianalisis untuk mengetahui respons deformasi relatif antar lantai akibat beban gempa metode *Response Spectrum*. Nilai simpangan ditinjau pada dua arah utama struktur, yaitu arah X dan arah Y. Data yang diperoleh dari ETABS kemudian digunakan untuk melihat pola distribusi simpangan antar tingkat serta nilai maksimum yang terjadi pada struktur.

Rekapitulasi simpangan antar tingkat inelastik akibat analisis *Response Spectrum* ditunjukkan pada tabel berikut.

Tabel 5.17 Perpindahan Lateral Respons Spektrum

Story	<i>Displacement</i>	
	δeX	δeY
	(mm)	(mm)
6/Atap	68,750	57,523
5	61,909	52,016
4	50,449	42,506
3	34,748	29,386
2	13,881	11,858
1	0,000	0,000

Tabel 5.18 Simpangan Elastik Antar Tingkat Respons Spektrum

Story	<i>Elastic Drift</i>	
	δeX	δeY
	(mm)	(mm)
6/Atap	6,841	5,507
5	11,460	9,510
4	15,701	13,120
3	20,867	17,528
2	13,881	11,858
1	0,000	0,000

Berdasarkan data di atas, hasil analisis Response Spectrum menunjukkan bahwa nilai perpindahan lateral struktur meningkat dari lantai bawah hingga

mencapai nilai maksimum pada Story 6. Perpindahan maksimum terjadi pada arah X sebesar 68,750 mm dan arah Y sebesar 57,523 mm. Namun, apabila ditinjau berdasarkan simpangan antar tingkat elastik (elastic drift), nilai maksimum tidak terjadi pada lantai paling atas, melainkan pada Story 3, yaitu sebesar 20,867 mm pada arah X dan 17,528 mm pada arah Y. Hal ini menunjukkan bahwa deformasi relatif terbesar akibat beban gempa respons spektrum terkonsentrasi pada tingkat tengah-bawah struktur.

Sebagai contoh, perhitungan simpangan antar tingkat desain dilakukan pada Story 3, karena pada tingkat tersebut diperoleh nilai simpangan elastik maksimum hasil analisis *Response Spectrum*. Nilai simpangan elastik pada Story 3 adalah sebesar 20,867 mm untuk arah X dan 17,528 mm untuk arah Y. Perhitungan simpangan desain dilakukan dengan menggunakan faktor pembesaran defleksi $C_d = 5,5$ dan faktor keutamaan gempa $I_e = 1,5$ sesuai persamaan 3.30 di Bab III Untuk arah X, simpangan antar tingkat desain dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\Delta x &= \frac{5,5 \times 20,867}{1,5} \\ &= 76,512 \text{ mm}\end{aligned}$$

Untuk arah Y, simpangan antar tingkat desain dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\Delta y &= \frac{5,5 \times 17,528}{1,5} \\ &= 64,269 \text{ mm}\end{aligned}$$

Batas simpangan izin pada Story 3 dihitung berdasarkan tinggi tingkat sebesar 4800 mm. Mengacu pada batas simpangan yang digunakan sebagai acuan data sekunder, maka diperoleh:

$$\begin{aligned}\Delta a &= 0,020 \times 4800 \\ &= 96,0 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dengan demikian, hasil pemeriksaan simpangan pada Story 3 adalah sebagai berikut.

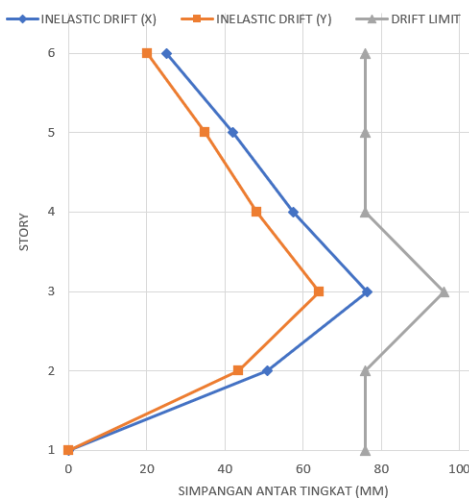
$$\begin{aligned}\Delta x &= 76,512 \text{ mm} < 96,00 \text{ mm} \\ \Delta y &= 64,269 \text{ mm} < 96,00 \text{ mm}\end{aligned}$$

Rekapitulasi hasil kontrol simpangan antar tingkat akibat analisis respons spektrum ditunjukkan pada tabel berikut.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Simpangan Antar Tingkat Metode Respons Spektrum

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δeX	δeY	δeX	δeY		ΔX	ΔY		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
6/Atap	68,750	57,523	6,841	5,507	3800	25,084	20,192	76,000	OK
5	61,909	52,016	11,460	9,510	3800	42,020	34,870	76,000	OK
4	50,449	42,506	15,701	13,120	3800	57,570	48,107	76,000	OK
3	34,748	29,386	20,867	17,528	4800	76,512	64,269	96,000	OK
2	13,881	11,858	13,881	11,858	3800	50,897	43,479	76,000	OK
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0.000	0,000	0,000	76,000	

Untuk memperjelas distribusi simpangan antar tingkat pada setiap lantai, hasil inelastic drift arah X dan arah Y kemudian disajikan dalam bentuk grafik seperti ditunjukkan pada gambar berikut.



Gambar 5.21 Grafik Simpangan Antar Tingkat Respons Spektrum

Berdasarkan grafik, simpangan antar tingkat akibat analisis *Response Spectrum* menunjukkan nilai maksimum pada Story 3. Nilai simpangan antar tingkat arah X lebih besar dibandingkan arah Y, dengan nilai maksimum sebesar 76,512 mm pada arah X dan 64,269 mm pada arah Y. Pola simpangan menunjukkan peningkatan dari lantai bawah menuju Story 3, kemudian menurun pada lantai di atasnya. Hal ini menunjukkan bahwa deformasi relatif terbesar akibat beban gempa *Response Spectrum* terkonsentrasi pada tingkat tengah-bawah struktur.

5.5.2 Simpangan *Time History*

Pada penelitian ini, simpangan antar tingkat dianalisis untuk mengetahui respons deformasi relatif antar lantai akibat beban gempa metode *Time History*. Nilai simpangan ditinjau pada dua arah utama struktur, yaitu arah X dan arah Y. Data yang diperoleh dari ETABS kemudian digunakan untuk melihat pola distribusi simpangan antar tingkat serta nilai maksimum yang terjadi pada struktur.

Tabel 5.20 Perpindahan Lateral Time History

Story	<i>Displacement</i>	
	δeX	δeY
	(mm)	(mm)
6/Atap	72,111	55,517
5	64,385	50,433
4	51,765	41,489
3	35,131	28,869
2	13,847	11,739
1	0,000	0,000

Tabel 5.21 Simpangan Elastik Antar Tingkat Time History

Story	<i>Elastic Drift</i>	
	δeX	δeY
	(mm)	(mm)
6/Atap	7,726	5,084
5	12,620	8,944
4	16,634	12,620

Lanjutan Tabel 5.21 Simpangan Elastik Antar Tingkat Time

3	21,284	17,130
2	13,847	11,739
1	0,000	0,000

Berdasarkan data di atas, hasil analisis *Time History* menunjukkan bahwa nilai perpindahan lateral struktur meningkat dari lantai bawah hingga mencapai nilai maksimum pada Story 6. Perpindahan maksimum terjadi pada arah X sebesar 72,111 mm dan arah Y sebesar 55,517 mm. Namun, apabila ditinjau berdasarkan simpangan antar tingkat elastik (*elastic drift*), nilai maksimum terjadi pada Story 3, yaitu sebesar 21,284 mm pada arah X dan 17,130 mm pada arah Y. Hal ini menunjukkan bahwa deformasi relatif terbesar akibat beban gempa *Time History* terkonsentrasi pada tingkat tengah-bawah struktur.

Sebagai contoh, perhitungan simpangan antar tingkat desain dilakukan pada Story 3, karena pada tingkat tersebut diperoleh nilai simpangan elastik maksimum hasil analisis *Time History*. Nilai simpangan elastik pada Story 3 adalah sebesar 20,867 mm untuk arah X dan 17,528 mm untuk arah Y. Perhitungan simpangan desain dilakukan dengan menggunakan faktor pembesaran defleksi $C_d = 5,5$ dan faktor keutamaan gempa $I_e = 1,5$ sesuai persamaan 3.30 di Bab III Untuk arah X, simpangan antar tingkat desain dihitung sebagai berikut.

$$\Delta x = \frac{5,5 \times 21,284}{1,5}$$

$$= 78,041 \text{ mm}$$

Untuk arah Y, simpangan antar tingkat desain dihitung sebagai berikut.

$$\Delta y = \frac{5,5 \times 17,130}{1,5}$$

$$= 62,810 \text{ mm}$$

Batas simpangan izin pada Story 3 dihitung berdasarkan tinggi tingkat sebesar 4800 mm. Mengacu pada batas simpangan yang digunakan sebagai acuan data sekunder, maka diperoleh:

$$\Delta a = 0,020 \times 4800$$

$$= 96,0 \text{ mm}$$

Dengan demikian, hasil pemeriksaan simpangan pada Story 3 adalah sebagai berikut.

$$\Delta x = 78,041 \text{ mm} < 96,00 \text{ mm}$$

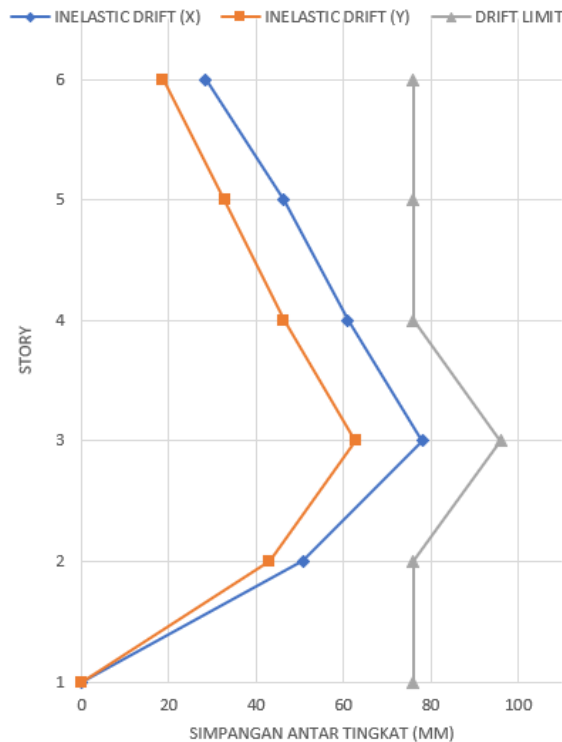
$$\Delta y = 64,810 \text{ mm} < 96,00 \text{ mm}$$

Nilai simpangan inelastik diperoleh dari simpangan elastik yang diperbesar menggunakan faktor pembesaran defleksi $C_d = 5,5$ dan faktor keutamaan gempa $I_e = 1,5$

Tabel 5.22 Rekapitulasi Simpangan Antar Tingkat Metode Time History

Story	Displacement		Elastic Drift		<i>h</i>	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δeX	δeY	δeX	δeY		ΔX	ΔY		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
6/Atap	72,111	55,517	7,726	5,084	3800	28,329	18,641	76,000	OK
5	64,385	50,433	12,620	8,944	3800	46,273	32,795	76,000	OK
4	51,765	41,489	16,634	12,620	3800	60,991	46,273	76,000	OK
3	35,131	28,869	21,284	17,130	4800	78,041	62,810	96,000	OK
2	13,847	11,739	13,847	11,739	3800	50,772	43,043	76,000	OK
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	76,000	

Untuk memperjelas distribusi simpangan antar tingkat pada setiap lantai, hasil *inelastic drift* arah X dan arah Y kemudian disajikan dalam bentuk grafik seperti ditunjukkan pada gambar berikut



Gambar 5.22 Grafik Simpangan Antar Tingkat Time History

Berdasarkan grafik, simpangan antar tingkat akibat analisis *Time History* menunjukkan nilai maksimum pada Story 3. Nilai simpangan antar tingkat arah X lebih besar dibandingkan arah Y, dengan nilai maksimum sebesar 78,041 mm pada arah X dan 62,810 mm pada arah Y. Pola simpangan menunjukkan peningkatan dari lantai bawah menuju Story 3, kemudian menurun pada lantai di atasnya. Hal ini menunjukkan bahwa deformasi relatif terbesar akibat beban gempa *Time History* terkonsentrasi pada tingkat tengah-bawah struktur.

5.5.3 Analisis dan Perbandingan Simpangan Antar Tingkat Response Spektrum dan Time History

Perbandingan simpangan antar tingkat dilakukan untuk mengetahui perbedaan respons deformasi struktur akibat metode *Response Spectrum* dan *Time History*. Nilai yang dibandingkan merupakan simpangan antar tingkat inelastik pada arah X dan

arah Y. Perbandingan ini difokuskan pada pola distribusi simpangan, nilai maksimum yang terjadi, serta kecenderungan metode yang menghasilkan respons lebih besar pada masing-masing arah.

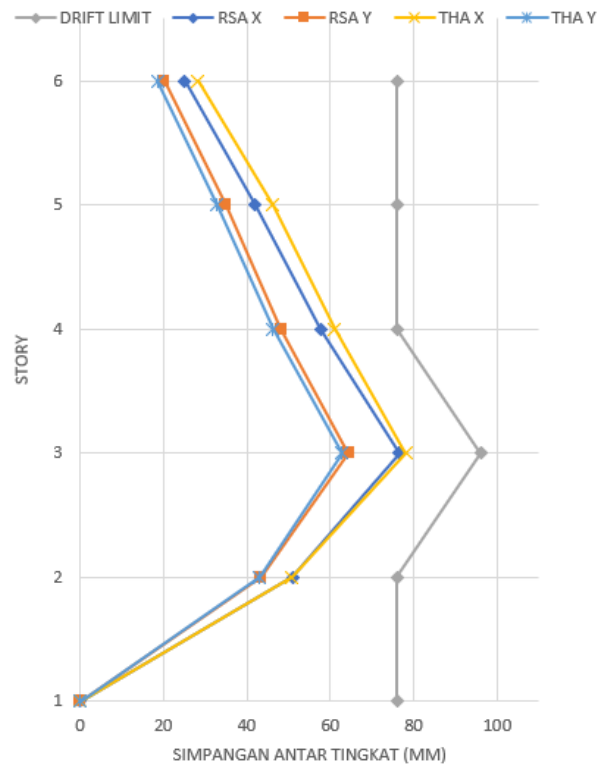
Tabel 5.23 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat Arah X

Story	Simpangan Tingkat Δx (mm)		Selisih THA-RSA (mm)
	Response Spektrum	Time History	
6/Atap	25,084	28,329	+ 3,245
5	42,020	46,273	+4,253
4	57,570	60,991	+3,421
3	76,512	78,041	+1,529
2	50,897	50,772	-0,125
1	0.000	0.000	0.000

Tabel 5.24 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat Arah Y

Story	Simpangan Tingkat Δy (mm)		Selisih THA-RSA (mm)
	Response Spektrum	Time History	
6/Atap	20,192	18,641	-1,551
5	34,870	32,795	-2,075
4	48,107	46,273	-1,833
3	64,269	62,810	-1,459
2	43,479	43,043	-0,436
1	0,000	0.000	0.000

Untuk memperjelas perbedaan pola simpangan antar tingkat antara metode *Response Spectrum* dan *Time History*, hasil perbandingan pada arah X dan arah Y disajikan dalam bentuk grafik berikut.



Gambar 5.23 Grafik Perbandingan Simpangan Antar Tingkat RSA dan THA terhadap Batas Simpangan Izin

Berdasarkan gambar diatas, simpangan antar tingkat metode *Response Spectrum* dan *Time History* menunjukkan pola yang relatif serupa, dengan nilai maksimum terjadi pada Story 3. Pada arah X, *Time History* menghasilkan simpangan maksimum sedikit lebih besar dibandingkan *Response Spectrum*, yaitu 78,041 mm terhadap 76,512 mm. Sebaliknya, pada arah Y, *Response Spectrum* sedikit lebih besar dibandingkan *Time History*, yaitu 64,269 mm terhadap 62,810 mm. Seluruh nilai simpangan maksimum masih berada di bawah batas simpangan izin yang digunakan sebagai acuan data sekunder, sehingga hasil ini menunjukkan perbedaan kecenderungan respons dinamik antara kedua metode. . .

Tabel 5.25 Ringkasan Perbandingan Simpangan Maksimum, Mode Dominan, dan Percepatan Spektral

Arah	Story Maksimum	RSA Δ Maks (mm)	THA Δ Maks (mm)	Selisih (mm)	Selisih (%)	Metode Dominan	Mode Dominan
X	3	76,512	78,041	1,529	2,00	Time History	1
Y	3	64,269	62,810	1,459	2,27	Response Spectrum	2

Berdasarkan Tabel ringkasan perbandingan simpangan, simpangan maksimum kedua metode sama-sama terjadi pada Story 3. Pada arah X, metode *Time History* menghasilkan simpangan maksimum sebesar 78,041 mm, lebih besar dibandingkan *Response Spectrum* sebesar 76,512 mm, dengan selisih 1,529 mm atau 2,00%. Kondisi ini sejalan dengan nilai percepatan spektral pada periode dominan arah X, yaitu Mode 1 dengan periode 1,155 detik, di mana nilai *mean matched spectrum* THA sebesar 0,721 g lebih besar dibandingkan S_a target RSA sebesar 0,662 g. Hal ini menunjukkan bahwa input *Time History* pada rentang periode tersebut memberikan eksitasi yang sedikit lebih besar terhadap respons arah X.

Sebaliknya, pada arah Y, metode *Response Spectrum* menghasilkan simpangan maksimum sebesar 64,269 mm, sedikit lebih besar dibandingkan *Time History* sebesar 62,810 mm, dengan selisih 1,459 mm atau 2,27%. Meskipun nilai *mean matched spectrum* THA pada periode dominan arah Y sedikit lebih besar dibandingkan target RSA, respons simpangan tidak hanya ditentukan oleh nilai percepatan spektral pada satu periode saja. Respons juga dipengaruhi oleh kombinasi modal, kontribusi mode lain, arah input gempa, serta karakteristik riwayat waktu percepatan gempa. Oleh karena itu, perbedaan dominasi metode pada arah X dan Y masih dapat diterima secara teknis.

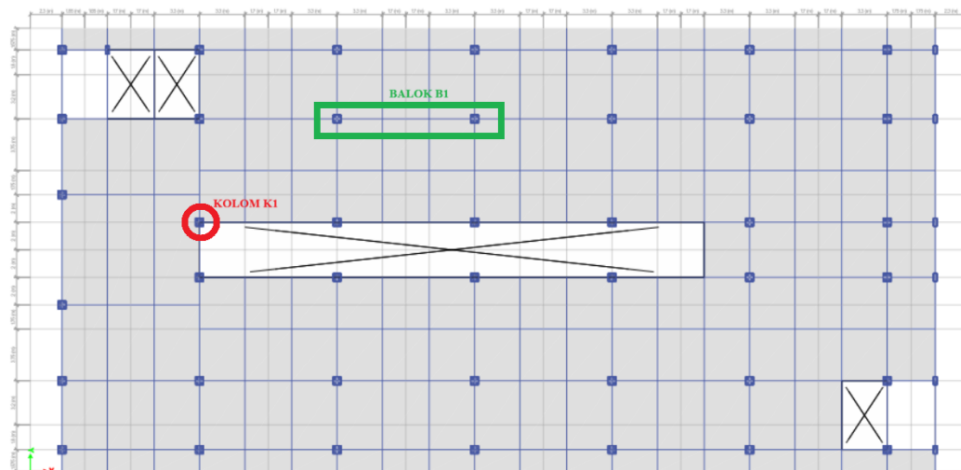
Selain itu, Mode 1 didominasi translasi arah X, sedangkan Mode 2 didominasi translasi arah Y. Perbedaan periode, distribusi massa, dan kekakuan lateral pada masing-masing arah menyebabkan struktur tidak memberikan respons yang sepenuhnya identik terhadap kedua metode analisis. Dengan demikian, fenomena

arah X yang lebih dominan pada *Time History* dan arah Y yang lebih dominan pada *Response Spectrum* bukan merupakan anomali, melainkan hasil interaksi antara karakteristik input gempa, respons modal, dan kekakuan struktur pada masing-masing arah.

5.6 Analisis dan Perbandingan Gaya Dalam

Analisis gaya dalam dilakukan untuk mengetahui respons internal elemen struktur akibat metode *Response Spectrum* dan *Time History*. Parameter gaya dalam yang ditinjau meliputi momen lentur, gaya geser, dan gaya aksial pada elemen balok dan kolom. Pada penelitian ini, gaya dalam digunakan sebagai parameter pembanding respons elemen struktur, bukan sebagai evaluasi detail kapasitas penampang.

Elemen struktur yang digunakan sebagai sampel analisis gaya dalam adalah Balok B1 dan Kolom K1. Pemilihan elemen dilakukan pada lokasi yang sama untuk setiap lantai agar hasil gaya dalam yang dibandingkan tidak berasal dari posisi yang berpindah-pindah. Dengan demikian, perbandingan respons akibat metode *Response Spectrum* dan *Time History* dapat dibaca secara lebih konsisten.



Gambar 5.24 Lokasi Balok B1 dan Kolom K1 pada Denah Struktur

Pada Gambar 5.19, kotak berwarna hijau menunjukkan lokasi Balok B1 yang ditinjau, sedangkan lingkaran berwarna merah menunjukkan lokasi Kolom K1. Balok B1 dipilih karena berada pada jalur balok utama yang relatif teratur, sehingga dapat merepresentasikan respons momen dan gaya geser pada elemen balok. Kolom K1 dipilih karena merupakan elemen vertikal utama yang kontinu antar lantai, sehingga respons gaya aksial, gaya geser, dan momen dapat dibandingkan terhadap ketinggian struktur. Selain itu, elemen yang dipilih tidak berada pada sudut ekstrem bangunan, sehingga pengaruh lokal akibat kondisi tepi atau torsi berlebihan dapat diminimalkan. Pemilihan kedua elemen tersebut tidak dimaksudkan sebagai evaluasi kapasitas penampang, tetapi sebagai sampel pembandingan gaya dalam antara metode *Response Spectrum* dan *Time History*.

5.6.1 Analisis Gaya Dalam Respons Spektrum

Evaluasi gaya dalam pada balok difokuskan pada nilai Momen (M) dan Geser (V) yang dihasilkan dari kombinasi beban gravitasi dan beban gempa dinamik. Berdasarkan hasil pemodelan, distribusi gaya dalam menunjukkan karakteristik sebagai berikut:

Tabel 5.25 Momen dan Gaya Geser Balok B1 Respon Spektrum

Tingkat	Jenis Balok	Momen Tumpuan M- (kNm)	Momen Tumpuan M+ (kNm)	Momen Lapangan M- (kNm)	Momen Lapangan M+ (kNm)	Gaya Geser Tumpuan (kN)	Gaya Geser Lapangan (kN)
Lantai 2	B1	-837,545	314,092	-390,994	278,618	378,440	256,583
Lantai 3	B1	-848,456	317,645	-395,771	280,378	381,472	258,222
Lantai 4	B1	-765,571	290,657	-337,850	265,528	356,278	240,412
Lantai 5	B1	-655,330	255,066	-262,837	246,439	323,247	218,143
Lantai Atap/6	B1	-448,526	177,463	-165,511	179,238	232,453	155,659

Berdasarkan tabel di atas, gaya dalam Balok B1 akibat metode Response Spectrum menunjukkan bahwa respons terbesar umumnya terjadi pada lantai bawah hingga tengah. Momen negatif tumpuan terbesar terjadi pada Lantai 3 sebesar -848,456 kNm, sedangkan momen positif tumpuan terbesar juga terjadi pada Lantai 3 sebesar 317,645 kNm. Pada daerah lapangan, momen negatif terbesar terjadi pada Lantai 3 sebesar -395,771 kNm, sedangkan momen positif terbesar terjadi pada Lantai 3 sebesar 280,378 kNm. Gaya geser maksimum juga terjadi pada Lantai 3, yaitu sebesar 381,472 kN pada daerah tumpuan dan 258,222 kN pada daerah lapangan. Secara umum, pola ini menunjukkan bahwa gaya dalam Balok B1 lebih dominan pada lantai bawah hingga tengah akibat kombinasi beban gravitasi dan beban gempa..

Selanjutnya, evaluasi dilanjutkan pada elemen kolom untuk mengetahui distribusi gaya dalam yang terjadi akibat kombinasi beban gravitasi dan gempa. Analisis ini difokuskan pada gaya aksial, momen, dan gaya geser pada kolom sebagai elemen utama penopang struktur. Hasil perhitungan tersebut disajikan pada tabel gaya dalam kolom berikut.

Tabel 5.26 Gaya Dalam Kolom K1 Lantai 1-6 Respons Spektrum

Story	Kolom	Tinggi Kolom (m)	Kombinasi Kritis P	P Tekan Maks (kN)	V2 Maks (kN)	V3 Maks (kN)	M2 Maks (kNm)	M3 Maks (kNm)
Lantai 1-2	K1	3,80	Comb5Y A	-2,612.43	-296.618	-271.068	-802.085	-909.934
Lantai 2-3	K1	4,80	Comb5Y A	-1,956.21	-241.053	-246.492	-484.442	-484.673
Lantai 3-4	K1	3,80	Comb5Y A	-1,309.42	-227.930	-201.131	351.671	400.800
Lantai 4-5	K1	3,80	Comb5Y A	-746.277	-176.421	-142.073	280.978	339.085
Lantai Atap/6	K1	3,80	Comb5Y A	-299.998	-144.763	-68.174	157.579	315.935

Berdasarkan tabel di atas, gaya dalam Kolom K1 akibat metode *Response Spectrum* terbesar terjadi pada segmen Lantai 1–2. Pada segmen tersebut, gaya aksial tekan maksimum sebesar -2.612,436 kN, gaya geser V2 sebesar -296,618 kN, V3 sebesar -271,068 kN, serta momen M2 dan M3 masing-masing sebesar -802,085 kNm dan -909,934 kNm. Secara umum, gaya dalam kolom menurun ke arah lantai atas karena kolom bawah menerima pengaruh beban gravitasi dan beban lateral gempa yang lebih dominan.

5.6.2 Analisis Gaya Dalam *Time History*

Evaluasi gaya dalam pada balok difokuskan pada nilai momen (M) dan gaya geser (V) yang dihasilkan dari kombinasi beban gravitasi dan beban gempa dinamik riwayat waktu. Hasil pemodelan menunjukkan distribusi gaya dalam pada Balok B1 sebagai berikut

Tabel 5.27 Momen dan Gaya Geser Balok B1 Time History

Tingkat	Jenis Balok	Kode Balok	Momen Tumpuan M- (kNm)	Momen Tumpuan M+ (kNm)	Momen Lapangan M- (kNm)	Momen Lapangan M+ (kNm)	Gaya Geser Tumpuan (kN)	Gaya Geser Lapangan (kN)
Lantai 2	B1	B1	-832,203	311,618	-389,438	276,068	375,083	254,043
Lantai 3	B1	B1	-857,703	320,166	-403,635	280,882	382,878	259,012
Lantai 4	B1	B1	-784,580	296,413	-352,998	267,935	360,890	243,652
Lantai 5	B1	B1	-673,981	260,902	-276,694	249,230	328,270	221,784
Lantai Atap/6	B1	B1	-459,388	180,919	-173,162	180,998	235,526	157,844

Berdasarkan tabel di atas, gaya dalam Balok B1 akibat metode Time History menunjukkan bahwa respons terbesar umumnya terjadi pada lantai bawah hingga tengah. Momen negatif tumpuan terbesar terjadi pada Lantai 3 sebesar -857,703 kNm, sedangkan momen positif tumpuan terbesar juga terjadi pada Lantai 3 sebesar 320,166 kNm. Pada daerah lapangan, momen negatif terbesar terjadi pada Lantai 3 sebesar -403,635 kNm, sedangkan momen positif terbesar terjadi pada Lantai 3 sebesar 280,882 kNm. Gaya geser maksimum juga terjadi pada Lantai 3, yaitu sebesar 382,878 kN pada daerah tumpuan dan 259,012 kN pada daerah lapangan. Secara umum, pola ini menunjukkan bahwa gaya dalam Balok B1 akibat metode Time History lebih dominan pada lantai bawah hingga tengah akibat kombinasi beban gravitasi dan beban gempa dinamik riwayat waktu.

Selanjutnya, analisis dilanjutkan pada elemen Kolom K1 untuk mengetahui respons gaya dalam akibat metode *Time History*. Parameter yang ditinjau meliputi gaya aksial tekan P, gaya geser V2 dan V, serta momen M2 dan M3, sebagaimana ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 5.28 Gaya Dalam Kolom K1 Lantai 1-6 Time History

Segmen Kolom	Kolom	Tinggi (m)	Kombinasi Kritis P	P Tekan Maks (kN)	V2 Maks (kN)	V3 Maks (kN)	M2 Maks (kNm)	M3 Maks (kNm)
Lantai 1–2	K1	3,80	Comb5YD	-2,534,464	-294,666	-271,382	-799,538	-906,468
Lantai 2–3	K1	4,80	Comb5YD	-1,888,530	-242,045	-240,342	-467,086	-492,379
Lantai 3–4	K1	3,80	Comb5YA	-1,264,853	-231,980	-192,569	341,861	401,528
Lantai 4–5	K1	3,80	Comb5YA	-723,481	-184,817	-133,426	266,418	353,829
Lantai 5–Atap	K1	3,80	Comb5YA	-291,756	-144,968	-65,507	147,772	327,195

Berdasarkan tabel di atas, gaya dalam Kolom K1 akibat metode Time History menunjukkan bahwa respons terbesar terjadi pada segmen kolom bawah, yaitu Lantai

1–2. Pada segmen tersebut, gaya aksial tekan maksimum sebesar -2.534,464 kN, gaya geser maksimum V2 sebesar -294,666 kN, dan V3 sebesar -271,382 kN. Momen maksimum juga terjadi pada segmen yang sama, yaitu M2 Maks sebesar -799,538 kNm dan M3 Maks sebesar -906,468 kNm. Secara umum, nilai gaya dalam kolom cenderung menurun ke lantai atas, sehingga menunjukkan bahwa kolom bagian bawah menerima pengaruh beban gravitasi dan beban lateral gempa yang lebih dominan dibandingkan kolom bagian atas.

5.6.3 Perbandingan Gaya Dalam Respons Spektrum dan Time History

Perbandingan gaya dalam dilakukan untuk mengetahui perbedaan respons elemen struktur akibat metode *Response Spectrum* dan *Time History*. Elemen yang dibandingkan adalah Balok B1 dan Kolom K1, dengan parameter gaya dalam berupa momen, gaya geser, dan gaya aksial. Nilai yang dibandingkan merupakan nilai maksimum dari masing-masing metode berdasarkan kombinasi pembebanan yang digunakan.

Tabel 5.29 Perbandingan Gaya Dalam Balok B1 Respons Spektrum dan Time History

Parameter	Response Spectrum	Time History	Selisih (%)
M- Tumpuan Maks (kNm)	-848,456	-857,703	1,09
M+ Tumpuan Maks (kNm)	317,645	320,166	0,79
M- Lapangan Maks (kNm)	-415,380	-423,326	1,91
M+ Lapangan Maks (kNm)	280,378	280,882	0,18
V Tumpuan Maks (kN)	381,472	382,878	0,37
V Lapangan Maks (kN)	263,607	264,462	0,32

Perbandingan gaya dalam Balok B1 pada tabel diatas mengacu pada Lantai 3, karena berdasarkan hasil rekapitulasi metode Response Spectrum dan Time History, nilai maksimum momen dan gaya geser Balok B1 secara umum terjadi pada lantai

tersebut. Oleh karena itu, Lantai 3 digunakan sebagai lantai kritis untuk membandingkan respons gaya dalam Balok B1 antara kedua metode.

Berdasarkan tabel di atas, gaya dalam Balok B1 akibat metode Response Spectrum dan Time History menunjukkan nilai yang relatif berdekatan. Selisih terbesar terjadi pada momen negatif lapangan sebesar 1,91%, sedangkan parameter lainnya berada di bawah 1,09%. Hal ini menunjukkan bahwa respons gaya dalam balok dari kedua metode memiliki pola yang konsisten, dengan nilai Time History sedikit lebih besar pada seluruh parameter yang ditinjau.

Selain balok, perbandingan gaya dalam juga dilakukan pada elemen Kolom K1 untuk mengetahui perbedaan respons elemen vertikal akibat metode *Response Spectrum* dan *Time History*. Parameter yang dibandingkan meliputi gaya aksial tekan P, gaya geser V2 dan V3, serta momen M2 dan M3. Hasil perbandingan gaya dalam Kolom K1 ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 5.30 Perbandingan Gaya Dalam Kolom K1 Respons Spektrum dan Time History

Parameter Maksimum	Response Spectrum	Time History	Selisih (%)
P Tekan Maks (kN)	-2,612,436	-2,534,464	2,98
V2 Maks (kN)	-296,618	-294,666	0,66
V3 Maks (kN)	-271,068	-271,382	0,12
M2 Maks (kNm)	-802,085	-799,538	0,32
M3 Maks (kNm)	-909,934	-906,468	0,38

Berdasarkan tabel di atas, gaya dalam Kolom K1 akibat metode Response Spectrum dan Time History menunjukkan hasil yang relatif berdekatan. Selisih terbesar terjadi pada gaya aksial tekan sebesar 2,98%, sedangkan selisih gaya geser dan momen berada di bawah 0,66%. Dengan demikian, respons gaya dalam kolom dari kedua metode dapat dikatakan konsisten dan tidak menunjukkan perbedaan yang signifikan.

Secara umum, perbandingan gaya dalam Balok B1 dan Kolom K1 menunjukkan bahwa metode Response Spectrum dan Time History menghasilkan respons elemen struktur yang relatif serupa. Perbedaan gaya dalam pada balok berada pada kisaran 0,18% hingga 1,91%, sedangkan pada kolom berada pada kisaran 0,12% hingga 2,98%. Dengan demikian, berdasarkan parameter gaya dalam yang ditinjau, kedua metode memberikan hasil yang konsisten dan tidak menunjukkan anomali signifikan pada elemen struktur yang dianalisis.

5.7 Evaluasi Komparatif Perilaku Dinamik Struktur

Evaluasi komparatif perilaku dinamik struktur dilakukan berdasarkan hasil analisis menggunakan metode *Response Spectrum* dan *Time History*. Pembahasan diarahkan untuk menghubungkan parameter utama yang telah dianalisis sebelumnya, yaitu karakteristik modal, gaya geser dasar, simpangan antar tingkat, dan gaya dalam elemen struktur. Selain itu, hasil penelitian juga dibandingkan secara umum dengan penelitian terdahulu untuk menunjukkan posisi dan kecenderungan hasil penelitian ini.

5.7.1 Evaluasi Respons Dinamik Struktur

Evaluasi komparatif respons dinamik struktur dilakukan untuk menghubungkan hasil analisis modal, gaya geser dasar, simpangan antar tingkat, dan gaya dalam elemen struktur. Evaluasi ini diperlukan karena metode *Response Spectrum* dan *Time History* menghasilkan respons yang relatif berdekatan setelah proses penskalaan, tetapi tetap menunjukkan perbedaan kecenderungan pada beberapa parameter, khususnya simpangan arah X dan arah Y.

Perbandingan kedua metode dilakukan setelah model memenuhi kriteria partisipasi massa ragam dan setelah gaya geser dasar dinamik dikontrol melalui proses penskalaan. Dengan demikian, respons RSA dan THA dibandingkan pada tingkat intensitas gempa global yang relatif sebanding. Perbedaan respons yang masih muncul pada simpangan tidak terutama disebabkan oleh perbedaan intensitas gaya gempa global, melainkan oleh karakteristik metode analisis, kontribusi modal, arah

pembebanan, distribusi kekakuan lateral, serta input gempa yang digunakan. Selanjutnya, gaya dalam balok dan kolom digunakan untuk menilai apakah perbedaan respons global tersebut menghasilkan perubahan signifikan pada elemen struktur.

Tabel 5.31 Ringkasan Karakteristik Dinamik Berdasarkan Mode Dominan

Parameter Evaluasi	Temuan Utama	Nilai Hasil Analisis	Interpretasi
Karakteristik modal	Mode awal didominasi translasi arah X dan Y	Mode 1: $T = 1,155$ detik; Mode 2: $T = 1,058$ detik; Mode 3: $T = 0,926$ detik	Respons dinamik utama struktur dikendalikan oleh gerak translasi pada arah X dan Y, sedangkan mode torsi muncul pada mode berikutnya sehingga tidak mendominasi respons awal struktur.
Partisipasi massa ragam	Jumlah mode yang digunakan telah mencukupi	SumUX = 99,99%; SumUY = 99,96%; SumRZ = 99,89%	Nilai partisipasi massa yang mendekati 100% menunjukkan bahwa jumlah mode yang digunakan telah cukup merepresentasikan respons dinamik struktur pada arah utama.
Gaya geser dasar	RSA dan THA hampir setara setelah proses	Selisih arah X = 0,0100%; selisih arah	Selisih gaya geser dasar yang sangat

Lanjutan Tabel 5.31 Ringkasan Karakteristik Dinamik Berdasarkan Mode Dominan

Parameter Evaluasi	Temuan Utama	Nilai Hasil Analisis	Interpretasi
	scaling	$Y = 0,0022\%$	kecil menunjukkan bahwa tingkat intensitas gempa global pada RSA dan THA sudah sebanding setelah proses <i>scaling</i> .
Simpangan maksimum	THA lebih besar pada arah X, sedangkan RSA lebih besar pada arah Y	Arah X: THA lebih besar 2,00%; arah Y: RSA lebih besar 2,27%	Perbedaan kecenderungan simpangan menunjukkan bahwa respons deformasi dipengaruhi oleh arah analisis, karakteristik modal, kekakuan lateral, dan input gempa.
Gaya dalam balok B1	Selisih RSA dan THA relatif kecil	Selisih gaya dalam = 0,18%–1,99%	Selisih kecil menunjukkan bahwa distribusi gaya dalam balok relatif konsisten pada kedua metode setelah gaya geser dasar dikontrol

Lanjutan Tabel 5.31 Ringkasan Karakteristik Dinamik Berdasarkan Mode Dominan

Parameter Evaluasi	Temuan Utama	Nilai Hasil Analisis	Interpretasi
			melalui proses <i>scaling</i> .
Gaya dalam kolom K1	Selisih RSA dan THA relatif kecil	Selisih gaya dalam = 0,12%–2,98%	Respons kolom tetap konsisten pada kedua metode analisis

Berdasarkan Tabel diatas, respons RSA dan THA menunjukkan konsistensi secara global karena gaya geser dasar kedua metode telah berada pada tingkat intensitas yang sebanding setelah proses *scaling*. Perbedaan yang masih muncul pada simpangan arah X dan Y menunjukkan bahwa respons deformasi struktur lebih sensitif terhadap karakteristik modal, distribusi kekakuan lateral, arah analisis, dan input gempa yang digunakan. Sementara itu, selisih gaya dalam yang relatif kecil pada Balok B1 dan Kolom K1 menunjukkan bahwa perbedaan metode analisis tidak menghasilkan perubahan respons elemen yang signifikan pada struktur yang ditinjau.

5.7.2 Komparasi Hasil Penelitian terhadap Penelitian Terdahulu

Komparasi dengan penelitian terdahulu dilakukan untuk menempatkan hasil penelitian ini terhadap studi sejenis yang membahas respons struktur akibat beban gempa, khususnya melalui metode *Response Spectrum* dan *Time History*. Perbandingan tidak dilakukan berdasarkan kesamaan nilai numerik secara langsung, karena setiap penelitian memiliki perbedaan fungsi bangunan, jumlah lantai, konfigurasi struktur, lokasi, kelas situs, parameter gempa, serta rekaman gempa yang digunakan.

Oleh karena itu, pembahasan pada subbab ini difokuskan pada kecenderungan respons struktur yang dihasilkan oleh masing-masing metode analisis. Komparasi diarahkan untuk melihat apakah pola hasil penelitian ini masih sejalan secara konseptual dengan penelitian terdahulu, terutama pada parameter gaya geser dasar, simpangan, drift, dan respons dinamik struktur.

Tabel 5.32 Batasan Komparasi terhadap Penelitian Terdahulu

Penelitian	Karakteristik Objek	Batasan Komparasi
Bayyinah & Faimun (2017)	Apartemen 12 lantai + basement	Berbeda fungsi, jumlah lantai, lokasi, dan rekaman gempa
Nugraha & Priastiwi (2023)	Hotel 8 lantai	Metode lebih luas karena mencakup respons spektrum dan time history hasil matching
Apriliani dkk. (2025)	Rusun ASN, gedung bertingkat tinggi	Fokus pada evaluasi kinerja, bukan murni komparasi RSA–THA
Nurjanah & Rozaqi (2023)	Gedung pendidikan 4 lantai dengan analisis respons spektrum menggunakan STAAD Pro	Tidak membandingkan langsung RSA dan THA. Digunakan sebagai pembanding tambahan untuk gedung rendah-menengah dan pembahasan respons struktur akibat beban gempa.

Lanjutan Tabel 5.32 Batasan Komparasi terhadap Penelitian Terdahulu

Penelitian	Karakteristik Objek	Batasan Komparasi
Sianipar/Ruben dkk. (2025)	Gedung bertingkat dengan lantai mezzanin menggunakan analisis modal dan <i>Time History Analysis</i>	Objek memiliki konfigurasi non-tipikal akibat mezzanin. Digunakan sebagai pembanding tambahan untuk menunjukkan pengaruh distribusi massa dan kekakuan terhadap respons dinamik struktur.

Berdasarkan tabel batasan komparasi, penelitian terdahulu yang digunakan sebagai pembanding memiliki perbedaan karakteristik objek dengan penelitian ini, baik dari segi fungsi bangunan, jumlah lantai, konfigurasi struktur, lokasi, maupun input gempa yang digunakan. Oleh karena itu, komparasi tidak diarahkan untuk menyamakan nilai numerik secara langsung, tetapi untuk membaca kecenderungan respons struktur yang dihasilkan oleh metode *Response Spectrum* dan *Time History* pada masing-masing penelitian.

Komparasi terhadap penelitian terdahulu dilakukan untuk menempatkan hasil penelitian ini dalam konteks temuan sejenis mengenai respons struktur akibat metode *Response Spectrum* dan *Time History*. Pembahasan tidak diarahkan untuk menyamakan angka absolut dari setiap penelitian, melainkan untuk membaca kecenderungan tren respons struktur. Perbedaan objek, jumlah lantai, konfigurasi struktur, lokasi, serta rekaman gempa yang digunakan masing-masing penelitian menjadi batasan interpretasi.

Secara umum, penelitian Bayyinah & Faimun (2017) dan Nugraha & Priastiwi (2023) menunjukkan pola dominasi *Time History* pada arah X dan *Response Spectrum* pada arah Y, yang konsisten dengan kecenderungan dominasi arah yang dipengaruhi konfigurasi modal dan distribusi kekakuan. Penelitian Apriliani dkk. (2025) menekankan sensitivitas *Time History* terhadap karakteristik rekaman gempa, sementara penelitian Nurjanah & Rozaqi (2023) dan Sianipar/Ruben dkk. (2025) menunjukkan respons struktur bertingkat rendah hingga menengah bersifat kontekstual, memperkuat temuan bahwa konservativitas metode tidak mutlak.

Hasil penelitian ini konsisten dengan tren tersebut, dengan THA menghasilkan simpangan maksimum arah X sebesar 78,041 mm dan RSA sebesar 76,512 mm, sedangkan arah Y, RSA menghasilkan 64,269 mm dan THA 62,810 mm. Selain itu, hasil gaya dalam elemen struktur juga menunjukkan perbedaan yang relatif kecil, yaitu 0,18%–1,91% pada Balok B1 dan 0,12%–2,98% pada Kolom K1. Perbandingan ini menegaskan bahwa dominasi metode bersifat kontekstual dan dipengaruhi oleh arah analisis, karakteristik modal, serta distribusi kekakuan lateral. Dengan demikian, fokus analisis diarahkan pada kecenderungan respons dan pola dominasi THA/RSA, sehingga pembahasan tetap rapi, jelas, dan mudah dibaca meskipun disajikan dalam paragraf naratif mengalir.

Temuan penelitian secara umum sejalan dengan penelitian terdahulu bahwa dominasi metode *Response Spectrum* dan *Time History* tidak selalu sama pada setiap parameter respons. Setelah proses *scaling*, gaya geser dasar RSA dan THA relatif setara, sedangkan pada parameter simpangan maksimum terlihat bahwa THA lebih dominan pada arah X dan RSA lebih dominan pada arah Y. Untuk memperjelas pola tersebut, digunakan grafik rasio simpangan maksimum THA terhadap RSA yang dibatasi pada Apriliani dkk. (2025) serta Nugraha & Priastiwi (2023), karena keduanya menyajikan data simpangan arah X dan Y secara jelas. Grafik ini tidak digunakan untuk membandingkan nilai absolut antarbangunan, tetapi untuk menunjukkan pola dominasi relatif antara THA dan RSA pada parameter simpangan.

Untuk memperjelas kecenderungan dominasi respons antara metode *Response Spectrum Analysis* (RSA) dan *Time History Analysis* (THA), dilakukan perhitungan rasio nilai maksimum THA terhadap RSA pada masing-masing arah analisis. Rasio tersebut dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$\text{Rasio THA/RSA} = \frac{\text{Nilai maksimum THA}}{\text{Nilai maksimum RSA}} \times 100\%$$

Pada penelitian Apriliani dkk. (2025), digunakan nilai perpindahan maksimum dari hasil *Time History* tertinggi pada masing-masing arah. Perhitungan rasio arah X diperoleh sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Rasio THA/RSA arah x} &= \frac{53,515}{41,613} \times 100\% \\ &= 128,6\%\end{aligned}$$

Sedangkan rasio arah Y diperoleh sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Rasio THA/RSA arah y} &= \frac{55,396}{48,938} \times 100\% \\ &= 113,2\%\end{aligned}$$

Pada penelitian Nugraha dan Priastiwi (2023), perhitungan menggunakan hasil metode *Time History* (TH), bukan *Time History Matched* (THM). Rasio arah X diperoleh sebesar:

$$\begin{aligned}\text{Rasio THA/RSA arah x} &= \frac{37,904}{41,187} \times 100\% \\ &= 92,0\%\end{aligned}$$

Sedangkan rasio arah Y diperoleh sebesar:

$$\begin{aligned}\text{Rasio THA/RSA arah y} &= \frac{57,330}{43,924} \times 100\% \\ &= 130,5\%\end{aligned}$$

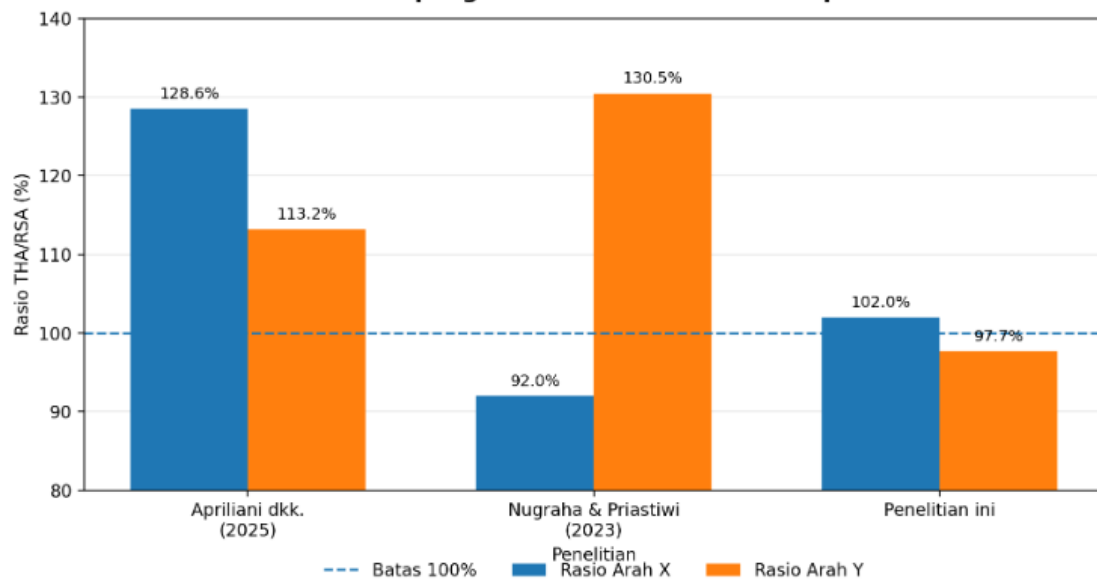
Pada penelitian ini, nilai yang digunakan merupakan simpangan antar tingkat inelastik maksimum yang terjadi pada Story 3. Rasio arah X diperoleh sebesar:

$$\begin{aligned}\text{Rasio THA/RSA arah x} &= \frac{76,041}{76,512} \times 100\% \\ &= 102,0\%\end{aligned}$$

Sedangkan rasio arah Y diperoleh sebesar:

$$\begin{aligned}\text{Rasio THA/RSA arah y} &= \frac{62,810}{64,269} \times 100\% \\ &= 130,5\%\end{aligned}$$

Rasio THA terhadap RSA digunakan untuk menunjukkan dominasi relatif respons kedua metode pada masing-masing penelitian, bukan untuk membandingkan nilai absolut antarbangunan karena parameter yang dilaporkan tidak seluruhnya identik. Nilai rasio di atas 100% menunjukkan respons THA lebih besar daripada RSA, sedangkan nilai di bawah 100% menunjukkan respons RSA lebih besar daripada THA. Rekapitulasi rasio pada arah X dan arah Y disajikan pada Gambar dibawah, dengan garis batas 100% menunjukkan kondisi respons kedua metode setara.



Gambar 5.25 Rasio Simpangan Maksimum THA terhadap RSA pada Penelitian

Mengacu pada Gambar 5.20, rasio simpangan maksimum THA terhadap RSA menunjukkan pola yang berbeda pada setiap penelitian. Rasio di atas 100% menunjukkan bahwa simpangan THA lebih besar dibandingkan RSA, sedangkan rasio di bawah 100% menunjukkan bahwa simpangan THA lebih kecil dibandingkan RSA. Apriliani dkk. (2025) menunjukkan rasio THA/RSA lebih dari 100% pada arah X dan Y, sedangkan Nugraha & Priastiwi (2023) menunjukkan perbedaan dominasi antara arah X dan Y. Pada penelitian ini, pola serupa juga terlihat, yaitu THA lebih besar pada arah X, sedangkan RSA lebih besar pada arah Y. Hal ini menunjukkan bahwa dominasi respons simpangan tidak hanya ditentukan oleh metode analisis, tetapi juga dipengaruhi oleh arah analisis, karakteristik modal, konfigurasi struktur, dan input gempa yang digunakan.

Dengan demikian, penelitian ini memperkuat bahwa perbandingan RSA dan THA bersifat kontekstual. *Base shear* kedua metode relatif setara setelah *scaling*, simpangan menunjukkan dominasi berbeda antara arah X dan Y, sedangkan gaya dalam balok dan kolom memiliki selisih relatif kecil. Oleh karena itu, konservativitas metode analisis tidak bersifat mutlak, tetapi dipengaruhi oleh parameter respons, arah analisis, karakteristik modal, dan input gempa.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan mengenai perbandingan metode *Response Spectrum Analysis* dan *Time History Analysis* terhadap perilaku dinamik struktur Gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga, diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut.

1. Berdasarkan hasil analisis modal, struktur Gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga memiliki periode dominan sebesar 1,155 detik pada mode pertama dan 1,058 detik pada mode kedua. Nilai tersebut menunjukkan bahwa struktur memiliki karakteristik dinamik yang dipengaruhi oleh perbedaan kekakuan lateral pada arah utama bangunan. Partisipasi massa modal kumulatif pada arah horizontal telah memenuhi ketentuan minimum, sehingga model struktur dapat digunakan untuk analisis dinamik lanjutan dengan metode *Response Spectrum* dan *Time History*.
2. Hasil analisis *Response Spectrum* dan *Time History* menunjukkan bahwa setelah proses *scaling*, gaya geser dasar kedua metode berada pada tingkat intensitas gempa yang relatif setara. Pada metode *Response Spectrum*, gaya geser dasar setelah *scaling* diperoleh sebesar 10629,9713 kN pada arah X dan 10630,1812 kN pada arah Y. Sementara itu, pada metode *Time History*, gaya geser dasar setelah *scaling* diperoleh sebesar 10631,0327 kN pada arah X dan 10629,9525 kN pada arah Y. Nilai tersebut menunjukkan bahwa kedua metode telah berada sangat dekat dengan gaya geser dasar statik acuan, sehingga hasil respons struktur dapat dibandingkan secara sebanding.
3. Hasil analisis *Time History* menunjukkan bahwa respons struktur dipengaruhi oleh karakteristik rekaman gempa yang digunakan. Setelah rekaman gempa disesuaikan melalui proses *spectral matching* terhadap spektrum target

wilayah studi dan hasil analisis diskalakan terhadap gaya geser dasar acuan, nilai *base shear* hasil *Time History* setelah *scaling* diperoleh sebesar 10631,0327 kN pada arah X dan 10629,9525 kN pada arah Y. Nilai tersebut berada sangat dekat dengan gaya geser dasar statik acuan, sehingga respons struktur dapat dibandingkan pada tingkat intensitas gempa yang setara dengan metode *Response Spectrum*.

4. Perbandingan hasil *Response Spectrum* dan *Time History* menunjukkan bahwa kedua metode menghasilkan respons yang relatif berdekatan setelah proses *scaling*, tetapi tidak selalu dominan pada parameter yang sama. Pada parameter gaya geser dasar, arah X menghasilkan selisih sebesar 1,0614 kN atau 0,0100%, dengan nilai *Time History* lebih besar sebesar 10631,0327 kN dibandingkan *Response Spectrum* sebesar 10629,9713 kN. Pada arah Y, selisih gaya geser dasar sebesar 0,2287 kN atau 0,0022%, dengan nilai *Response Spectrum* lebih besar sebesar 10630,1812 kN dibandingkan *Time History* sebesar 10629,9525 kN. Pada parameter simpangan, metode *Time History* menghasilkan simpangan maksimum arah X sebesar 78,041 mm, lebih besar dibandingkan *Response Spectrum* sebesar 76,512 mm. Sebaliknya, pada arah Y metode *Response Spectrum* menghasilkan simpangan maksimum sebesar 64,269 mm, lebih besar dibandingkan *Time History* sebesar 62,810 mm. Pada parameter gaya dalam, selisih Balok B1 berada pada kisaran 0,18% hingga 1,91%, sedangkan Kolom K1 berada pada kisaran 0,12% hingga 2,98%
5. Kecenderungan konservativitas metode *Response Spectrum* dan *Time History* pada penelitian ini bersifat kontekstual. Metode *Response Spectrum* tidak selalu menghasilkan respons yang lebih besar pada seluruh parameter, begitu pula metode *Time History* tidak selalu menghasilkan respons yang lebih kecil. Dominasi respons dipengaruhi oleh arah analisis, karakteristik modal struktur, distribusi kekakuan lateral, serta karakteristik input gempa yang digunakan. Oleh karena itu, konservativitas kedua metode tidak dapat dinyatakan secara

mutlak, tetapi harus ditinjau berdasarkan parameter respons yang dibandingkan.

6.2 Saran

Berdasarkan hasil penelitian yang telah dilakukan, beberapa saran yang dapat diberikan adalah sebagai berikut.

1. Penelitian selanjutnya disarankan menggunakan lebih dari satu rekaman gempa pada analisis *Time History*, sehingga hasil yang diperoleh tidak hanya mewakili satu skenario input gempa, tetapi dapat menggambarkan variasi respons struktur terhadap beberapa karakteristik gempa yang berbeda.
2. Proses *spectral matching* pada penelitian selanjutnya perlu memperhatikan rentang periode yang mencakup periode dominan struktur, sehingga rekaman gempa yang digunakan dapat merepresentasikan respons struktur secara lebih optimal pada mode-mode utama.
3. Evaluasi gaya dalam elemen struktur dapat dikembangkan dengan meninjau lebih banyak sampel balok dan kolom pada beberapa lokasi berbeda. Dengan demikian, kecenderungan respons elemen akibat metode *Response Spectrum* dan *Time History* dapat dibaca secara lebih menyeluruh, tidak hanya berdasarkan elemen tinjauan tertentu.
4. Penelitian berikutnya dapat dikembangkan menggunakan analisis nonlinier, seperti *pushover analysis* atau *nonlinear time history analysis*, apabila tujuan penelitian diarahkan pada evaluasi kinerja struktur secara lebih mendalam.
5. Hasil penelitian ini perlu dipahami sesuai dengan batasan model, parameter gempa, sistem struktur, dan rekaman gempa yang digunakan. Oleh karena itu, kesimpulan mengenai konservativitas metode analisis sebaiknya tidak digeneralisasi secara mutlak untuk seluruh jenis bangunan tanpa mempertimbangkan karakteristik struktur dan input gempa masing-masing.

DAFTAR PUSTAKA

- Apriliani, R., Kudwadi, B., dan Batubara, B. N. 2025. Analisis Kinerja Struktur Gedung Rusun ASN 3 Akibat Beban Gempa. Jurnal Sipil KOKOH. Volume 23, Nomor 1, Halaman 33–50. Bandung.
- Arrofi, A. 2022. Evaluasi Struktur Atas Gedung Rumah Sakit UII Berdasarkan SNI 1726:2019. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta
- 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. (2019). *SNI 2847:2019 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.
- Bayyinah, D. A. L., dan Faimun. 2017. Studi Perbandingan Analisis Respon Spektra dan Time History untuk Desain Gedung. Jurnal Teknik ITS. Volume 6, Nomor 1, Halaman C-33–C-38. Surabaya
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* (5th ed.). Boston: Pearson Education.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (1993). *Dynamics of structures* (2nd ed.). New York: McGraw-Hill.
- Computers and Structures, Inc. (2016). *ETABS: Integrated building design software – Analysis reference manual*. Berkeley, CA: CSI.

- Masril, M. (2019). ANALISIS PERILAKU STRUKTUR ATAS GEDUNG ASRAMA PUSDIKLAT IPDN BASO, BANGUNAN WING 1 DENGAN BEBAN GEMPA BERDASARKAN SNI 03-1726-2012.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2020). *NGA-West2 strong motion database*. University of California, Berkeley.
- Permana, R. T., & Yudi, A. (2025). ANALISIS STRUKTUR ATAS JEMBATAN RANGKA BAJA TERHADAP BEBAN GEMPA DINAMIK DENGAN METODE NONLINIER TIME HISTORY. *JMTS Jurnal Mitra Teknik Sipil*, 1277–1286.
- Saputra, N. E., dan Priastiwi, Y. A. 2023. Comparative Study of Dynamic Earthquake Analysis with Spectral Design and Time History Methods. *Jurnal Indonesia Sosial Teknologi*. Volume 4
- Widodo. (2001). *Analisis dinamik struktur dan respons gempa*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Surat Keterangan Hasil Cek Plagiasi



Direktorat Perpustakaan Universitas Islam Indonesia
Gedung Moh. Hatta
Jl. Kaliurang Km 14,5 Yogyakarta 55584
T. (0274) 898444 ext.2301
F. (0274) 898444 psw.2091
E. perpustakaan@uii.ac.id
W. library.uil.ac.id

SURAT KETERANGAN HASIL CEK PLAGIASI

Nomor: 2981728814/Perpus./10/Dir.Perpus/VI/2026

Bismillaahirrahmaanirrahiim

Assalamualaikum Wr. Wb.

Dengan ini, menerangkan bahwa:

Nama : Daffa Kurnianda
Nomor Mahasiswa : 22511061
Pembimbing : Jafar, S.T., M.T., MURP
Fakultas / Prodi : Teknik Sipil dan Perencanaan/ Teknik Sipil
Judul Karya Ilmiah : Analisis Perbandingan Metode Response Spectrum Analysis dan Time History Analysis Terhadap Perilaku Dinamik Struktur Gedung Rumah Sakit Hermina Salatiga 5 Lantai dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Karya ilmiah yang bersangkutan di atas telah melalui proses cek plagiasi menggunakan **Turnitin** dengan hasil kemiripan (*similarity*) sebesar **15 (Lima Belas) %**.

Demikian Surat Keterangan ini dibuat untuk dapat dipergunakan sebagaimana mestinya.

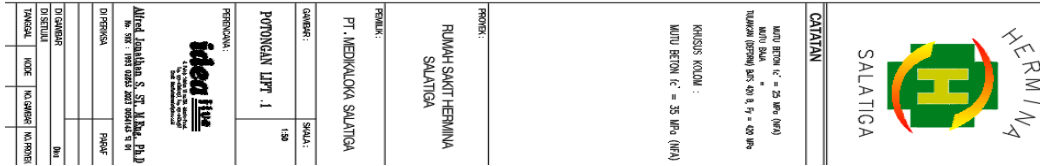
Wassalamualaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, 12/06/2026

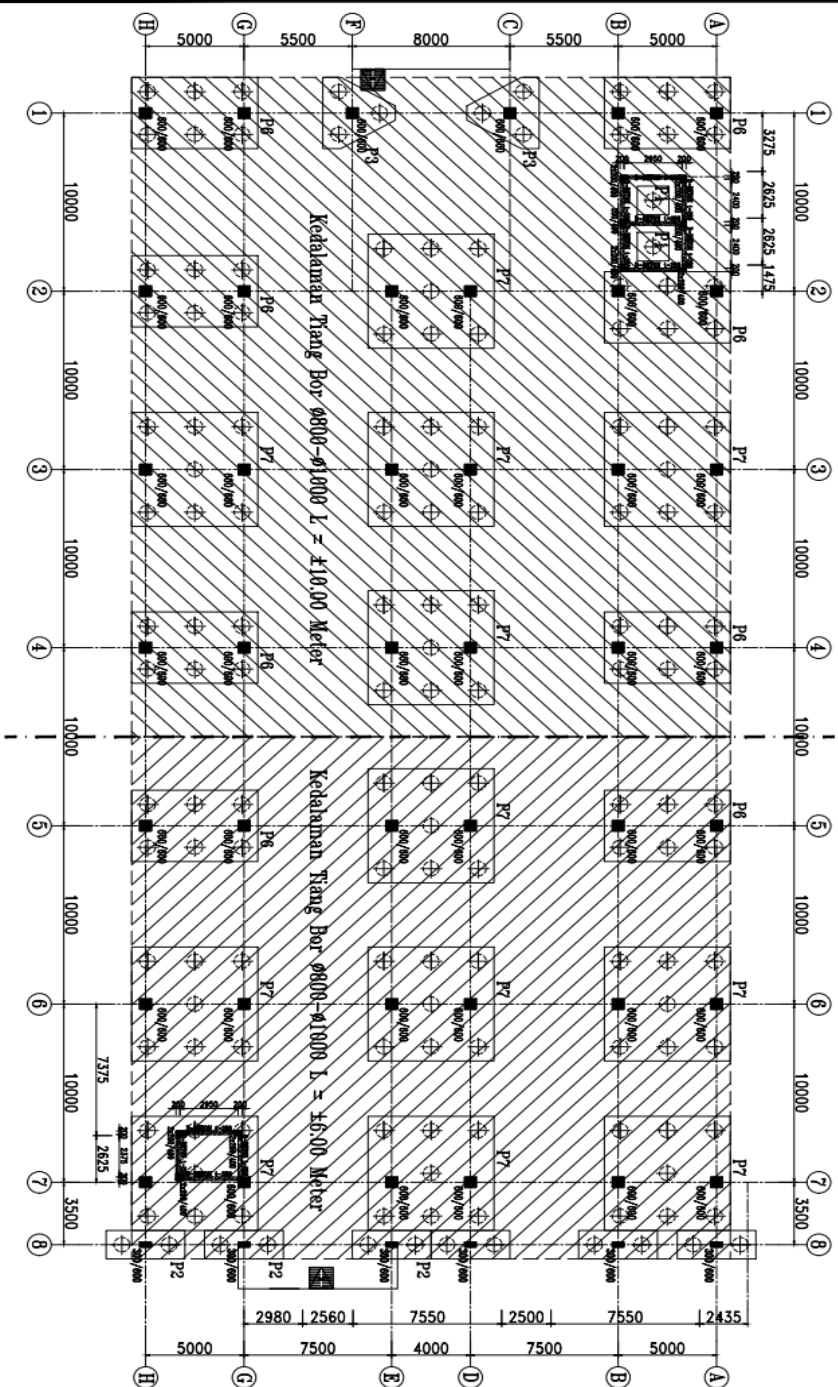
Direktur



Muhammad Jamil, SIP.

[illegible]

- PONDASI TIANG BOR Ø800-Ø1000 L = 10 Meter /Sampai Tanah Leras
 - NAMA BUKING TIANG = 100 TON (LUBIL)
 - NAMA BUKING TIANG = 7.5 TON (LATERAL)



DENAH PONDASI



SALATIGA

CAITATAN

MUTU BETON $f_c = 25 \text{ MPa (N/A)}$
 MUTU BESI $f_y = 400 \text{ MPa (N/A)}$
 TEBALAN LANTAI BETON 150 mm

KLASIS KOLAM :
 MUTU BETON $f_c = 35 \text{ MPa (N/A)}$

PROJEK :
 RUMAH SAKIT HERMINA
 SALATIGA

PERENCANA :
 PT. MEDIKLOKA SALATIGA

GAMBAR :
 SKALA :
 1:100

DENAH PONDASI

PERENCANA :



Alred Jonathan, S.T., M.Eng., P.Eng.
 Nk. No. 100.000.000.000.000.000

Nk. No. 100.000.000.000.000.000

Nk. No. 100.000.000.000.000.000

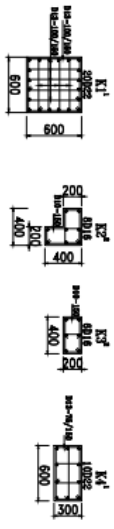
Nk. No. 100.000.000.000.000.000

Nk. No. 100.000.000.000.000.000

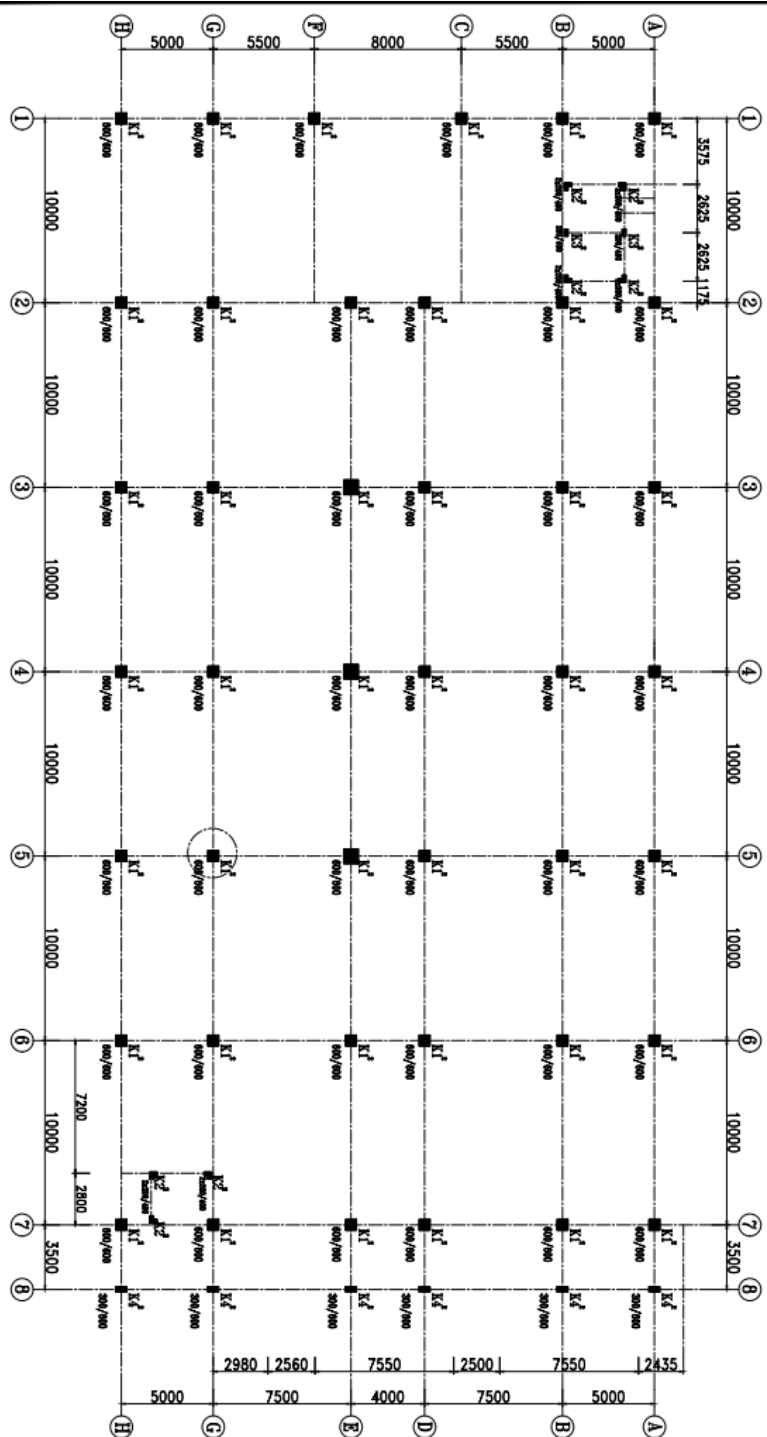


PEMBESIAN KOLOM

[illegible]



PEMBESIAN KOLOM
1 : 20



DENAH KOLOM DIATAS LT-2
1 : 100



SALATIGA

CATATAN

MUTI BEBAN $f_c' = 25 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}$
MUTI BEBAN $f_y = 35 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}$
TUMBUK BERTUMBUK BERTUMBUK BERTUMBUK

KHUSUS KOLOM :
MUTI BEBAN $f_c' = 35 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}$

PROJEK :
RUMAH SAKIT HERMINA
SALATIGA

PERENCANA :
PT. MEDIKALOKA SALATIGA

DAFTAR :
SKALA :
K100
K200

PERENCANA :
RUMAH SAKIT HERMINA
SALATIGA

DAFTAR :
SKALA :
K100
K200

PERENCANA :
RUMAH SAKIT HERMINA
SALATIGA

DAFTAR :
SKALA :
K100
K200

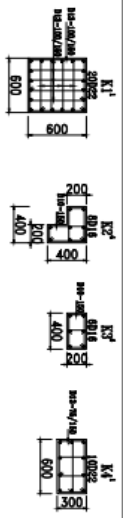
PERENCANA :
RUMAH SAKIT HERMINA
SALATIGA

DAFTAR :
SKALA :
K100
K200

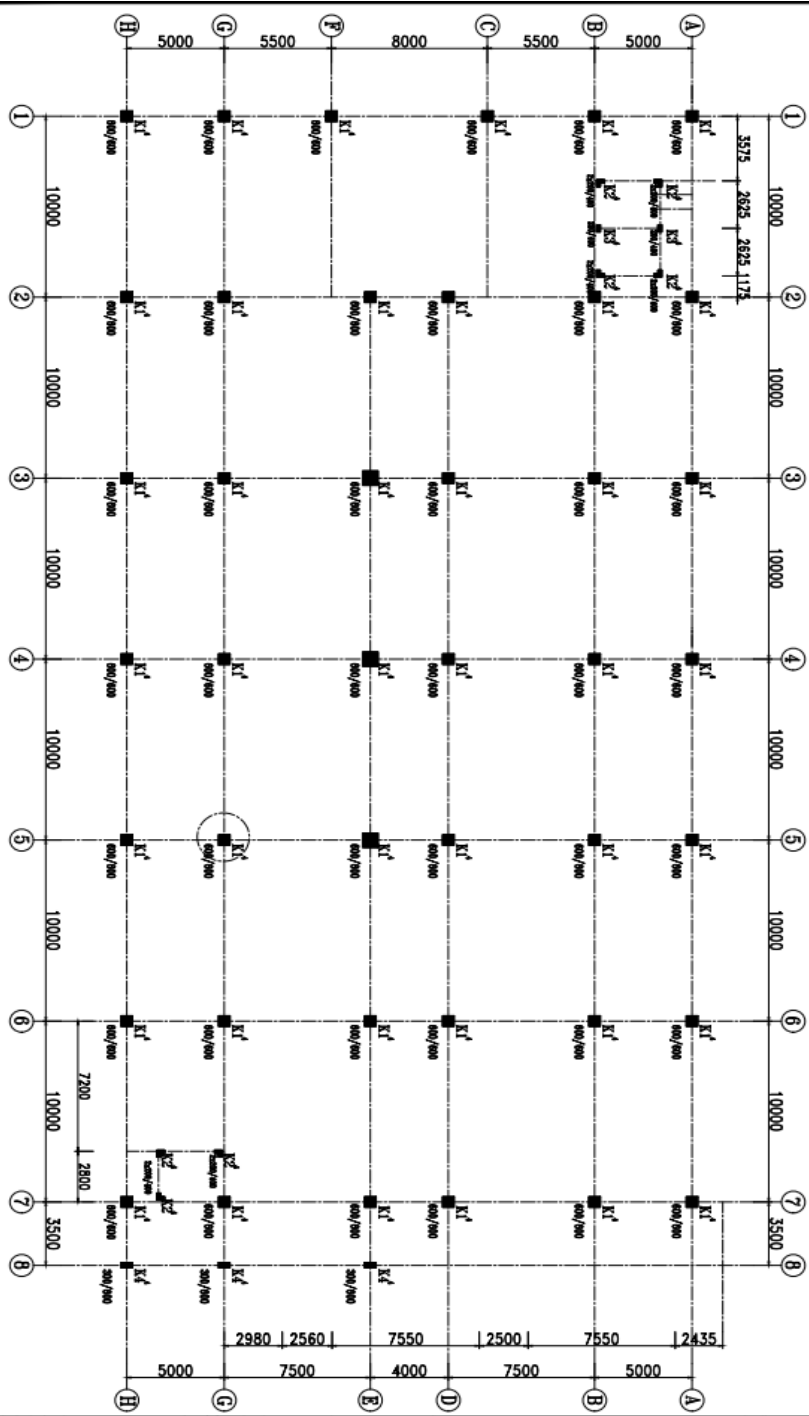
PERENCANA :
RUMAH SAKIT HERMINA
SALATIGA

DAFTAR :
SKALA :
K100
K200

[illegible]



PEMBESIAN KOLOM
1 : 20



DENAH KOLOM DIATAS LT-4
1 : 100



SALATIGA

CAITIAN

MUO BETON $f_c' = 25 \text{ MPa (N/A)}$
MUO BESI $f_y = 420 \text{ MPa}$
TUMBUHAN BETON: 40% $f_y = 420 \text{ MPa}$

KHUSUS KOLOM :
MUO BETON $f_c' = 25 \text{ MPa (N/A)}$

PROJEK :
RUMAH SAKIT HERMINA
SALATIGA

PERENCANA :
PT. MEDICALOKA SALATIGA

DATUM :
SKALA :
KURANG DARI 1 : 100

PERENCANA :
PT. MEDICALOKA SALATIGA

APPROVED :
PT. MEDICALOKA SALATIGA

DI PERIKSA :
PT. MEDICALOKA SALATIGA

DI KONTROL :
PT. MEDICALOKA SALATIGA

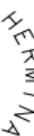
DI KONTROL :
PT. MEDICALOKA SALATIGA

DI KONTROL :
PT. MEDICALOKA SALATIGA

DI KONTROL :
PT. MEDICALOKA SALATIGA

DI KONTROL :
PT. MEDICALOKA SALATIGA

[illegible]



CATATAN

22

PROMPT:

SALATIGA

PEWLIK:

MEDIKALOKA S

GAMBAR:

1000000

HALOK LT-

PENDAHULUAN

CONCLUSIONS

© 1995 Oxford Univ. Pr.

ON PERMITS

DE GANDIA

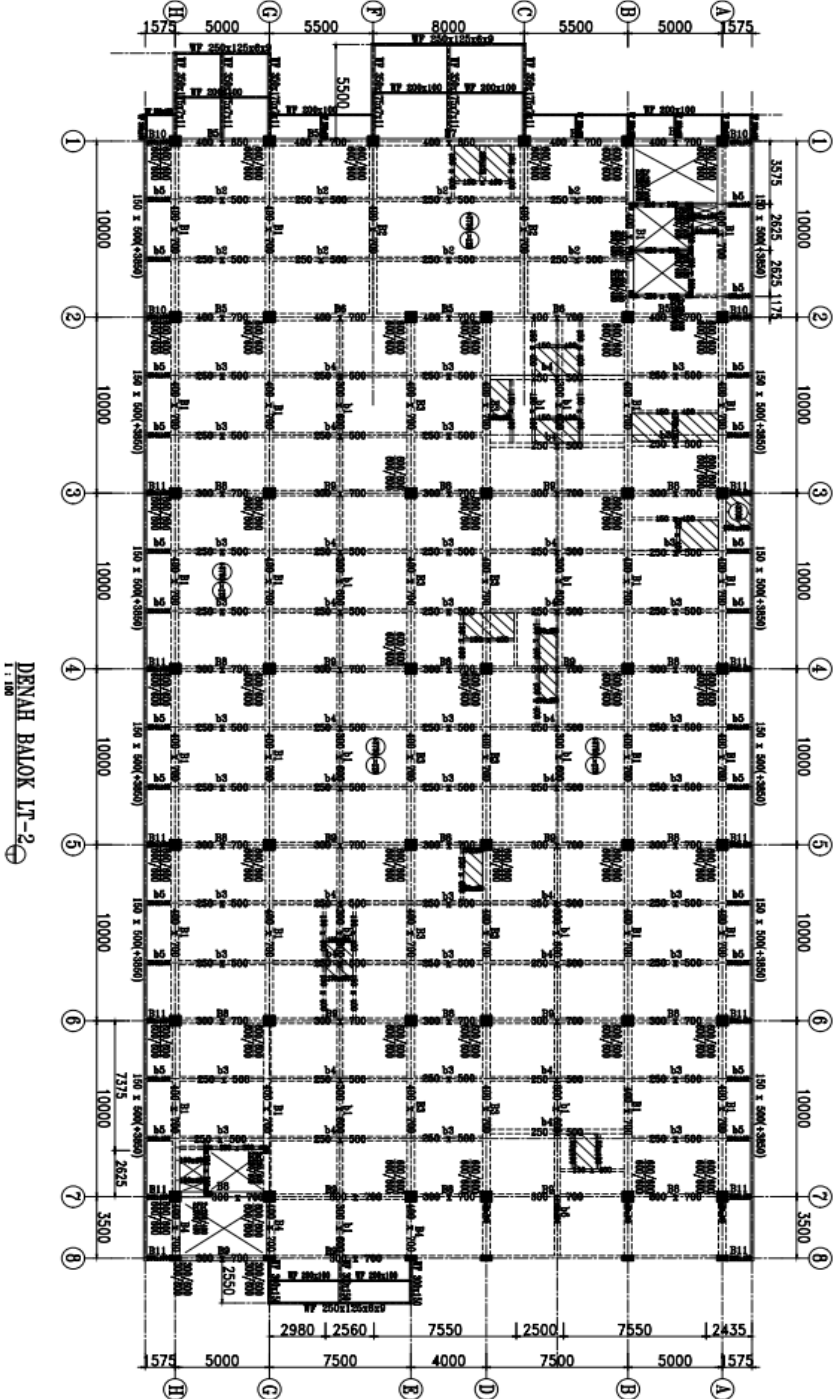
1

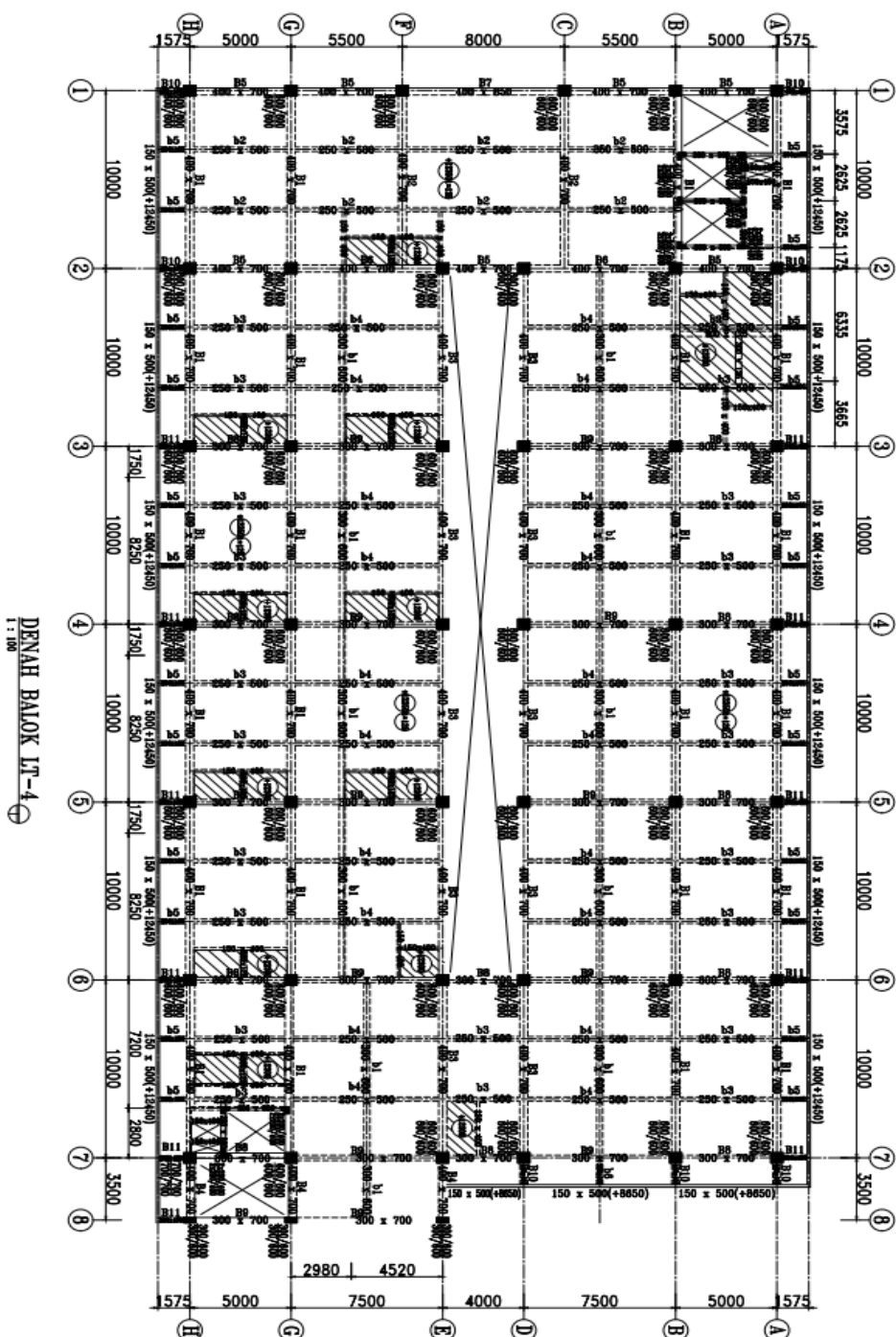
1

--	--

1000

1

[illegible]



DENAH BALOK LT-4
1 : 100



SALATIGA

CATATAN

MUTU BETON $f_c' = 25$ MPa (N/A)
MUTU BAKAR $f_y = 420$ MPa (N/A)
TOLERANSI DIMENSI: ± 5 mm

KERUSUKAN KOLONG :
MUTU BETON $f_c' = 25$ MPa (N/A)

PROJEKSI :

RUMAH SAKIT HERMINA
SALATIGA

PERENCANAAN :
PT. MEDIALOKA SALATIGA

DIMENSI :
SKALA :

DENAH BALOK LT-5

REVISI :

APPROVED :
PT. MEDIALOKA SALATIGA

APPROVED :
PT. MEDIALOKA SALATIGA

REVISI :

REVISI :

REVISI :

REVISI :

REVISI :

REVISI :

REVISI :

REVISI :

REVISI :

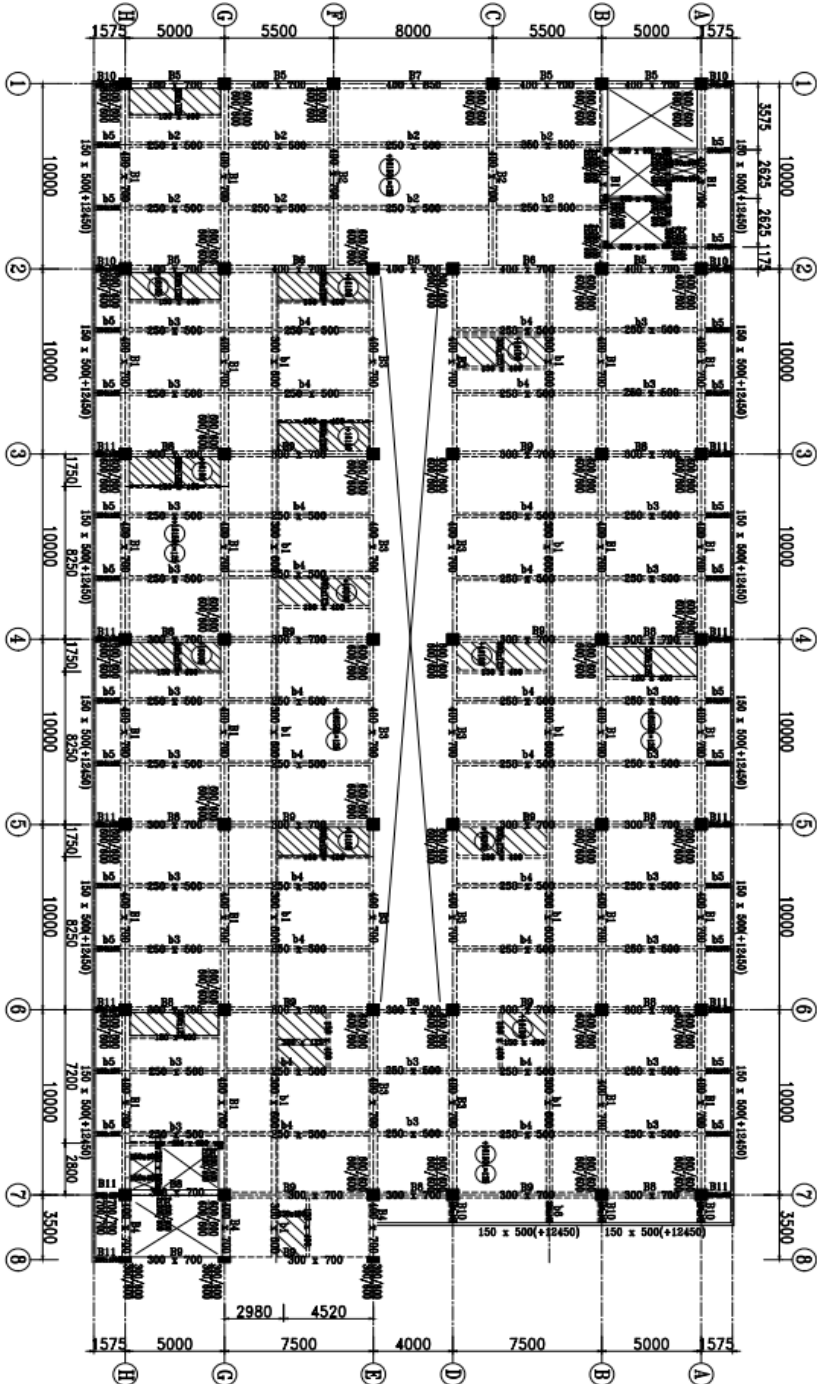
REVISI :

REVISI :

REVISI :

DENAH BALOK LT-5

1 : 100



E Response Spectrum Function Definition - From File



Response Spectrum Function Name

RSA FIX PAKAI

Function Damping Ratio

0.05

Values are:

☐ Frequency vs Value

☒ Period vs Value

Function File

File Name

Browse...

C:\Users\m s \Downloads\function konsultan.txt

File Loaded From

C:\Users\m s \Downloads\function konsultan.txt

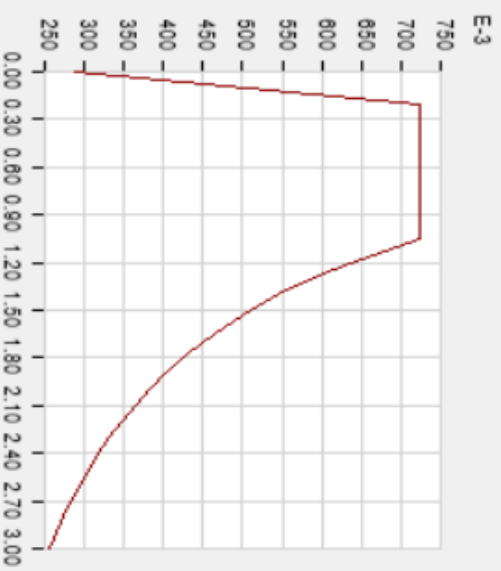
Header Lines to Skip

0

Convert to User Defined

View File

Function Graph



OK

Cancel