

TUGAS AKHIR

**ANALISIS PERBANDINGAN *FLAT SLAB* DAN PELAT
KONVENSIONAL TERHADAP PENGARUH
KEKAKUAN STRUKTUR GEDUNG JOGJA**

APARTEL

**(*COMPARATIVE ANALYSIS OF FLAT SLAB SYSTEM
AND CONVENTIONAL PLATE ON THE INFLUENCE
OF STRUCTURAL STRENGTH IN JOGJA APARTEL
BUILDING*)**

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



**Khairul Anwar
15511210**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2021**

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDINGAN *FLAT SLAB* DAN PELAT KONVENSIONAL TERHADAP PENGARUH KEKAKUAN STRUKTUR GEDUNG JOGJA APARTEL. (*COMPARATIVE ANALYSIS OF FLAT SLAB SYSTEM AND CONVENTIONAL PLATE ON THE INFLUENCE OF STRUCTURAL STRENGTH IN JOGJA APARTEL BUILDING*)

Disusun Oleh

Khairul Anwar

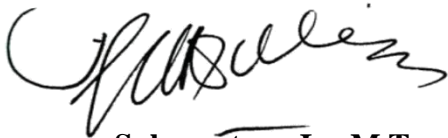
15511210

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

Diuji pada tanggal 12 Januari 2021

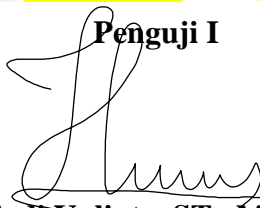
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



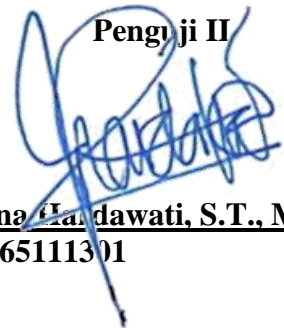
Suharyatma, Ir., M.T.
NIP: 865110201

Penguji I



Hariadi Yulinto, ST., M.Eng
NIP: 155111305

Penguji II



Astriana Wardawati, S.T., M.Eng.
NIP: 165111301

Mengesahkan

Program Studi Teknik Sipil



Pr. Sri Amirni Yuni Astuti, M.T.
NIP: 865110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama : Khairul Anwar
NIM : 15511210
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Tugas Akhir : Analisis Perbandingan *Flat Slab* Dan Pelat Konvensional Terhadap Pengaruh Kekakuan Struktur Gedung Jogja Apartel

Dengan penuh kesadaran saya telah memahami sebaik-baiknya dan menyatakan bahwa Tugas Akhir yang saya susun bebas dari segala bentuk plagiat. Apabila pada kemudian hari terbukti adanya indikasi plagiat dalam Tugas Akhir yang saya susun ini maka saya bersedia menerima sanksi sesuai peraturan dan hukum yang berlaku.

Yogyakarta, 14 Januari 2021
Yang membuat pernyataan,



Khairul Anwar
(15511210)

DEDIKASI



Segala rasa puji dan syukur kepada Allah S.W.T karena selalu memberikan segala nikmat dan karunia-Nya di kehidupan sehari – hari.

Sholawat serta salam selalu tercurahkan kepada junjungan alam Baginda Nabi Muhammad S.A.W beserta keluarga dan para sahabatnya. Semoga kita mendapat syafa'at beliau di akhirat kelak.

Tiada kata yang dapat dijadikan balasan yang mampu menggantikan jasa – jasa yang tak terhingga dari penulis sehingga mampu mencapai ke titik yang sekarang. Ucapan beribu terimakasih penulis haturkan kepada :

Ayahanda Syaifuddin dan ibunda Murniati, Bibi Suryati, Nenek Siti Khadijah, Mama Hermawati serta seluruh keluarga besar penulis yang senantiasa memberikan dukungan tanpa kenal lelah kepada penulis

Bapak dan Ibu dosen yang tidak lelah memberikan begitu banyak ilmu serta masukan yang baik untuk penulis kedepannya.

Segenap keluarga besar “SIPIL 2015” yang telah menjadi partner selama perkuliahan hingga memberikan pengalaman yang banyak sampai akhir perkuliahan.

Segenap keluarga divisi humas Piksi 2016 Syafii, Gilang, Bagas, Sofyan, Wuri, Amel dan Wuri yang telah memberikan support kepada penulis dalam penyusunan tugas akhir.

Teman seperjuangan Ananda Radithya Yahya dan terkhusus untuk Elysa Anggun Lestari yang sudah selalu menjadi partner dan menyemangati saya sedari awal kuliah sampai menempuh akhir perkuliahan. Serta teman – teman lainnya yang telah membantu penulis dalam memberikan support serta semangat dalam Menyusun tugas akhir ini.

Segenap keluarga besar kantor Konsultan perencanaan CV. Hycon Andrameda, Mas Dema, Mas Rio, Mas Wawan, Mbak Srikrit, Yanu, Mas Dani, Mas Wema, Mas Bajuri dan Rani yang juga banyak membantu dalam mensupport serta pengalaman kepada penulis.

Serta semua rekan, yang tidak dapat dicantumkan namanya satu persatu telah banyak membantu penulis selama ini.

Semoga, apapun usaha yang telah dilakukan dapat bermanfaat bagi siapapun terlebih lagi hasil dari penulis semoga bisa bermanfaat bagi semua pihak.

Terimakasih.

KATA PENGANTAR

Segala puji syukur atas Karunia dan Rahmat yang selalu dilimpahkan Allah S.W.T kepada penulis, tidak lupa pula Shalawat serta salam penulis haturkan kepada junjungan alam Baginda Nabi Muhammad S.A.W beserta keluarga dan para sahabatnya, berkat dorongan dari semua pihak, akhirnya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Adapun judul dari tugas akhir yang telah diselesaikan berjudul *Analisis Perbandingan Flat Slab Dan Pelat Konvensional Terhadap Pengaruh Kekakuan Struktur Gedung Jogja Apartel*.

Memang banyak hambatan dalam penulisan tugas akhir ini. Namun, berkat dorongan, kritik dan saran dari berbagai pihak akhirnya penyusunan tugas akhir ini dapat terselesaikan. Sebagai ungkapan haru, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Suharyatma, Ir. M.T. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir, yang telah membantu memberikan masukan dan arahan terhadap penyelesaian tugas akhir ini.
2. Ibu Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.
3. Dan seluruh pihak yang sudah mendukung terselesaikannya Tugas Akhir ini.

Akhirnya Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 14 Januari 2021

Penulis



Khairul Anwar

DAFTAR ISI

TUGAS AKHIR	i
COVER	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
DEDIKASI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR LAMPIRAN	xiii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiv
ABSTRAK	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	2
1.4 Manfaat	2
1.5 Batasan Penelitian	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Penelitian – Penelitian Terdahulu	5
2.2 Perbedaan Penelitian – Penelitian Yang Telah Dilakukan	7
BAB III LANDASAN TEORI	10
3.1 Beton Bertulang	10
3.2 Pelat	10
3.2.1 Tumpuan Pelat	10

3.3 Sistem Struktur	12
3.3.1 Sistem <i>Flat Slab</i>	12
3.3.1.1 Drop Panel	15
3.3.1.2 Kepala Kolom (Column Capital)	16
3.3.2 Sistem Pelat dengan Penumpu Balok.	17
3.3.2.1 Pelat Satu Arah	18
3.3.2.2 Pelat Dua Arah	18
3.4 SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)	18
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN	42
4.1 Tinjauan Umum	42
4.2 Subjek dan Objek Penelitian	42
4.3 Data Yang Digunakan	42
4.4 Tahapan Penelitian	43
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	47
5.1 Permodelan Struktur	47
5.2 Pembebanan	48
5.3 Model 1	51
5.4 Model 2	76
5.4.1 Tebal pelat lantai sistem Konvensional	78
5.4.2 Analisis Beban Gempa	80
5.4.3 Respon Spektrum Ragam Analisis	85
5.4.4 Gaya Geser Tiap Lantai	87
5.4.5 Simpangan Antar Lantai	88
5.4.6 Pengaruh P - Delta	93
5.4.7 Ketidakberaturan Torsi	97
5.4.8 Ketidakberaturan Massa	101
5.5 Perbandingan Hasil Analisis Permodelan	102
5.5.1 Perbandingan Perioda Getar Struktur	102

5.5.2 Perbandingan Simpangan Antar Lantai	103
5.5.3 Perbandingan Geser dasar (base shear)	105
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	106
6.1 Kesimpulan	106
6.2 Saran	107
DAFTAR PUSTAKA	108



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Penelitian– penelitian sebelumnya	7
Tabel 2. 2 Penelitian – penelitian sebelumnya	8
Tabel 3. 1 Tebal Minimum Untuk <i>Flat Slab</i>	14
Tabel 3. 2 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa	22
Tabel 3. 3 Lanjutan Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa	24
Tabel 3. 4 Faktor Keutamaan Gempa	25
Tabel 3. 5 Klasifikasi situs didasarkan atas korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.	26
Tabel 3. 6 Lanjutan Klasifikasi situs didasarkan atas korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium berdasarkan SNI Gempa 1726:2012	26
Tabel 3. 7 Koefisien Situs, F_a berdasarkan SNI Gempa 1726:2012	27
Tabel 3. 8 Koefisien Situs, F_v berdasarkan SNI Gempa 1726:2012	28
Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Periode Pendek (SDS) (SNI Gempa 1726:2012)	29
Tabel 3. 10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Periode 1 detik (SD1) (SNI Gempa 1726:2012)	29
Tabel 3. 11 Faktor Koefisien Modifikasi Respon (R), Kuat Lebih Sistem (Ω_0), Amplikasi Defleksi (C_d) Untuk Struktur <i>Flat Slab</i> .	31
Tabel 3. 12 Faktor Koefisien Modifikasi Respon (R), Kuat Lebih Sistem (Ω_0), Amplikasi Defleksi (C_d) Untuk Struktur Konvensional.	32
Tabel 3. 13 Nilai parameter periode pendekatan C_t , dan α berdasarkan SNI Gempa 1726:2012	35
Tabel 3. 14 Nilai parameter periode pendekatan C_t , dan α berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.	35
Tabel 3. 15 Simpangan antar lantai izin Δa	39
Tabel 5.1 Dimensi Pelat Lantai, Drop Panel, Balok dan Kolom	51
Tabel 5.2 Berat Bangunan	54

Tabel 5.3 Kombinasi Pembebanan	59
Tabel 5.4 Output Perioda Model 1	60
Tabel 5.6 Nilai Simpangan Antar Lantai arah X	63
Tabel 5.7 Lanjutan Nilai Simpangan Antar Lantai arah X	63
Tabel 5.8 Nilai Simpangan Antar Lantai arah Y	64
Tabel 5.9 Lanjutan Nilai Simpangan Antar Lantai arah Y	64
Tabel 5.10 Rasio Simpangan Antar Lantai arah X	66
Tabel 5.11 Rasio Simpangan Antar Lantai arah Y	66
Tabel 5.12 Nilai Perhitungan P – Delta arah X	68
Tabel 5.13 Lanjutan Perhitungan P – Delta arah X	69
Tabel 5.14 Nilai Perhitungan P – Delta arah X	69
Tabel 5.15 Lanjutan Perhitungan P – Delta arah Y	70
Tabel 5.20 Kontrol Ketidakberaturan Massa	75
Tabel 5.21 Dimensi Pelat Lantai, Drop Panel, Balok dan Kolom	76
Tabel 5.22 Berat Bangunan	80
Tabel 5.23 Kombinasi Pembebanan	85
Tabel 5.24 Output Perioda Model 2	86
Tabel 5.25 Nilai Gaya Geser Tiap Lantai	87
Tabel 5.26 Nilai Simpangan Antar Lantai arah X	89
Tabel 5.27 Lanjutan Nilai Simpangan Antar Lantai arah X	89
Tabel 5.28 Nilai Simpangan Antar Lantai arah Y	90
Tabel 5.29 Lanjutan Nilai Simpangan Antar Lantai arah Y	90
Tabel 5.30 Rasio Simpangan Antar Lantai arah X	92
Tabel 5.31 Rasio Simpangan Antar Lantai arah Y	92
Tabel 5.32 Nilai Perhitungan P – Delta arah X	94
Tabel 5.33 Lanjutan Perhitungan P – Delta arah X	95
Tabel 5.34 Nilai Perhitungan P – Delta arah Y	95
Tabel 5.35 Lanjutan Perhitungan P – Delta arah Y	96
Tabel 5.40 Kontrol Ketidakberaturan Massa	101

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Tumpuan pelat	11
Gambar 3. 2 Ilustrasi Konstruksi slab datar dengan drop panel dan kepala kolom	13
Gambar 3. 4 Konstruksi slab datar dengan drop panel dan kepala kolom di lapangan	15
Gambar 3. 5 Konstruksi slab datar dengan drop panel dan kepala kolom di lapangan	16
Gambar 3. 6 Sisten Pelat dan Balok (Fahmi, 2011)	17
Gambar 3. 7 Peta Respon Spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar SB untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%). Kementrian PU tahun 2017	20
Gambar 3. 8 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar SB untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) Kementrian PU tahun 2017	21
Gambar 3. 9 Spektrum Respon Desain	30
Gambar 3. 10 Hubungan Komponen Kekakuan, Peredam dan Massa	36
Gambar 4. 1 <i>Flow Chart</i> penelitian	46
Gambar 5. 1 Denah Gedung Jogja Apartel	47
Gambar 5. 2 Potongan memanjang Gedung Jogja Apartel	47
Gambar 5. 4 Potongan melintang Gedung Jogja Apartel	48
Gambar 5. 5 Denah Struktur <i>Flat Slab</i>	52
Gambar 5. 6 Denah Posisi <i>Shear Wall Flat Slab</i>	52
Gambar 5. 7 Tampak 3D Analisis Struktur SAP 2000	53
Gambar 5. 8 Grafik Respon Spektrum SNI 1726 – 2012	56
Gambar 5. 9 Perbandingan Simpangan Antar Lantai Respon Spektrum	65
Gambar 5. 10 Perbandingan Rasio Simpangan Antar Lantai Respon Spektrum	67
Gambar 5. 13 Tampak 3 Dimensi Struktur Konvensional	78
Gambar 5. 14 Dimensi pelat lantai	79

Gambar 5. 15	Grafik Respon Spektrum SNI 1726 – 2012	82
Gambar 5. 16	Perbandingan Simpangan Antar Lantai Respon Spektrum	91
Gambar 5. 17	Perbandingan Simpangan Antar Lantai Respon Spektrum	93
Gambar 5. 18	Grafik Perbandingan Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X Model 1 dan 2	102 102
Gambar 5. 19	Grafik Perbandingan Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X Model 1 dan 2	103 103
Gambar 5. 20	Grafik Perbandingan Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y Model 1 dan 2	104 104
Gambar 5. 21	Grafik Perbandingan Base Shear Model 1 dan 2	105



DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 2 *Detail Engineering Drawing Structure*

110



DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Notasi:

Q_d	= Beban mati
Q_l	= Beban hidup
F_c'	= Kuat tekan beton (Mpa)
F_y	= Tegangan leleh baja
t	= Tebal
H	= Tinggi komulatif bangunan tiap lantai
W	= Berat bangunan
S_1	= Percepatan batuan dasar pada perioda pendek 0,2 detik
S_s	= Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik
C_{rs}	= Koefisien resiko terpetakan
F_a	= Faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik
F_v	= Faktor amplifikasi seismik pada perioda 1 detik
S_{MS}	= Percepatan pada perioda 0,2 detik
S_{M1}	= Percepatan pada perioda 1 detik
S_{DS}	= Percepatan spektral desain untuk perioda 0,2 detik
S_{DS}	= Percepatan spektral desain untuk perioda 1 detik
V statik	= Gaya geser dasar
V_x	= Gaya geser arah X
V_y	= Gaya geser arah Y
E_X	= Gaya gempa arah X
E_Y	= Gaya gempa arah Y
Δ	= Simpangan antar lantai
ρ	= Redundansi
Θ	= Koefisien stabilitas

Singkatan:

SRPMK = Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus

BJTP = Baja Tulangan Beton Polos

BJTS = Baja Tulangan Beton Sirip

DL = *Dead Load*

LL = *Live Load*

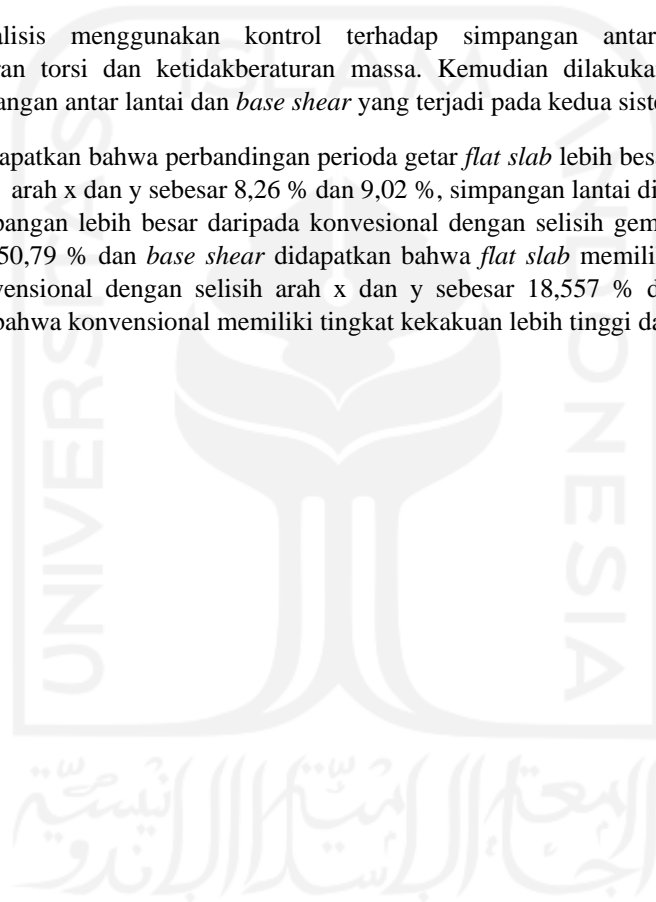


ABSTRAK

Perkembangan struktur beton banyak dilakukan khususnya pada pelat lantai yang memiliki berbagai jenis salah satunya digunakan pada gedung Jogja Apartel yang berlokasi di Yogyakarta menggunakan *flat slab*. Pelat lantai dijadikan pertimbangan penting dalam merespon beban mati, hidup dan gempa. Sehingga dilakukan perbandingan dengan struktur konvensional untuk mengetahui efek dari sistem struktur yang dihasilkan terhadap kekakuan struktur gedung dalam merespon beban gempa.

Analisis menggunakan kontrol terhadap simpangan antar lantai, efek P-delta, ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan massa. Kemudian dilakukan perbandingan perioda struktur, simpangan antar lantai dan *base shear* yang terjadi pada kedua sistem struktur tersebut.

Didapatkan bahwa perbandingan perioda getar *flat slab* lebih besar daripada konvensional dengan selisih arah x dan y sebesar 8,26 % dan 9,02 %, simpangan lantai didapatkan bahwa *flat slab* memiliki simpangan lebih besar daripada konvensional dengan selisih gempa arah x dan y sebesar 21,11 % dan 50,79 % dan *base shear* didapatkan bahwa *flat slab* memiliki nilai yang lebih besar daripada konvensional dengan selisih arah x dan y sebesar 18,557 % dan 19,695 %. Sehingga disimpulkan bahwa konvensional memiliki tingkat kekakuan lebih tinggi daripada flat slab.



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Seiring berjalannya waktu, inovasi sangat banyak dilakukan dalam pengembangan struktur beton, khususnya pada gedung tinggi yang memiliki berbagai tipe desain struktur. Pembangunan gedung di Indonesia memiliki berbagai macam tipe struktur khususnya pada jenis pelat lantai.

Pelat lantai merupakan bagian struktur yang pertama kali menerima beban, baik itu beban hidup maupun beban mati yang kemudian akan disalurkan ke sistem struktur rangka yang lain seperti balok dan kolom. Pelat lantai memiliki berbagai macam jenis seperti *waffle slab*, *plate*, *flat slab* dan pelat dengan penumpu balok (konvensional). Penggunaan pelat tergantung dari kebutuhan ataupun keinginan baik itu untuk pertimbangan arsitektural ataupun pertimbangan efisiensi penggunaan material. Pelat lantai menjadi pertimbangan struktur yang penting dalam memberikan pengaruh keseluruhan sistem struktur terhadap pengaruh yang diberikan beban hidup, beban mati dan beban gempa.

Pertimbangan gempa juga menjadi bagian yang penting dalam memberikan pengaruh terhadap sistem struktur gedung. Karena setiap sistem struktur akan memberikan pengaruh atau efek yang berbeda – beda dalam merespon beban gempa. Sehingga untuk mengetahui efek dari masing masing sistem struktur tersebut, akan dilakukan sebuah analisis perbandingan sesuai dengan studi kasus yang ada yaitu sistem *flat slab* yang kemudian akan di lakukan perbandingan dengan sistem struktur pelat dengan penumpu balok (konvensional). Sistem konvensional dijadikan perbandingan dengan *flat slab* karena sistem konvensional menjadi sistem struktur yang paling umum digunakan di Indonesia. Dalam perbandingan ini akan diketahui efek dari sistem struktur yang dihasilkan terhadap kekakuan struktur gedung dalam merespon beban gempa.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan berbagai pertimbangan yang ada, diambil beberapa rumusan masalah, yaitu:

1. Bagaimana hasil perbandingan perioda getar struktur terhadap pengaruh sistem *Flat Slab* dan Pelat dengan Balok Penumpu ?
2. Bagaimana hasil perbandingan simpangan antara sistem *Flat Slab* dan Pelat konvensional?
3. Bagaimana hasil perbandingan *base shear* terhadap pengaruh dari tipe *Flat Slab* dan Pelat Konvensional?

1.3 Tujuan

Adapun yang menjadi tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah:

1. Untuk membandingkan perioda struktur pada kedua sistem pelat, yakni *Flat Slab* dan Pelat Konvensional.
2. Untuk membandingkan simpangan pada kedua sistem pelat, yakni *Flat Slab* dan Pelat Konvensional.
3. Untuk membandingkan besarnya *Base Shear* terhadap pengaruh dari kedua sistem plat lantai.

1.4 Manfaat

Manfaat yang bisa diambil pada penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui gambaran permodelan dari struktur yang dipilih melalui program aplikasi.
2. Sebagai pertimbangan pemilihan sistem struktur yang digunakan menyesuaikan pada wilayah pembangunan.
3. Untuk mengetahui perbandingan pelat pada sistem *Flat Slab* dan Pelat Konvensional dengan Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus yang mampu menahan terhadap beban gempa yang cukup baik.

1.5 Batasan Penelitian

Adapun Batasan yang diberikan untuk penulisan tugas akhir ini agar tidak terlalu meluas, maka baiknya penulis membatasi ruang lingkup pembahasan yang akan dibahas pada penulisan tugas akhir ini:

1. Bangunan yang digunakan adalah Gedung Jogja Apartel yang berlokasi di Jalan Lowanu, No.54, kota Yogyakarta.
2. Bangunan gedung yang di buat permodelan terdiri dari 13 lantai dengan 2 lantai bagian *Basement*. Memiliki ketinggian total sekitar 43,5 meter dari *basement* dan 36,5 meter dari muka tanah. Namun pada penelitian ini di analisis perbandingan hanya ditinjau dari struktur atas gedung yaitu dari atas muka tanah tanpa melibatkan *basement* karena termasuk dari struktur bawah.
3. Analisa perbandingan pelat menggunakan 2 model sistem yaitu sistem *Flat Slab* dan Konvensional.
4. Sistem struktur yang direncanakan sesuai dengan daerah Yogyakarta yaitu Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
5. Struktur Gedung menggunakan material beton bertulang.
6. Untuk dimensi kolom, kedua model memiliki dimensi yang sama. Sedangkan untuk pelat lantai, memiliki ketebalan yang berbeda. Sistem *flat slab* mengikuti data perencanaan sedangkan struktur konvensional, pelat lantai dilakukan *preliminary design* dan balok juga terdapat pada struktur *flat slab* di beberapa bagian kemudian balok untuk konvensional mengikuti pada struktur *Flat Slab* (secara standarisasi tidak mengikuti persyaratan di SNI namun dibuat menyerupai *Flat Slab*).
7. Modelisasi dan Analisa menggunakan *software* SAP 2000 versi 20.
8. Peraturan – peraturan yang digunakan untuk Analisa struktur beton bertulang adalah:
 - SNI 2847-2013: Persyaratan Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung
 - SNI 1726-2012: Standar Perencanaan Tahan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung.

- SNI 1727-2013: Beban Minimum untuk Perencanaan bangunan Gedung dan Struktur Lain.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penelitian – Penelitian Terdahulu

Perbandingan Analisis Pelat Konvensional dan Pelat Datar (*Flat Slab*) Menggunakan Metode Rangka Ekuivalen.

Singgih Wibosono (2012), melakukan Analisis perbandingan antara pelat konvensional dan plat datar (*Flat Slab*). Tujuan dari penelitian tersebut adalah untuk membandingkan momen lentur dan lendutan yang terjadi pada pelat konvensional dan *Flat Slab*. Perbedaan secara umum pada kedua pelat ini adalah ada dan tidak adanya balok yang secara langsung menumpu pada pelat lantai. Metode yang digunakan untuk analisis adalah metode rangka ekuivalen dimana struktur di ubah menjadi serangkaian rangka komponen dua dimensi yang berpusat pada lajur kolom.

Sehingga hasil yang didapatkan pada penelitian tersebut menyatakan bahwa momen pada *Flat Slab* rata – rata lebih besar 25,03 % dibandingkan momen pada pelat konvensional dan untuk perbandingan lendutan, dengan masing – masing lendutan pada lajur tengah didapatkan *Flat Slab* lebih besar 22,42 % dibanding lendutan maksimum pada pelat konvensional yang dimana selisih lendutan bisa mencapai 0,886 mm. Namun jika dibandingkan volume beton, pelat konvensional lebih besar sekitar 11,42 % dibandingkan volume beton pada *Flat Slab*.

Studi Perbandingan Penggunaan *Flat plate* dan *Flat Slab* dengan Drop Panel pada Struktur Bangunan Ditinjau dari Segi Volume.

Stanley Prawira (2017), melakukan analisis perbandingan pada struktur *Flate plate* dan *Flat Slab* dengan *Drop Panel*. Tujuan dari penelitian ini adalah membandingkan volume antara beton dan tulangan pada kedua pelat tersebut serta perhitungan strukturnya. Analisis struktur dilakukan dengan menggunakan bantuan

program *ETABS 2016*. Memperhitungkan akibat beban mati, hidup dan gempa (Statik Ekuivalen).

Sehingga didapatkan hasil berupa, penggunaan beton pada *Drop Panel* hingga 8,36 % pada bentang 4 m, 6,87 % pada bentang 6 m dan 28,47 % pada bentang 8 m. Sedangkan untuk tulangan dapat direduksi 5,67 % pada bentang 4 m, 21,21 % pada bentang 6 m, dan 43,32 % pada bentang 8 m.

Studi Perbandingan Pelat Berusuk Dua Arah (*Waffle Slab*) dan Pelat Konvensional.

Nova Arie Yolanda dan Amrita Winaya (2016), melakukan Studi perbandingan pada pelat berusuk dua arah (*Waffle Slab*) dan Pelat Konvensional. Tujuan dari studi perbandingan ini adalah membandingkan sistem pelat berusuk dua arah (*Waffle Slab*) dengan sistem pelat konvensional yang ditinjau dari segi kekakuan, ketebalan pelat, jarak antar kolom dan penggunaan material beton dan tulangan. Untuk melakukan analisis struktur digunakan bantuan *software* SAP 2000 v14 dan perbandingan lendutan yang terjadi disesuaikan pada lendutan ijin SNI 03-2847-2002.

Sehingga didapatkan hasil bahwa sistem pelat konvensional lebih kaku 47,42 % dibandingkan *waffle slab*. Untuk ketebalan, sistem *waffle slab* lebih tipis 40 % daripada pelat konvensional kemudian jarak antar kolom maksimum, *waffle slab* lebih Panjang 55,57 % daripada pelat konvensional dan sistem penggunaan kolom pada *waffle slab*, 55,55 % lebih sedikit daripada pelat konvensional. Namun, dari segi penggunaan material beton, sistem *waffle slab* ternyata lebih boros 27,64 % dari pelat konvensional dan juga penggunaan tulangan baja, *waffle slab* lebih boros 66,69 % dibandingkan sistem konvensional.

2.2 Perbedaan Penelitian – Penelitian Yang Telah Dilakukan

Untuk mempermudah membedakan penelitian – penelitian yang telah dilakukan dengan penelitian sekarang, maka disajikan pada tabel 2.1 dan 2.2 Berikut ini.

Tabel 2. 1 Penelitian– penelitian sebelumnya

Peneliti	Judul	Tujuan	Metode	Hasil
Singgih Wibosono (2017)	Perbandingan Analisis Pelat Konvensional dan Pelat Datar (<i>Flat Slab</i>) Menggunakan Metode Rangka Ekuivalen.	Untuk membandingkan momen lentur dan lendutan yang terjadi pada pelat konvensional dan <i>Flat Slab</i> . Perbedaan secara umum pada kedua pelat ini adalah ada dan tidak adanya balok yang secara langsung menumpu pada pelat lantai	Metode yang digunakan untuk analisis adalah metode rangka ekuivalen dimana struktur di ubah menjadi serangkaian rangka komponen dua dimensi yang berpusat pada lajur kolom.	Didapatkan hasil bahwa momen pada <i>Flat Slab</i> rata – rata lebih besar 25,03 %, lendutan pada lajur tengah didapatkan <i>Flat Slab</i> lebih besar 22,42 %, Namun jika dibandingkan volume beton, pelat konvensional lebih besar sekitar 11,42 % dibandingkan volume beton pada <i>Flat Slab</i> .
Stanley Prawira (2017)	Studi Perbandingan Penggunaan <i>Flat plate</i> dan <i>Flat Slab</i> dengan Drop Panel pada Struktur Bangunan Ditinjau dari Segi Volume.	Membandingkan volume antara beton dan tulangan pada kedua pelat tersebut serta perhitungan strukturnya. Analisis struktur dilakukan dengan menggunakan bantuan program ETABS 2016.	Menggunakan bantuan program ETABS 2016. Dengan memperhitungkan akibat beban mati, hidup dan gempa (Statik Ekuivalen).	Sehingga didapatkan hasil berupa, penggunaan beton pada <i>Drop Panel</i> hingga 8,36 % pada bentang 4 m, 6,87 % pada bentang 6 m dan 28,47 % pada bentang 8 m. Sedangkan untuk tulangan dapat direduksi 5,67 % pada bentang 4 m, 21,21 % pada bentang 6 m, dan 43,32 % pada bentang 8 m.

Tabel 2. 2 Penelitian – penelitian sebelumnya

Peneliti	Judul	Tujuan	Metode	Hasil
Nova Arie Yolanda dan Amrita Winaya (2016)	Studi Perbandingan Pelat Berusuk Dua Arah (<i>Waffle Slab</i>) dan Pelat Konvensional.	Membandingkan volume antara beton dan tulangan pada kedua pelat tersebut serta perhitungan strukturnya. Analisis struktur dilakukan dengan menggunakan bantuan program ETABS 2016.	Analisis struktur digunakan bantuan <i>software</i> SAP 2000 v14 dan perbandingan lendutan yang terjadi disesuaikan pada lendutan ijin SNI 03-2847-2002.	sistem pelat konvensional lebih kaku 47,42 %, Untuk ketebalan, sistem <i>waffle slab</i> lebih tipis 40 %, kemudian jarak antar kolom maksimum, <i>waffle slab</i> lebih Panjang 55,57 %, penggunaan kolom pada <i>waffle slab</i> , 55,55 % lebih sedikit, Namun, dari segi penggunaan material beton, sistem <i>waffle slab</i> ternyata lebih boros 27.64 % dari pelat konvensional dan juga penggunaan tulangan baja, <i>waffle slab</i> lebih boros 66,69 % dibandingkan sistem konvensional

Adapun perbedaan yang didapatkan dari 3 penelitian di atas antara lain, pada penelitian 1 membandingkan volume material dari beton dan tidak melibatkan beban kegempaan sedangkan pada penelitian sekarang tidak menghitung volume material namun melibatkan pembebanan gempa. Pada penelitian 2, memiliki perbedaan pada metode yang digunakan di penelitian 1 menggunakan aplikasi ETABS 2016, sedangkan pada penelitian sekarang menggunakan aplikasi SAP 2000 versi 20. Kemudian pada penelitian 3, perbedaan yang didapatkan pada perbandingan pelat yang digunakan adalah pelat *waffle slab* dan pelat konvensional sedangkan pada penelitian sekarang, menggunakan *Flat Slab* dan pelat dengan penumpu balok (konvensional) kemudian, pada penelitian 3 mengkaji perbandingan jarak, ketinggian lantai, penggunaan kolom dan mempertimbangkan volume sedangkan pada penelitian sekarang hanya membandingkan perioda struktur, simpangan antar lantai dan *base shear* pada gedung.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Beton Bertulang

Beton merupakan fungsi dari bahan penyusunnya yang terdiri dari bahan semen hidrolis (*Portland cement*), agregat kasar, agregat halus, air dan bahan tambah (*admixture* atau *additive*) (Ir. Tri Mulyono, MT). (Nawy 1985:8) mendefinisikan beton sebagai sekumpulan interaksi mekanis dan kimiawi dari material pembentuknya.

Beton bertulang merupakan penggabungan secara gabungan logis dari dua jenis bahan beton polos yang memiliki kekuatan tekan yang tinggi akan tetapi kekuatan tarik yang rendah dan batang-batang baja yang ditanamkan didalam beton dapat memberikan kekuatan tarik yang diperlukan (Wang dan Charles, 1993). Maka dari itu beton tidak dapat menahan gaya tarik melebihi nilai tertentu tanpa mengalami retak-retak. Supaya beton dapat bekerja dengan baik dalam suatu sistem struktur, perlu dibantu dengan diberikannya perkuatan berupa penulangan yang akan membantu dalam menahan gaya tarik yang akan timbul didalam sistem.

3.2 Pelat

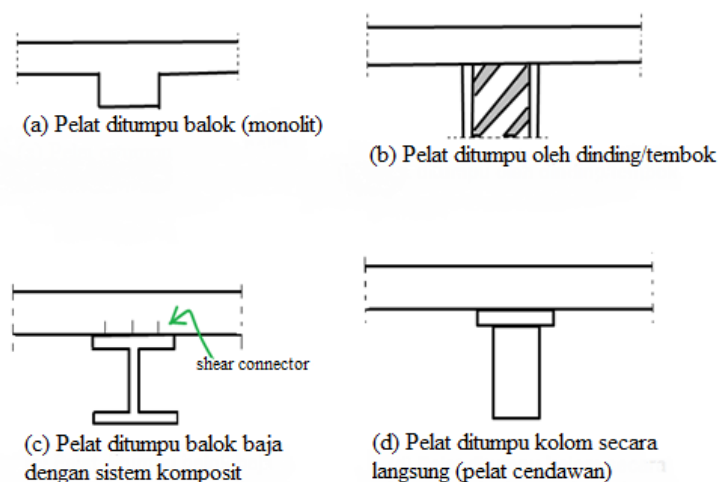
Pelat merupakan struktur bidang (permukaan) yang lurus, datar atau melengkung yang tebalnya lebih kecil dibanding dengan dimensi yang lain. Dimensi suatu pelat bisa dibatasi oleh suatu garis lurus atau lengkung. Ditinjau dari segi statika, kondisi tepi (*boundary condition*) pelat bisa bebas (*free*), bertumpu sederhana (*simply supported*), dan jepit. Beban statis atau dinamis yang dipikul oleh pelat umumnya tegak lurus permukaan pelat.

3.2.1 Tumpuan Pelat

Merencanakan pelat beton bertulang hal yang perlu dipertimbangkan tidak hanya pembebanannya saja, akan tetapi jenis perletakan dan jenis penghubung di tempat tumpuan. Kekakuan hubungan antara pelat serta tumpuannya dapat

menentukan besar momen lentur yang terjadi pada pelat. Dalam penerapannya di lapangan, suatu pelat persegi memiliki beberapa kemungkinan bentuk tumpuan. Peraturan Beton Bertulang Indonesia Tahun 1971 menjelaskan beberapa macam bentuk tumpuan pada pelat. Karena masing-masing bentuk tumpuan tersebut akan memberikan pengaruh pada besaran momen yang mungkin terjadi pada pelat tersebut baik di area lapangan maupun di area tumpuan itu sendiri.

Pada bangunan gedung, umumnya pelat tersebut ditumpu oleh balok-balok secara monolit seperti yang tampak pada Gambar 3.1. yaitu pelat dan balok dicor bersama-sama sehingga menjadi satu-kesatuan, seperti pada Gambar 3.1.(a) atau ditumpu oleh dinding-dinding bangunan seperti pada Gambar 3.1.(b). Kemungkinan lainnya, yaitu pelat didukung oleh balok-balok baja dengan sistem komposit seperti pada Gambar 3.1.(c), atau didukung oleh kolom secara langsung tanpa balok, yang dikenal dengan pelat cendawan, seperti Gambar 3.1.(d).



Gambar 3. 1 Tumpuan pelat
(Sumber: sanggapramana.wordpress.com)

3.3 Sistem Struktur

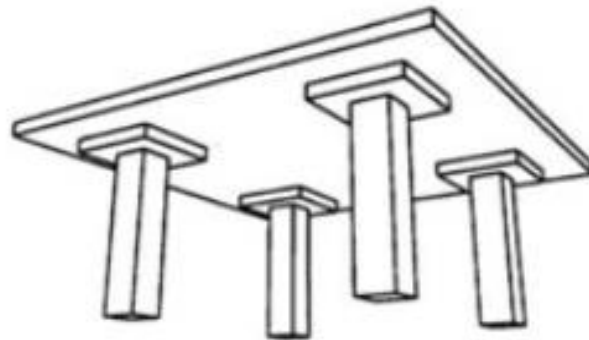
Sistem struktur utama pada sebuah bangunan adalah suatu portal rangka pada bangunan itu sendiri. Karena sebagai struktur utama, maka struktur utama mempunyai fungsi untuk meneruskan baik itu beban gravitasi maupun beban tambahan lainnya yang bersifat sementara ke sistem pendukung yaitu tanah dasar. Struktur bangunan bisa saja terdiri dari baja, kayu ataupun beton bertulang, namun memang harus didesain secara khusus supaya bisa menopang beban secara vertikal dan lebih lagi pada beban horizontal bangunan. Beban horizontal yang dimaksud adalah, beban gempa dan beban angin. Pada beberapa daerah beban gempa menjadi hal yang sangat serius untuk bisa distrategikan membuat bangunan yang mampu menahan gaya lateral (gempa). Sistem struktur pada gedung terbagi menjadi beberapa jenis, namun yang dijadikan pembahasan pada penelitian ini hanya terbagi menjadi dua jenis yakni sistem *Flat Slab* dan Pelat konvensional.

3.3.1 Sistem *Flat Slab*

Flat Slab merupakan sistem struktur pelat beton dua arah yang tidak memiliki balok penumpu di masing – masing sisinya. Beban pelat ditransfer langsung ke kolom. Kolom cenderung akan menimbulkan kegagalan geser pada pelat, yang dapat dicegah dengan beberapa alternatif:

- a. Memberikan penebalan setempat pada pelat (*Drop Panel*) untuk mengurangi tekanan pada bagian pelat.
- b. Kepala kolom (*Column head*), ialah pembesaran (penebalan) dari kolomnya yang bertemu dengan pelat di atasnya (sumber : John Scott., 2001)

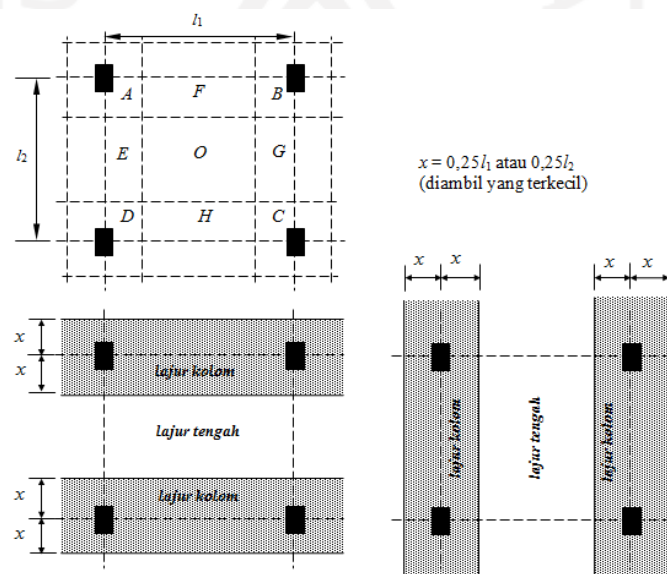
Slab dua arah juga merupakan sistem struktur yang efisien, ekonomis, dan sudah meluas pemakaiannya. Tampak dari pelat terdapat pada (Gambar 3.2).



Gambar 3. 2 Ilustrasi Konstruksi slab datar dengan drop panel dan kepala kolom

(Sumber: *slideplayer.info*)

Dengan diterapkannya salah satu atau kedua elemen tersebut, sistem *flat slab* berdasarkan sumber – sumber cenderung lebih tepat diterapkan pada dimensi pelat yang tebal dengan beban yang berat. Dalam perencanaan *Flat Slab*, dikenal juga istilah jalur kolom dan jalur tengah. Jalur kolom dalam SNI 2847 – 2013 pasal 13.2.1 adalah suatu lajur desain dengan lebar pada masing – masing sisi sumbu kolom sebesar nilai yang terkecil dari $0,25 l_1$ atau $0,25 l_2$. Lajur kolom mencakup balok bila ada. Sedangkan lajur tengah adalah suatu lajur desain yang dibatasi oleh dua lajur kolom. Lajur kolom dan lajur tengah seperti pada gambar berikut :



Gambar 3. 3 Jalur kolom dan Jalur tengah

Kemudian pada perencanaan pelat tanpa balok interior yang membentang diantara tumpuan dan mempunyai rasio bentang Panjang terhadap bentang pendek yang tidak melebihi dua, maka berdasarkan SNI 2847 – 2013 persyaratan tebal minimum harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Untuk *Flat Slab*

Tegangan leleh, fy Mpa	Tanpa Penebalan			Dengan penebalan		
	Panel eksterior		Panel interior	panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir	
280	ln/33	ln/36	ln/36	ln/36	ln/40	ln/40
420	ln/30	ln/33	ln/33	ln/33	ln/36	ln/36
520	ln/28	ln/31	ln/31	ln/31	ln/34	ln/34

Untuk sistem *Flat Slab*, memiliki berbagai kelebihan dari pada sistem struktur lainnya:

- Penghematan pada tinggi total bangunan
- Tidak memakai struktur pada lajur kolom, sehingga dapat menambah tinggi antar lantai.
- Bekisting pada balok hanya digunakan pada balok tepi saja, jika direncanakan balok tepi.
- Dari sisi arsitektural, *Flat Slab* unggul.

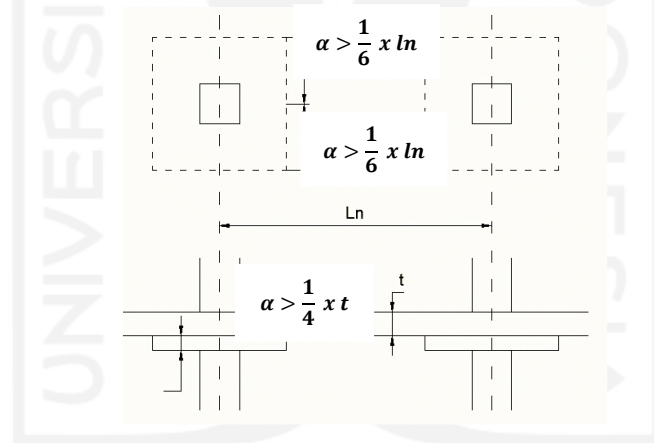
Dari kelebihan *Flat Slab*, adapun kekurangan yang dimiliki oleh *Flat Slab* antara lain adalah:

- Keidakadaannya balok di sepanjang lajur kolom, akan mengurangi kekuatan dalam menahan gaya lateral.
- Dapat terjadi peningkatan tegangan gaya geser pada pelat di sekitar area kritis kolom. Sehingga dapat menyebabkan kegagalan pons, apalagi jika terjadi momen *unbalance* yang diakibatkan gaya lateral.
- Untuk kekakuan struktur, cenderung lebih rendah, sehingga untuk menahan beban lateral menjadi tidak maksimal. (*sumber: Wang, C.K: 1998*).

3.3.1.1 Drop Panel

SNI 2847: 2013 pada pasal 15 point 13.2.5, ukuran penebalan pada pelat antara lain:

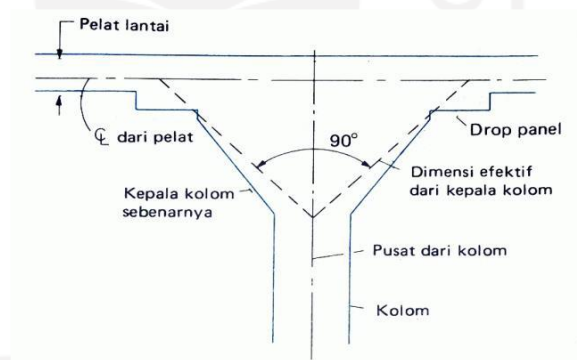
- Diantara setiap arah, untuk penebalan pelat harus secara menerus dari garis titik tumpuan sepanjang $\geq 1/6$ panjang bentang yang diukur dari as ke as tumpuan pada arah tersebut.
- Untuk penebalan pelat setidaknya harus setebal $1/4$ dari tebal pelat yang berada diluar penebalan panel tersebut.
- Untuk perencanaan penulangan pelat yang dibutuhkan, tebal pelat tidak boleh direncanakan $>$ dari $1/4$ jarak antara tepi penebalan pelat sampai tepi kolom atau tepi kolom.



Gambar 3. 4 Konstruksi slab datar dengan drop panel dan kepala kolom di lapangan

3.3.1.2 Kepala Kolom (Column Capital)

Kepala Kolom yang digunakan pada konstruksi *flat slab* merupakan pembesaran di bagian atas kolom atau pada pertemuan pelat-kolom. Karena struktur tidak menggunakan balok-balok, maka kepala kolom tersebut berfungsi untuk mendapatkan panjang keliling kolom agar geser (*pons*) akibat beban lantai berpindah serta untuk meningkatkan tebal dengan berkurangnya perimeter di dekat kolom. Pemisahan garis maksimum 45 derajat untuk distribusi dari geser kepala kolom, ACI- 13.1.2 menyatakan bahwa kepala kolom efektif untuk mempertimbangkan kekuatan agar berada di dalam kerucut bulat terbesar, piramida, atau baji yang mengecil dengan puncak 90 derajat yang dapat diikutkan di dalam cakupan dari elemen pendukung yang sebenarnya. Jarak dari pusat tumpuan biasanya sekitar 20 s/d 25% dari bentang rata-rata antar kolom. (Wang, C.K., 1987:136).



Gambar 3. 5 Konstruksi slab datar dengan drop panel dan kepala kolom di lapangan

3.3.2 Sistem Pelat dengan Penumpu Balok.

Sistem pelat dengan penumpu balok didefinisikan sebagai pelat tipis yang terbuat dari beton bertulang dengan bidang yang tegak lurus pada bidang struktur tersebut. Ketebalan bidang pelat ini relatif kecil daripada bentang Panjang/lebar bidangnya pelat beton bertulang ini sangat kaku dan arahnya horizontal, sehingga pada bangunan gedung pelat berfungsi sebagai unsur pengaku dalam suatu struktur.

Pelat lantai adalah struktur yang pertama kali menerima beban, baik itu beban mati maupun beban hidup yang kemudian disalurkan ke sistem struktur rangka yang lain seperti balok dan kolom.



Gambar 3. 6 Sisten Pelat dan Balok (Fahmi, 2011)

(Sumber: oneightytwocivil.blogspot.com)

Ketebalan pelat lantai di sesuaikan dengan beberapa hal, diantaranya :

1. Beban yang akan ditumpu
2. Jarak antar balok penumpu
3. Bahan yang digunakan
4. Besar lendutan yang diijinkan.

Pekerjaan pelat lantai ini haruslah kokoh, kaku, mempunyai ketinggian yang sama dan nyaman di pijak. Pelat beton bertulang banyak digunakan pada bangunan sipil baik sebagai lantai bangunan maupun atap bangunan gedung. Pelat dengan penumpu balok memiliki dua jenis tipe pelat lantai yaitu pelat dengan satu arah dan pelat dua arah.

3.1 Pelat Satu Arah

Jika sistem pelat hanya ditumpu di kedua sisinya, maka pelat tersebut akan melentur atau mengalami lendutan dalam satu arah tegak lurus dari sisi tumpuan. Beban akan didistribusikan oleh pelat dalam satu arah saja yaitu ke arah tumpuan. Pelat jenis ini disebut juga dengan pelat satu arah.

3.2 Pelat Dua Arah

Pada sistem struktur ini pelat beton ditumpu oleh balok di keempat sisinya. Beban dari pelat ditransfer ke keempat balok penumpu yang selanjutnya mentransfer bebannya ke kolom.

3.3 SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)

Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) adalah suatu sistem struktur yang didesain dan diberi detailing yang cukup guna menahan gempa bumi. Untuk desain struktur beton bertulang dengan SRPMK sudah dimulai sejak tahun 1960 (Blume et al, 1961) dan pertama kali diwajibkan penggunaannya untuk wilayah yang memiliki resiko gempa tinggi dalam Uniform Building Code (ICBO 1973). Saat ini, SPRMK wajib digunakan untuk wilayah dengan resiko gempa tinggi (ketagori desain sesimik D, E dan F dalam SNI 1726-2012 atau ASCE-7). SPRMK dapat digunakan juga dalam kategori desain seismik A, B dan C, namun perlu diperhatikan jika tidak ekonomis.

Struktur SPRMK diharapkan memiliki tingkat daktilitas yang tinggi, yaitu mampu menerima mengalami siklus respon inelastis pada saat menerima beban gempa rencana. Pendetailan dalam ketentuan SRPMK adalah untuk memastikan bahwa respon inelastis dari strukur bersifat daktail. Prinsip ini terdiri dari tiga:

1. *Strong-Column/weak-beam* yang bekerja menyebar di sebagian besar lantai
2. Tidak terjadi kegagalan geser pada balok, kolom dan *joint*
3. Menyediakan detail yang memungkinkan perilaku daktail.

3.4 Konsep Perencanaan Struktur Bangunan Tahan gempa menurut SNI (1726:2012).

3.4.1 Gempa Bumi

Menurut (Howel dalam Mulyo, 2004) mendefinisikan bahwa gempa bumi adalah getaran atau serangkaian getaran dari kulit bumi yang bersifat tidak abadi dan kemudian menyebar ke segala arah. Jenis – Jenis Gempa Bumi berdasarkan Penyebab terjadinya, dibedakan menjadi tiga jenis, yaitu:

1. Gempa Vulkanik

Gempa bumi vulkanik adalah gempa bumi yang disebabkan oleh letusan gunung berapi. Contoh: gempa G. Bromo, gempa G. Una-Una, gempa G. Krakatau.

2. Gempa Tektonik

Gempa tektonik adalah gempa bumi yang terjadi karena pergeseran lapisan kulit bumi akibat lepasnya energi di zone penunjaman. Gempa bumi tektonik memiliki kekuatan yang cukup dahsyat. Contoh: gempa Aceh, Bengkulu, Pangandaran.

3. Gempa runtuh atau terban

Gempa runtuh atau terban adalah gempa bumi yang disebabkan oleh tanah longsor, gua-gua yang runtuh, dan sejenisnya. Tipe gempa seperti ini hanya berdampak kecil dan wilayahnya sempit.

3.4.2 Gempa Rencana

Gempa rencana didesain agar diharapkan bangunan masih tertopang walaupun di ambang batas keruntuhan sehingga, bisa memberikan waktu bagi orang yang berada pada sebuah bagian bangunan tersebut dapat menyelamatkan diri terlebih dahulu. Maka berdasarkan SNI 1726:2012, zona peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun.

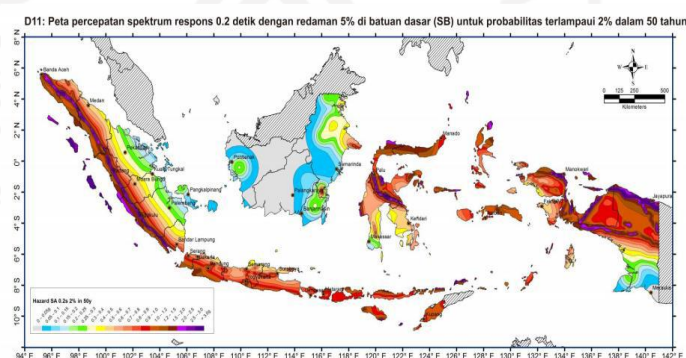
3.4.3 Arah Pembebanan Gempa

Gempa yang menimbulkan guncangan pada tanah, menyebabkan pengaruh beban tambahan daripada bangunan itu sendiri. Guncangan gempa yang banyak diketahui hanya bergerak searah horizontal (walaupun tetap memiliki komponen arah vertikal) sehingga gempa tidak dapat diprediksi kemana arah geraknya. Getaran tersebut dapat dirasakan ketika kita berada di sebuah bangunan dan kemudian terjadi getaran yang membuat kita harus menyelamatkan diri guna mengantisipasi runtuhnya sebuah bangunan.

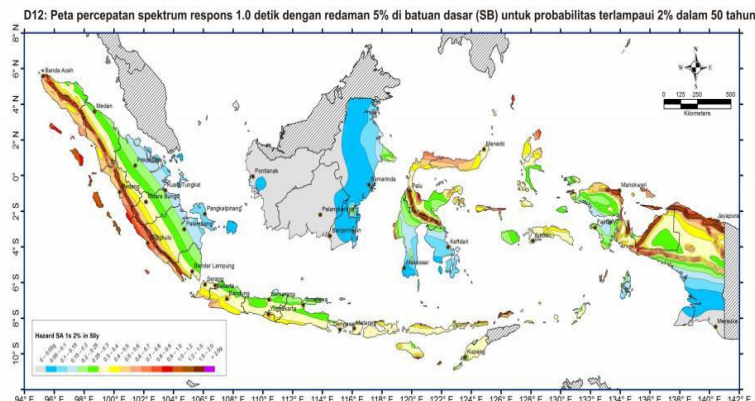
Maka dari itu, menurut (Budiono dan Suprianta 2011), dalam perencanaan struktur gedung, untuk arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberikan pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

3.4.4 Peta Zonasi Gempa Indonesia

Wilayah Indonesia ditetapkan berdasarkan tingkat resiko gempanya, yang ditentukan atas dasar besarnya percepatan puncak batuan dasar (*Peak Ground Acceleration*, PGA). Peta gempa Indonesia Terbaru dirilis tahun 2010 yang dikembangkan oleh Tim Revisi Peta Gempa Indonesia 2010. Peta ini merupakan revisi dari peta gempa sebelumnya (Tahun 2002).



**Gambar 3. 7 Peta Respon Spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar SB untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%).
Kementrian PU tahun 2017**



**Gambar 3. 8 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar SB untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (redaman 5%)
Kementerian PU tahun 2017**

3.4.5 Konsep Perencanaan Struktur Tahan gempa

Untuk konsep pada perencanaan struktur Tahan Gempa, maka diharapkan salah satunya bangunan bertingkat tinggi dapat diperhitungkan kemampuannya dalam menerima beban baik arah horizontal maupun vertikal, khususnya lagi beban gempa.

1. Untuk getaran gempa dengan skala ringan, maka struktur bangunan diharapkan tetap kuat dan getaran yang terjadi tidak mempengaruhi hambatan dari fungsi bangunan itu sendiri. Tidak ada bagian yang rusak baik itu struktural maupun non struktural
2. Pada saat adanya getaran medium, struktur diharapkan hanya rusak dibagian non struktural saja. Untuk bagian struktural, tidak boleh mengalami kerusakan.
3. Kemudian, untuk skala gempa di atas medium, maka bangunan diperbolehkan rusak baik secara *structural* maupun non *structural*. Namun, bangunan tidak boleh runtuh secara tiba – tiba sehingga dapat mengurangi korban jiwa.

Mengacu pada 3 *point* tersebut, maka perencanaan struktur harus diketahui *scenario* keruntuhannya sehingga dapat direncanakan untuk kekuatan maksimum yang akan bekerja.

3.4.6 Kerriteria Desain Perencanaan Sruktur Gedung Tahan Gempa Berdasarkan (SNI 1726: 2012).

Adapun Faktor Keutamaan struktur bangunan Gedung dan non bangunan Gedung seperti pada (tabel 3.2) yaitu pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e pada (tabel 3.3)

Tabel 3. 2 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ <i>mall</i> - Bangunan <i>industry</i> - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:	III

<ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik bisaa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>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.</p>	III
--	-----

Tabel 3. 3 Lanjutan Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, 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 <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p>	IV

Tabel 3. 4 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

3.4.7 Klasifikasi Situs Untuk Desain Seismik di Permukaan Tanah

Klasifikasi suatu situs ini agar memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Pada penentuan masing – masing karakteristik desain seismik pada suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 3.5, berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat, dengan minimal mengukur secara independen dua dari tiga parameter tanah yang tercantum dalam Tabel 3.5. Dalam hal ini, kelas situs dengan kondisi yang lebih buruk harus diberlakukan. Apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 m, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik yang memiliki sertifikat/ijin keahlian yang menyiapkan laporan penyelidikan tanah berdasarkan kondisi getekniknya. Penetapan kelas situs *SA* dan kelas situs *SB* tidak diperkenankan jika terdapat lebih dari 3 m lapisan tanah antara dasar telapak atau rakit fondasi dan permukaan batuan dasar.

Tabel 3. 5 Klasifikasi situs didasarkan atas korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.

Klasifikasi situs	\bar{v}_s (m/dt)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (Batuan Keras)	$v_s > 1500$	N/A	N/A
SB (Batuan)	$750 < \bar{v}_s < 1500$	N/A	N/A
SC (Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak)	$350 < \bar{v}_s \leq 750$	$N > 50$	$\bar{s}_u \geq 100$
SD (Tanah Sedang)	$175 < \bar{v}_s \leq 350$	$15 \leq N < 50$	$50 \leq \bar{s}_u < 100$
SE (Tanah Lunak)	$\bar{v}_s < 175$	$N < 15$	$\bar{s}_u < 50$

Tabel 3. 6 Lanjutan Klasifikasi situs didasarkan atas korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium berdasarkan SNI Gempa 1726:2012

Klasifikasi situs	v_s (m/dt)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	s_u (kPa)
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $> 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $s_u < 25$ kPa 		
SF (Lokasi tanah khusus, yang perlu dilakukan investigasi atau penyelidikan geoteknik spesifik dan analisis respon (<i>Site Specific Response Analysis</i>))	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti: <ul style="list-style-type: none"> - Sensitif dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik sangat dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) - Plastisitas lempung tinggi (ketebalan $H > 7.5$m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$m dengan $S_u < 50$ Kpa 		

3.4.8 Parameter Respon Spektra Gempa

Respon spektra adalah konsep pendekatan yang dipakai untuk keperluan perencanaan bangunan. Pemaknaan respons spektra adalah respons maksimum dari suatu sistem struktur *Single Degree of Freedom* (SDOF) baik percepatan (a), kecepatan (v), perpindahan (d) dengan struktur tersebut di bebani oleh gaya luar tertentu. Absis oleh respons *spectra* adalah periode alami sistem struktur dan ordinat dari respons spektra adalah respons maksimum. Kurva respons spektra akan memperlihatkan simpangan relatif maksimum (S_d) (Budionodan Supriatna, 2011, dalam Sidabutar, 2019).

Penentuan Respon Spektra Percepatan gempa diperlukannya untuk menentukan koefisien situs. Koefisien situs merupakan suatu *factor* amplifikasi *seismic* yang dipakai untuk menentukan respon *spectral* percepatan gempa pada permukaan tanah. Koefisien situs (F_a) merupakan *factor* amplifikasi getaran yang terkait percepatan pada getaran periode pendek. Sedangkan koefisien situs F_v merupakan *factor* amplifikasi terkait percepatan pada getaran periode 1 detik. Koefisien (F_a) dan (F_v) seperti pada tabel 3.7 dan 3.8.

Tabel 3. 7 Koefisien Situs, F_a berdasarkan SNI Gempa 1726:2012

Kelas situs	Parameter respons <i>spectral</i> MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Batuan (S_B)	1.0	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
Tanah Sedang (S_D)	1.6	0.8	0.8	0.8	0.8
Tanah Lunak (S_E)	2.5	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Khusus (S_F)	SS^b				

Tabel 3. 8 Koefisien Situs, F_v berdasarkan SNI Gempa 1726:2012

Klasifikasi <i>Site</i> (Sesuai Tabel 2.10)	Parameter respons <i>spectral</i> MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_I				
	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
Klasifikasi <i>Site</i> (Sesuai Tabel 2)					
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (S_D)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (S_E)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (S_F)	SS ^b				

Nilai (F_a) dan (F_v) selanjutnya digunakan untuk menghitung parameter respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan pada periode 1 detik (S_{M1}), yang ditentukan melalui persamaan 1 dan 2.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (1)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2)$$

Dimana:

S_s = Nilai spektra percepatan untuk periode pendek 0.2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012

S_1 = Nilai spektra percepatan untuk periode 1.0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012

F_a = Koefisien perioda pendek 0,2 detik

F_v = Koefisien perioda 1.0 detik

3.4.9 Kategori Desain Seismik

Semua jenis struktur harus ditentukan Kategori Desain Seismiknya (KDS). Kategori Desain Seismik dinyatakan dalam huruf A hingga F pula seperti halnya kelas situs. Struktur dengan resiko gempa paling kecil dikategorikan ke dalam KDS A, sedangkan struktur dengan tingkat risiko gempa yang tinggi dikategorikan ke dalam KDS F. Struktur yang memiliki kategori I, II dan III dengan nilai $S_1 \geq 0,75$ ditetapkan sebagai struktur dengan Kategori Desain Seismik E Struktur dengan Kategori Resiko IV dan $S_1 \geq 0,75$ ditetapkan sebagai struktur dengan Kategori Desain Seismik F. Semua struktur lainnya ditetapkan KDS – nya berdasarkan Kategori Risiko serta parameter respons *spectral* percepatan desain, SDS dan SD1. Tabel 3.9 dan 3.10 menunjukkan Kategori Desain Seismik berdasarkan nilai SDS dan SD1. Untuk struktur yang masuk ke dalam dua KDS, maka KDS – nya harus ditentukan berdasarkan KDS yang lebih tinggi.

Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Periode Pendek (SDS) (SNI Gempa 1726:2012)

Kategori Resiko	SDs			
	$SDS < 0,167$	$0,167 \leq SDS < 0,33$	$0,33 \leq SDS < 0,50$	$0,5 \leq SDS$
I	A	B	C	D
II	A	B	C	D
III	A	B	C	D
IV	A	C	D	D

Tabel 3. 10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Periode 1 detik (SD1) (SNI Gempa 1726:2012)

Kategori Resiko	SD1			
	$SDS < 0,067$	$0,067 \leq SD1 < 0,133$	$0,133 \leq SD1 < 0,20$	$0,2 \leq SD1$
I	A	B	C	D
II	A	B	C	D
III	A	B	C	D
IV	A	C	D	D

3.4.10 Spektrum Respon Desain

Spektrum Respon Desain dapat dibentuk setelah nilai dari S_{DS} dan S_{D1} dihitung. Kurva spektrum desain dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 3.8 serta mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk $T \leq T_0$, spektrum respon percepatan desain. S_a , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3)$$

Dengan:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (4)$$

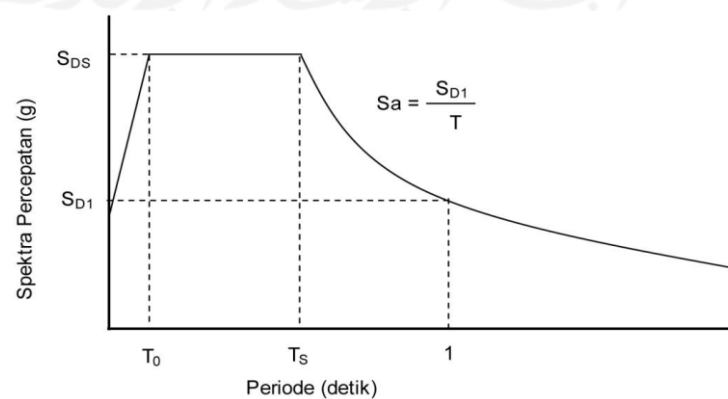
T = Waktu getar alami struktur, dinyatakan dalam detik

2. Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$, spektrum respon percepatan dengan S_a sama dengan S_{DS} dengan:

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (5)$$

3. Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (6)$$



Gambar 3. 9 Spektrum Respon Desain

3.4.11 Struktur Penahan Gaya Gempa

Untuk sistem penahan gaya gempa dan vertikal sebagaimana ditetapkan dalam SNI 1726:2012 terdapat pada pasal 7.2 bahwa pembagian setiap tipe berdasarkan pada elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya gempa lateral. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan Batasan sistem struktur dan Batasan ketinggian struktur harus sesuai dengan yang ditetapkan, serta mengacu pada beberapa parameter yaitu, koefisien modifikasi respon (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), Koefisien amplikasi defleksi C_d .

Tabel 3. 11 Faktor Koefisien Modifikasi Respon (R), Kuat Lebih Sistem (Ω_0), Amplikasi Defleksi (C_d) Untuk Struktur *Flat Slab*.

No	Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R_a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_{0g}	Faktor pembesaran defleksi, C_{db}	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m) ^c				
					Kategori Desain Seismik				
					B	C	Dd	Ed	Fe
B	Sistem Rangka Bangunan								
4	Dinding Geser Beton Bertulang Khusus	6	2,5	5	TB	TB	48	48	30

Tabel 3. 12 Faktor Koefisien Modifikasi Respon (R), Kuat Lebih Sistem (Ω_0), Amplikasi Defleksi (Cd) Untuk Struktur Konvensional.

No	Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R_a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_{0g}	Faktor pembesaran defleksi, C_{db}	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m) ^c				
					Kategori Desain Seismik				
					B	C	Dd	Ed	Fe
D	Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
3	Dinding Geser Beton Bertulang Khusus	7	2,5	5,5	TB	TB	TB	TB	TB

Untuk permodelan yang menggunakan *Flat Slab*, bahwa sistem *Flat Slab* tersebut tidak diperuntukkan untuk menahan gaya gempa lateral namun yang dianggap dapat menahan gaya gempa adalah dinding geser (*shear wall*) sehingga digunakan sistem penahan gaya seismik berupa dinding geser beton bertulang khusus. Namun, untuk sistem pelat dengan penumpu balok (konvensional) dianggap tetap mampu menahan gaya seismik dengan dengan dinding geser sebesar 25 % terlibat dalam menahan gaya seismik maka digunakan sistem penahan gaya seismik sistem ganda berupa dinding geser beton bertulang khusus.

3.4.12 Geser Seismik Dasar

Pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.1 untuk penentuan gaya geser dasar sesimik (V) harus sesuai dengan persyaratan berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (7)$$

Keterangan:

C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

Kemudian diuraikan lagi pada pasal 7.8.1.1 tentang perhitungan respons seismik

Koefisien Respon Seismik C_s ditentukan dengan persamaan 8.

$$C_s = \frac{SD_s}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (8)$$

Keterangan:

SD_s = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R = Faktor modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa yang ditentukan

Setelah nilai C_s pada persamaan 8 dihitung, tidak perlu melebihi dari persamaan 9.

$$C_s = \frac{SD_1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (9)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 \text{ SDS} \cdot I_e \geq 0,01 \quad (10)$$

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari $0,6g$, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (11)$$

Keterangan:

Dimana I_e dan R adalah:

SDI = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda sebesar 1,0 detik.

T = perioda fundamental struktur (detik)

SI = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan.

3.4.13 Periode Fundamental

Periode merupakan besarnya waktu yang dibutuhkan guna mencapai satu getaran. Periode alami pada struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Sedangkan resonansi struktur merupakan keadaan yang dimana frekuensi dialami pada struktur sama dengan frekuensi pada beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur.

Pada struktur SNI 1726:2012 di pasal 5.6, periode struktur fundamental (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan *property* struktur dan karakteristik deformasi penahan dalam analisis yang teruji. Memiliki batas minimum dan maksimum sesuai pada persamaan (12) dan (13).

Periode fundamental pendekatan minimum (T_a minimum)

$$1. T_a \text{ minimum} = C_t \cdot h_n^x \quad (12)$$

dimana:

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

H_n = Ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

C_t = Ditentukan dari tabel 3.12

x = Ditentukan dari tabel 3.12

2. Periode fundamental pendekatan maksimum (T_a maksimum)

$$T_a \text{ minimum} = C_u \cdot T_a \text{ minimum} \quad (13)$$

Dimana:

T_a maksimum = Nilai batas atas periode bangunan

C_u = Ditentukan dari tabel 3.13

Tabel 3. 13 Nilai parameter periode pendekatan C_t , dan x berdasarkan SNI Gempa 1726:2012

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

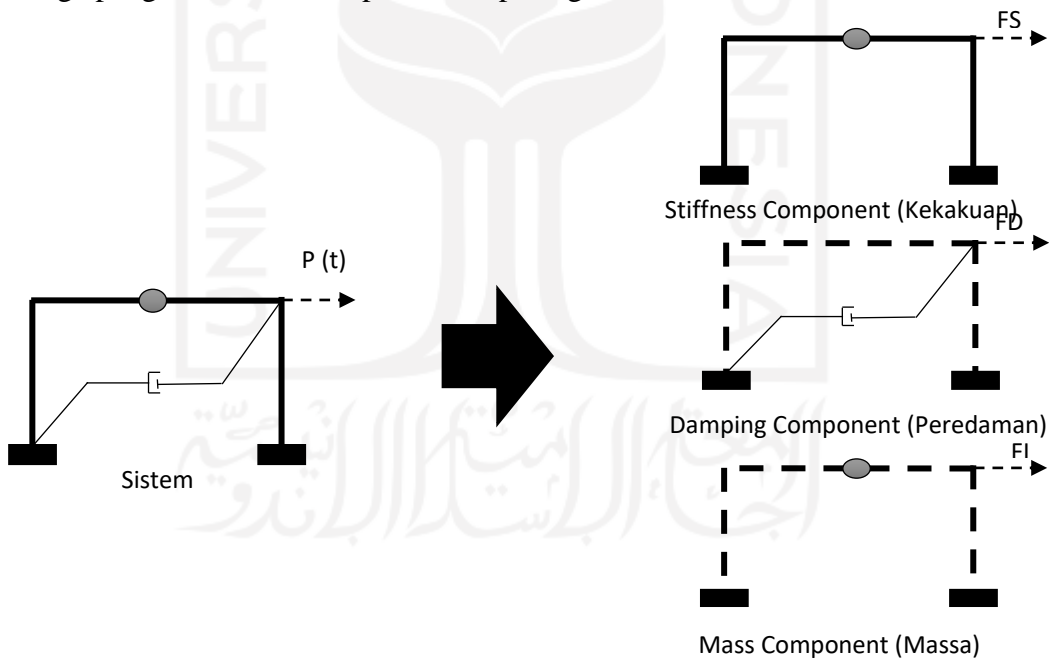
Tabel 3. 14 Nilai parameter periode pendekatan C_t , dan x berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.

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

3.4.14 Kekakuan (Stiffness)

Kekakuan struktur adalah respon struktur yang ditimbulkan akibat adanya gaya lateral yang terjadi sehingga menimbulkan adanya suatu simpangan struktur. Pada dasarnya, kekakuan struktur dipengaruhi oleh akibat dari gaya luar yang terjadi pada suatu sistem struktur. Gaya luar yang terjadi akan mengakibatkan besarnya respon pada sebuah struktur dengan melihat pada jenis dari sistem struktur itu sendiri. Pada penelitian yang dilakukan menggunakan dua model sistem struktur yaitu model 1 dengan menggunakan *flat slab* dan model 2 dengan menggunakan konvensional (pelat dengan penumpu balok).

Terdapat juga konsep MDOF (Multi Degree Of Freedom) yang menyatakan dalam pertimbangan menentukan permodelan MDOF juga ditinjau dari tiga hal yaitu pengaruh massa, pengaruh kekakuan dan pengaruh redaman. Hubungan dari ketiga pengaruh tersebut dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 3. 10 Hubungan Komponen Kekakuan, Peredam dan Massa

$$FS + FD + FI = P(t)$$

Maka dari itu, disediakan metode untuk menentukan kekakuan struktur dengan salah satunya adalah metode matriks kekakuan global 3 dimensi $[K_g^{(e)}]$ seperti pada matriks berikut.

Matriks Kekakuan Global Struktur portal 3 Dimensi $[K_g^{(e)}]_{12 \times 12} = [T^{(e)}]^T [k_l^{(e)}]_{12 \times 12} [T]_{12 \times 12}$

$$[K_l^{(e)}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI}{L^2} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GI}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GI}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI}{L^2} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI}{L^2} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GI}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GI}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{4EI}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Dari matriks di atas, tingkat kekakuan antara kedua jenis portal tersebut juga dipengaruhi oleh besarnya modulus elastisitas (E), inersia (I), luas penampang (A) dan Panjang bentangan (L). Dari empat tinjauan tersebut akan memiliki perbedaan nilai seperti luas penampang (A) dan Inersia (I). Pada aplikasi SAP 2000 juga digunakan metode matriks dalam menjalankan geometri analisis perhitungan pada suatu struktur.



3.4.15 Simpangan Antar Lantai

Gaya gempa lateral akan menghasilkan simpangan struktur dalam arah lateral. Dalam proses perencanaan struktur, maka simpangan lateral antar lantai tingkat (*Story drift*) harus selalu diperiksa untuk menjamin stabilitas struktur, mencegah kerusakan elemen – elemen nonstruktural, serta untuk menjamin kenyamanan penggunaan bangunan. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Defleksi pusat massa di tingkat x (δx) harus dihitung sesuai persamaan berikut:

$$\delta x = \frac{C_d x \delta x_e}{I_e} \quad (15)$$

Dengan:

C_d = faktor pembesaran defleksi

δx = defleksi pada lokasi lantai yang ditinjau yang diakibatkan gaya gempa lateral

I_e = faktor keutamaan struktur

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δa) seperti ditentukan dalam tabel 3.14

Tabel 3. 15 Simpangan antar lantai izin Δa

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

Catatan: h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x

3.4.16 Periode Getar Alami

Periode getar atau periode getaran alami (T_n) pada sistem MDOF (*Multi Degree Of Freedom*) didefinisikan sebagai waktu yang diperlukan untuk satu siklus dari gerak harmonis sederhana dalam satu pola natural. Hubungan terhadap frekuensi sudut dari getaran adalah ω_n dan frekuensi natural adalah f_n .

Mencari periode getar alami dapat ditentukan melalui,

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (16)$$

Kemudian mencari frekuensi natural sudut,

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (17)$$

Diketahui untuk mencari frekuensi natural sudut, terdapat prinsip kekakuan dan massa dari sebuah struktur. Kemudian kekakuan pada struktur, digunakan prinsip matriks portal (3 dimensi) dan massa dengan menggunakan persamaan,

$$m = \frac{w}{g} \quad (18)$$

Dan untuk mendapatkan frekuensi natural,

$$f_n = \frac{1}{T_n} \quad (19)$$

Dengan:

T_n = Periode getar alami (s)

ω_n = Frekuensi natural sudut (rad/s)

f_n = Frekuensi natural (sps)

m = Massa (KN.s²/m / N. s²/m / kg. s²/cm)

w = Berat struktur (Kg / KN / N)

k = Kekakuan (Kg/cm / KN/m / N/mm)

Periode getar alami belum bisa didapatkan jika struktur belum selesai dirancang karena massa dan kekakuan belum ada. Tetapi, pada dasarnya *seismic design* juga tidak bisa dilakukan tanpa adanya periode getar struktur dan periode getar struktur juga tidak bisa didapatkan jika *seismic design* belum dilakukan. Sehingga dapat dilakukan sebuah pendekatan melalui suatu formula pendekatan sebagaimana sudah dipaparkan sebelumnya dalam mencari periode fundamental agar proses desain dapat dimulai. Formula pendekatan tersebut pada dasarnya akan menghasilkan periode getar lebih pendek dari pada periode getar alami, yang dimana bermaksud bahwa jika periode getar awal (yang ditentukan) tidak direvisi, maka perancangan struktur akan tetap aman (konservatif), dimana periode getar struktur yang kecil akan menghasilkan *base shear* yang lebih besar yang digunakan dalam desain (Ghosh dan Fanella, 2003). Sehingga yang mempengaruhi dalam menentukan periode getar alami adalah massa dan kekakuan dari sebuah struktur.

3.4.17 Base Shear (Geser Dasar) pada struktur gedung

Gaya geser dasar merupakan pengganti atau bisa dikatakan sebagai penyederhanaan dari getaran gempa bumi yang bekerja pada dasar bangunan dan selanjutnya digunakan sebagai gaya gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung. Pada prinsipnya, gaya geser dasar akan terdistribusi secara vertikal sepanjang struktur sebagai gaya horizontal tingkat yang bekerja pada masing – masing tingkat bangunan. Dengan menjumlahkan gaya horizontal pada tingkat – tingkat yang ditinjau kemudian dapat diketahui gaya geser tingkat yaitu gaya geser yang terjadi pada dasar tingkat yang ditinjau. Sehingga pada gaya yang terjadi pada tingkat – tingkat tersebut maka akan mengakibatkan terjadinya perpindahan dan simpangan pada tingkat – tingkat tersebut.

BAB IV METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Metode penelitian merupakan suatu proses yang dilakukan untuk mendapatkan suatu pemecahan masalah yang akan diuji kebenarannya ataupun yang akan dicari jawabannya. Pada penelitian tugas akhir ini metode yang digunakan adalah metode analisis perbandingan, yakni membandingkan dua sistem struktur setelah diketahui efek dari masing – masing sistem strukturnya. Penelitian akan dibantu dengan menggunakan permodelan struktur aplikasi SAP 2000 versi 20.

Standar atau acuan yang digunakan pada penelitian mengacu pada Standar Nasional Indonesia (SNI) dan berbagai sumber buku yang dijadikan referensi secara teoritis.

4.2 Subjek dan Objek Penelitian

Pada penelitian ini, ditentukan subjek dan objek yang akan dibahas agar bisa mendapat tujuan akhir yang diinginkan pada penelitian yang dimaksud. Adapun subjek penelitian ini adalah proyek gedung Jogja Apartel yang berlokasi di Jalan Lowanu Nomor.54, Sorosutan, Umbulharjo, Yogyakarta. Sedangkan Objek penelitian adalah melakukan analisis perbandingan kekakuan struktur setelah diketahui efek dari masing – masing sistem strukturnya.

4.3 Data Yang Digunakan

Terdapat beberapa data yang digunakan dalam melakukan penelitian ini seperti Gambar struktur, Mutu bahan, dan kondisi tanah

1. Gambar Struktur

Berupa gambar denah struktur yang berisi detail – detail rangka struktural yang berada pada Gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada lampiran.

2. Mutu Bahan

Mutu bahan yang dari material yang digunakan pada Gedung Jogja Apartel. Baik itu dari beton dan mutu baja tulangan.

a. Beton

$f'c = 26$ MPa untuk Pelat dan balok

$f'c = 39$ MPa untuk kolom

b. Baja Tulangan

Tulangan polos BJTP 24, $Fy = 240$ MPa

Tulangan ulir BJTD 40, $Fy = 400$ MPa

3. Kondisi Tanah

Kondisi tanah pada lokasi penelitian adalah tanah sedang (didukung dengan data laporan penyelidikan tanah)

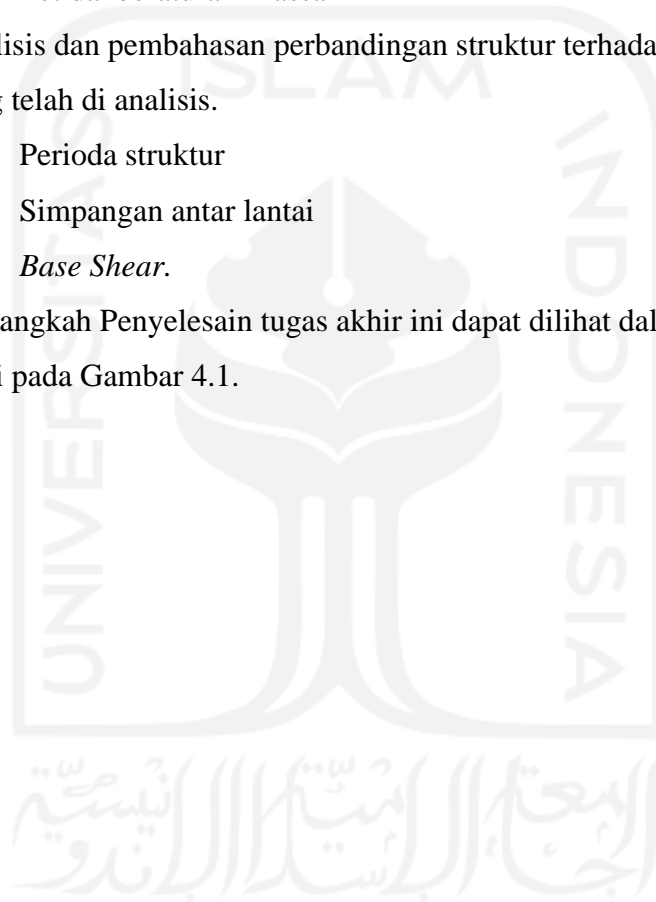
4.4 Tahapan Penelitian

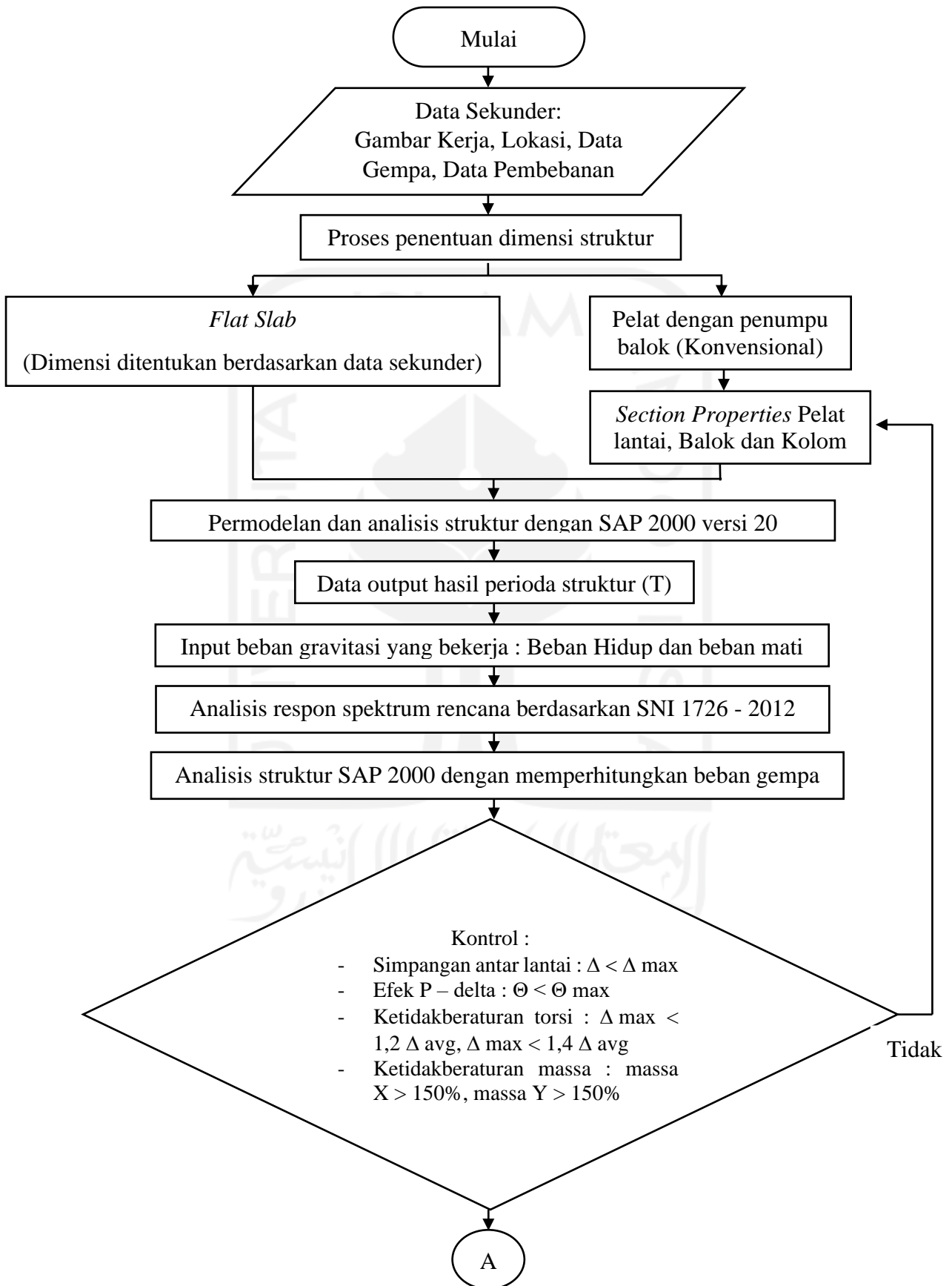
Adapun tahapan penelitian yang digunakan dalam menyelesaikan penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

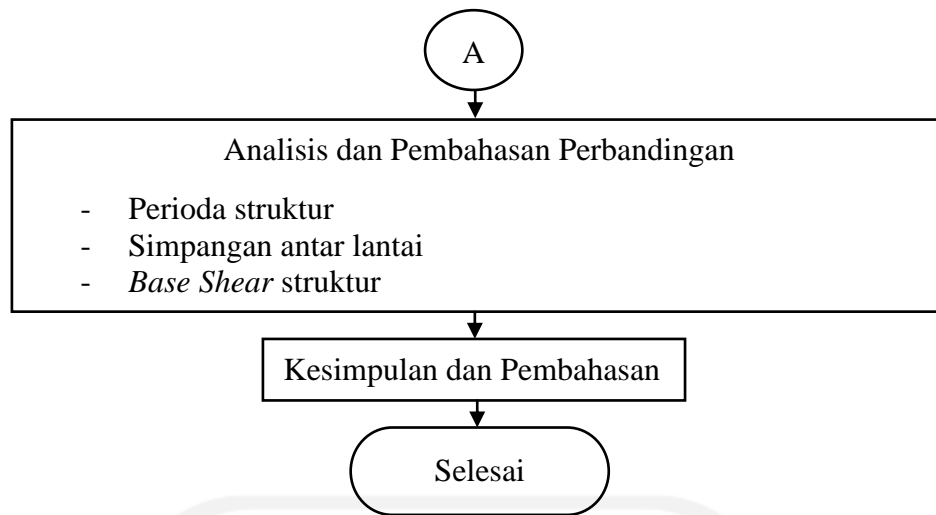
1. Pengumpulan data – data yang diperlukan seperti gambar struktural dan laporan hasil penyelidikan tanah.
2. Penentuan dimensi yang akan dipakai pada struktur. Untuk *Flat slab* dimensi sudah ditentukan berdasarkan data sekunder sedangkan Pelat konvensional belum ditentukan sehingga ditentukan melalui *Section properties* terlebih dahulu.
3. Melakukan permodelan di SAP 2000 versi 20 dengan menentukan jenis material, dimensi struktur dan *grid*.
4. Mencari output perioda alami (T) pada struktur untuk menentukan perioda fundamental .
5. Input beban gravitasi yang akan bekerja pada struktur yang terdiri dari beban hidup dan beban mati..
6. Melakukan analisis respon spektrum dengan data sesuai pada lokasi gempa pada web *Puskim.co.id*.

7. Melakukan analisis struktur lanjutan dengan memperhitungkan beban gempa.
8. Kontrol desain struktur sesuai dengan peraturan SNI 1726 – 2012
 - a. Simpang antar lantai
 - b. Efek P- delta
 - c. Ketidakberaturan Torsi
 - d. Ketidakberaturan Massa
9. Analisis dan pembahasan perbandingan struktur terhadap dua model desain yang telah di analisis.
 - a. Periode struktur
 - b. Simpangan antar lantai
 - c. *Base Shear*.

Langkah – langkah Penyelesaian tugas akhir ini dapat dilihat dalam bentuk flow chart seperti pada Gambar 4.1.







Gambar 4.1 *Flow Chart* penelitian

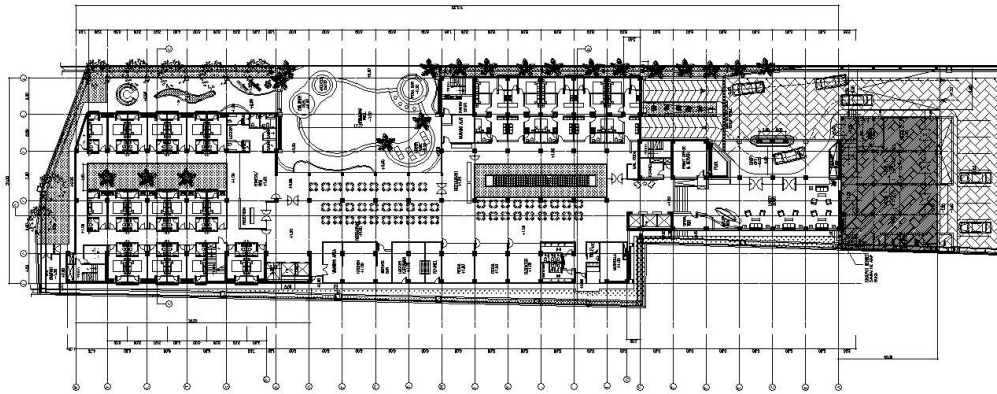


BAB V

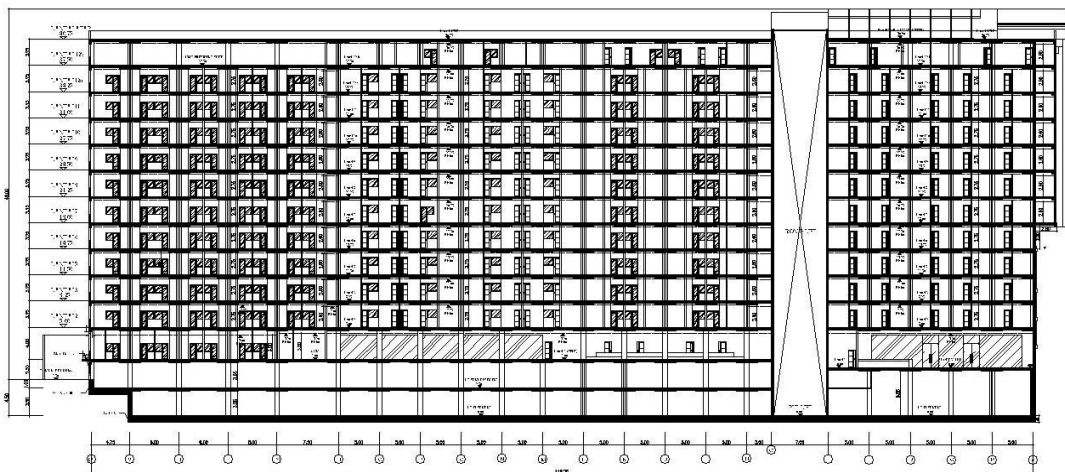
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Permodelan Struktur

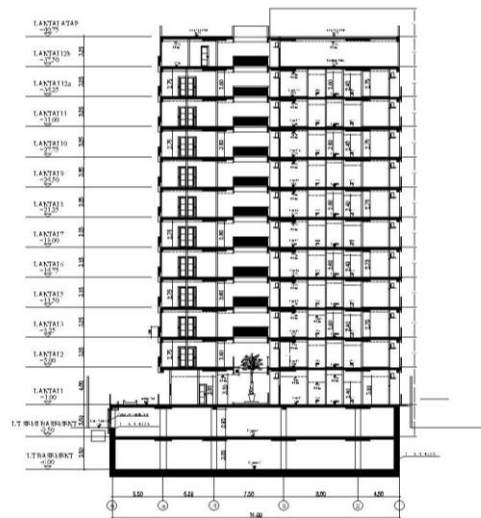
Permodelan struktur dilakukan secara 3 dimensi dengan menggunakan aplikasi SAP 2000 versi 20. Berikut tampilan dari denah lantai 1 dan potongan bangunan.



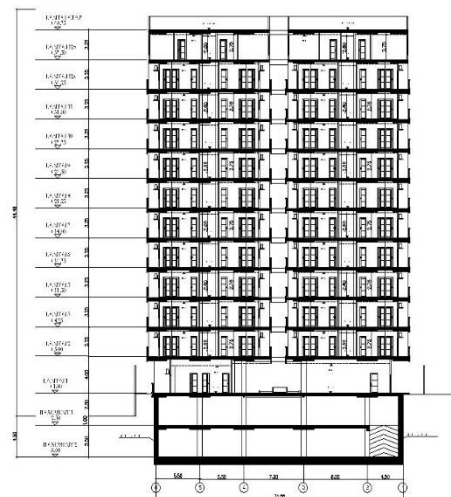
Gambar 5.1 Denah Gedung Jogja Apartel



Gambar 5.2 Potongan memanjang Gedung Jogja Apartel



Gambar 5.3 Potongan melintang Gedung Jogja Apartel



Gambar 5.4 Potongan melintang Gedung Jogja Apartel

5.2 Pembebanan

Pada perencanaan pembebanan untuk struktur yang dianalisis mengacu pada Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung SNI 1727 – 2013. Pembebanan terdiri dari beban mati dan beban hidup yang diterima oleh bangunan tergantung dari fungsi gedung yang akan dianalisis.

1. Beban mati (*Dead Load*)

Beban mati merupakan beban – beban yang bekerja pada suatu struktur gedung searah vertikal mengikuti arah gravitasi dan mempunyai karakteristik bangunan, misalnya penutup lantai (keramik), partisi dan lain – lain. Masing – masing beban memiliki berat satuan material yang dapat ditentukan melalui Beban Minimum untuk Perencanaan bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013).

a. Pelat Lantai Ruang

Pasir	$= 0,05 \text{ m} \times 1600 \text{ kg/m}^3$	$= 80 \text{ kg/m}^2$
Spesi	$= 0,05 \text{ m} \times 1700 \text{ kg/m}^3$	$= 85 \text{ kg/m}^2$
Keramik	$= 0,0216 \text{ m} \times 2691 \text{ kg/m}^3$	$= 58,126 \text{ kg/m}^2$
Mekanikal/elektrikal	$= 40 \text{ kg/m}^2$	$= 40 \text{ kg/m}^2$
Plafond	$= 0,99 \text{ kg/m}^2$	$= 0,99 \text{ kg/m}^2 +$
		$Q_d = 205,99 \text{ kg/m}^2$
		$Q_d = 2,02 \text{ KN/m}^2$

b. Pelat Lantai Atap (*finishing* lantai atap)

Spesi	$= 0,05 \text{ m} \times 1700 \text{ kg/m}^3$	$= 85 \text{ kg/m}^2$
Plafond	$= 0,99 \text{ kg/m}^2$	$= 0,99 \text{ kg/m}^2$
Mekanikal/elektrikal	$= 40 \text{ kg/m}^2$	$= 40 \text{ kg/m}^2 +$
		$Q_d = 125,99 \text{ kg/m}^2$
		$Q_d = 1,236 \text{ KN/m}^2$

c. Pelat tangga

Untuk beban dinding digunakan pasangan bata ringan dengan

Spesi	$= 0,05 \text{ m} \times 1700 \text{ kg/m}^3$	$= 85 \text{ kg/m}^2$
Keramik	$= 0,0216 \text{ m} \times 2691 \text{ kg/m}^3$	$= 58,126 \text{ kg/m}^2$
Anak tangga	$= 0,228 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$	$= 547,2 \text{ kg/m}^2 +$
		$Q_d = 690,33 \text{ kg/m}^2$
		$Q_d = 6,772 \text{ KN/m}^2$

d. Bordes tangga

Untuk beban dinding digunakan pasangan bata ringan dengan

$$\text{Spesi} = 0,05 \text{ m} \times 1700 \text{ kg/m}^3 = 85 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Keramik} = 0,0216 \text{ m} \times 2691 \text{ kg/m}^3 = 58,126 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_d = \underline{143,13 \text{ kg/m}^2} +$$

$$Q_d = 1,404 \text{ KN/m}^2$$

e. Beban dinding

Untuk beban dinding digunakan pasangan bata ringan dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\text{Tinggi tembok} = \text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok}$$

$$= 3,25 \text{ m} - 0,4 \text{ m}$$

$$= 2,85 \text{ m}$$

$$Q \text{ total} = \text{Berat jenis hebel} \times \text{tinggi tembok} \times \text{lebar dinding}$$

$$= 650 \text{ kg/m}^3 \times 2,85 \text{ m} \times 0,2 \text{ m}$$

$$= 370,5 \text{ kg/m}^2$$

$$Q \text{ total} = 3,63 \text{ KN/m}^2$$

2. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup ditentukan berdasarkan fungsi dari bangunan yang akan di analisis. Untuk permodelan 1 fungsi gedung sebagai apartment sebagaimana sudah tercantum dalam SNI 1727 – 2013.

a. Beban hidup lantai

$$Q \text{ live} = 195,718 \text{ kg/m}^2$$

$$= 1,92 \text{ KN/m}^2$$

b. Beban hidup atap

$$Q \text{ live} = 97,859 \text{ kg/m}^2$$

$$= 0,96 \text{ KN/m}^2$$

c. Beban hidup tangga dan bordes

$$\begin{aligned} Q \text{ live} &= 300 \text{ kg/m}^2 \\ &= 2,943 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

5.3 Model 1

Permodelan pertama dilakukan dengan sisten *Flat Slab* yang terdiri dari balok, kolom, *Shear Wall*, pelat lantai dan *Drop Panel* yang berada di atas bagian kolom.

Adapun data teknis dari permodelan 1 sebagai berikut:

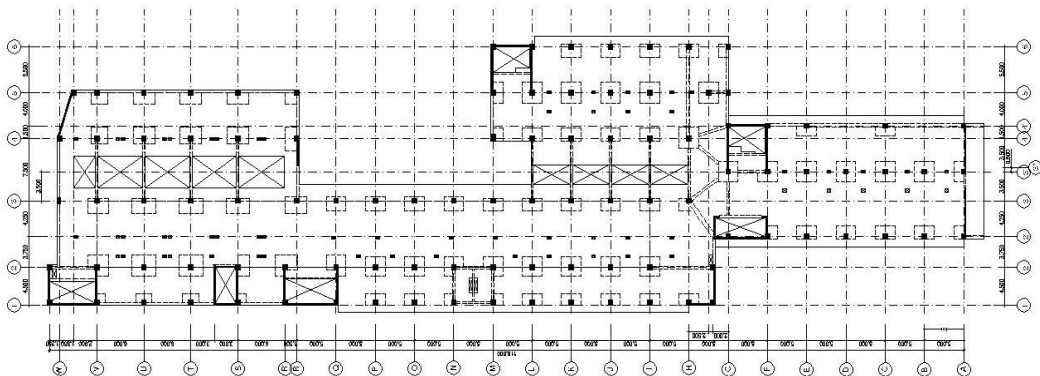
1. Fungsi bangunan : Gedung Apartment
2. Lokasi : Jalan Lowanu, Taman Siswa
3. Kategori resiko bangunan : II
4. Kategori desain seismik : D
5. Klasifikasi situs : Tanah sedang (SD)
6. Sistem struktur : Struktur rangka pemikul momen khusus (SRPMK)
7. Kuat tekan : $f'c = 26 \text{ Mpa}$ untuk pelat dan *Drop Panel*
 $f'c = 39$ untuk kolom.
8. Baja tulangan : BJTP 24 dengan $Fy = 240 \text{ Mpa}$
BJTD 40 dengan $Fy = 400 \text{ Mpa}$
9. Tipe struktur : Model 1 didesain dengan menggunakan struktur sistem *Flat Slab*.
10. Dimensi :

Tabel 5.1 Dimensi Pelat Lantai, Drop Panel, Balok dan Kolom

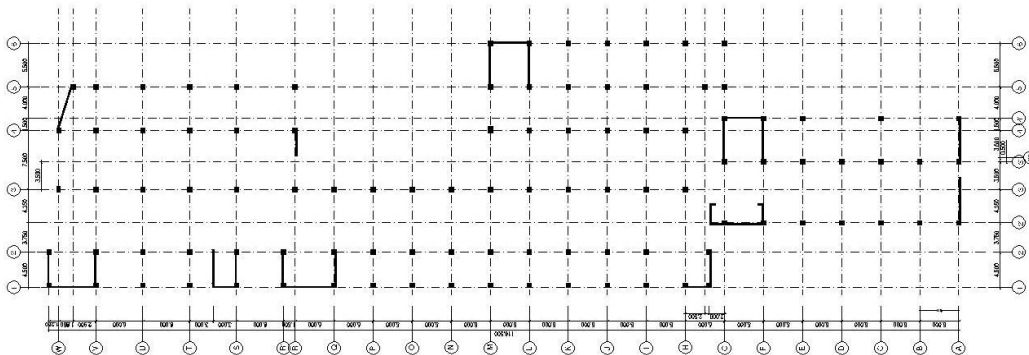
Dimensi	B	H	Kedalaman	Diameter	Tebal
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
Pelat Lantai	-	-	-	-	25
<i>Shear Wall</i>	-	-	-	-	30
Drop Panel	-	-	-	-	40
Balok	50	55	-	-	-

	37	50			
	30	50			
	35	50			
	20	40			
	15	40			
Kolom	60	70			
	60	60			
	90	40	-	-	-
	40	40			
	60	80			

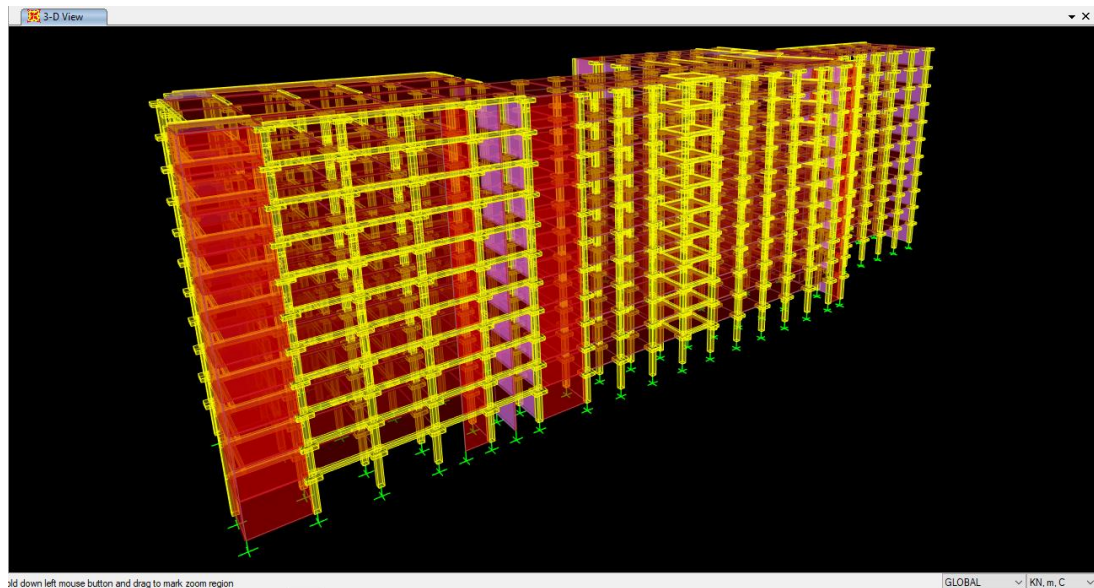
11. Gambar denah dan permodelan struktur :



Gambar 5. 5 Denah Struktur *Flat Slab*



Gambar 5. 6 Denah Posisi *Shear Wall Flat Slab*



Gambar 5. 7 Tampak 3D Analisis Struktur SAP 2000

5.3.1 Tebal pelat lantai *Flat Slab* dan *Drop Panel*

Tebal pelat lantai pada permodelan 1 mengikuti tebal rencana yang sudah ditentukan pada rencana bangunan sedangkan disekitar pertemuan kolom dan pelat lantai, terdapat penebalan pelat yang disebut *Drop Panel*.

Dimensi pelat lantai *Flat Slab* dan *Drop Panel*

Pelat lantai (t) = 25 cm

Drop Panel (t) = 40 cm

5.3.2 Analisis Beban Gempa

Beban gempa digunakan untuk memperkirakan ketahanan bangunan terhadap pengaruh yang disebabkan oleh adanya gerakan tanah akibat gempa itu sendiri dan perhitungan beban gempa, akan mengacu pada SNI 1726 – 2012.

1. Berat Total Bangunan

Tingkat beban gempa yang terjadi sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan itu sendiri, sehingga perlu diketahui terlebih dahulu berat dari bangunan dari masing – masing lantainya. Pada analisis yang akan dilakukan dalam mendapatkan berat bangunan dilakukan dengan menggunakan aplikasi SAP 2000. Hasil output berat bangunan tiap lantai dapat dilihat di tabel 5.2.

Tabel 5.2 Berat Bangunan

Lantai	H (m)	W Total (KN)
11	36,5	251149,319
10	33,25	
9	30	
8	26,75	
7	23,5	
6	20,25	
5	17	
4	13,75	
3	10,5	
2	7,25	
1	4	

Keterangan:

H = Tinggi komulatif tiap lantai (m)

Wt = Berat bangunan total (KN)

2. Beban Gempa

Diketahui bangunan yang dianalisis memiliki 11 dengan ketinggian total mencapai 36,5 m. Bangunan menggunakan sistem *Flat Slab* dengan menggunakan Drop Panel sebagai pengganti balok. Sedangkan analisis gempa menggunakan metode statik ekuivalen.

a. Parameter Percepatan Gempa

- 1) Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek 0,2 detik (S_s) dan Percepatan Batuan dasar Pada Periode 1 detik (S_1).

Diketahui gedung yang akan dianalisis terdapat di daerah dengan tingkat gempa tinggi dengan nilai P_ga (Peak Ground Acceleration) $S_s = 1,313$ g dan $S_1 = 0,474$ g nilai didapat dari (Puskim.pu.go.id)

- 2) Koefisien Resiko Terpetakan

$$\text{Pada periode 0,2 detik, } C_{rs} = 0,914$$

$$\text{Pada periode 1 detik, } C_{r1} = 0$$

- 3) Koefisien situs (*site coefficient*)

$$\text{Faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik, } F_a = 1$$

$$\text{Faktor amplifikasi seismik pada periode 1 detik, } F_v = 1,327$$

- 4) Parameter Respon Spektrum

Percepatan pada periode 0,2 detik (S_{MS})

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$= 1 \cdot 1,313 = 1,313 \text{ g}$$

Percepatan pada periode 1 detik (S_{M1})

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

$$= 1,327 \cdot 0,474 = 0,723 \text{ g}$$

b. Parameter Percepatan Spektral Desain

- 1) Percepatan Spektral desain untuk periode 0,2 detik (S_{DS})

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot 1,313$$

$$= 0,875 \text{ g}$$

2) Percepatan Spektral desain untuk perioda 1 detik (S_{D1})

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1}$$

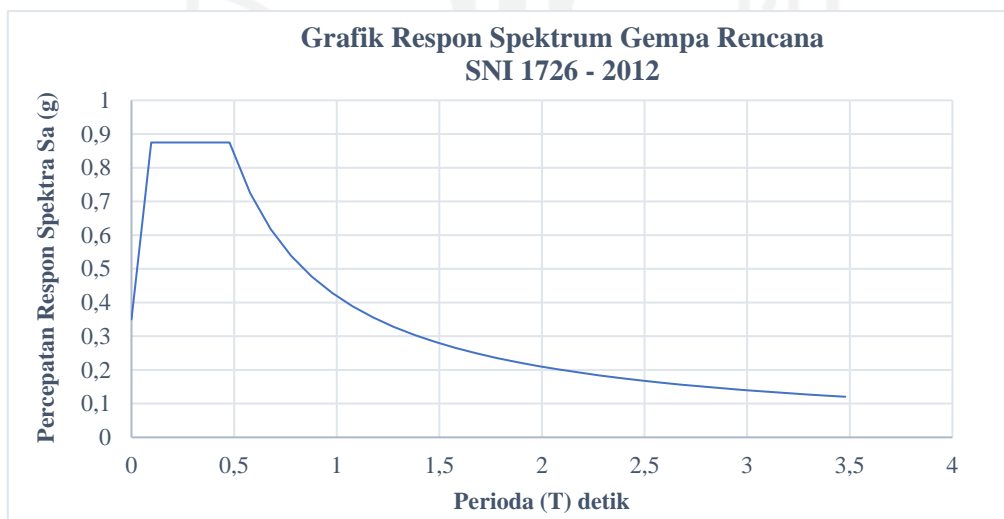
$$\begin{aligned} S_{D1} &= \frac{2}{3} \cdot 0,723 \\ &= 0,482 \text{ g} \end{aligned}$$

3) Spektrum Respon Desain

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \cdot \frac{SD1}{SDS} \\ &= 0,2 \cdot \frac{0,482}{0,875} \\ &= 0,11 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{SD1}{SDS} \\ &= \frac{0,482}{0,875} \\ &= 0,551 \end{aligned}$$

Kemudian didapatkan grafik respon spektrum menurut SNI 1726 – 2012 seperti ditunjukkan pada Gambar 5.8



Gambar 5. 8 Grafik Respon Spektrum SNI 1726 – 2012

c. Menentukan Perioda Fundamental Pendekatan

$$\begin{aligned}
 1) \quad T_a &= C_t \cdot h_n^x \\
 &= 0,0466 \times 36,5^{0,9} \\
 &= 1,187 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Keterangan:

h_n : Ketinggian struktur (m)

C_t dan x : Koefisien didapat dari tabel 15 SNI 1726 - 2012

2) Spektrum Respon Percepatan Desain

Ditentukan dengan mengambil nilai perioda alami pada struktur gedung, kemudian dibandingkan dengan mengikuti persyaratan seperti dibawah ini.

$$T_a < T_c < C_u \cdot T_a \quad \text{maka, } T = T_c$$

$$T_c > C_u \cdot T_a \quad \text{maka, } T = C_u \cdot T_a$$

$$T_c < T_a \quad \text{maka, } T = T_a$$

Perioda alami struktur (T_c) didapat dari SAP 2000 adalah,

$$T_c = 1,0888 \text{ detik}$$

Dengan nilai hitung,

$$T_a = 1,187 \text{ detik}$$

$$C_u \cdot T_a = 1,4 \cdot 1,187 = 1,6617 \text{ detik}$$

Sehingga, berdasarkan persyaratan persyaratan didapat nilai

$$T_{\max} \text{ atau } T_{\text{pakai}} = 1,187 \text{ detik}$$

d. Menghitung Koefisien Respon Seismik

1) Tingkat daktilitas struktur, $R = 8$

2) Faktor keutamaan struktur, $I = 1$

3) Nilai C_s dicari dengan nilai,

$$C_s = \frac{SD_s}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_s = \frac{0,875}{\left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$= 0,146$$

4) Nilai Cs Tidak perlu melebihi,

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_s \text{ cara 2} = \frac{0,482}{1,187 \left(\frac{6}{1}\right)}$$

$$= 0,067$$

5) Nilai Cs tidak kurang dari,

$$C_s = 0,044 \cdot SDs \cdot I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \cdot 0,875 \cdot 1$$

$$= 0,0385 \geq 0,01 \text{ OKE.}$$

6) Jika nilai $S1 \geq 0,6$ g maka nilai Cs harus tidak kurang dari,

$$C_s = \frac{0,5 \cdot S1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Karena nilai $S1 = 0,474$ g $< 0,6$ g maka tidak perlu dihitung.

7) Karena nilai Cs,

$$0,0385 < 0,067 < 0,146$$

Maka nilai Cs pakai = 0,067

e. Kontrol gaya geser dasar

$$\text{Gaya gempa arah X (EX)} = 23581,751 \text{ KN}$$

$$\text{Gaya gempa arah Y (EY)} = 20044,673 \text{ KN}$$

Dengan syarat,

$$EX \geq 0,85 \text{ V Statik}$$

$$EY \geq 0,85 \text{ V Statik}$$

Dimana,

$$0,85 \cdot V_x \text{ Statik} = 0,85 \cdot 23581,968 = 20044,6728 \text{ KN}$$

$$0,85 \cdot V_y \text{ Statik} = 0,85 \cdot 23581,968 = 20044,6728 \text{ KN}$$

Maka,

$$23581,751 \geq 20044,6728 \Rightarrow \text{OKE}$$

$$20044,673 \geq 20044,6728 \Rightarrow \text{OKE}$$

5.3.2.1 Faktor Redundansi

Berdasarkan SNI 1726:2012 faktor redundansi (ρ) yang digunakan dengan persyaratan kategori desain seismik D, serta memiliki pengaruh terhadap simpangan antar lain dan P delta adalah 1,3.

5.3.2.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan beban hidup, beban mati dan beban gempa diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi yang diinput ke aplikasi SAP 2000 dengan acuan SNI 1726:2012 dan SNI 1727:2013. Menggunakan input dengan kategori desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0,875$. Kombinasi pembebanan dapat dilihat pada tabel 5.3.

Tabel 5.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1	DL	1	LL	-	-	-	-
Kombinasi 2	1,4	DL	-	-	-	-	-	-
Kombinasi 3	1,2	DL	1,6	LL	-	-	-	-
Kombinasi 4	1,31	DL	1	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 5	1,09	DL	1	LL	-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 6	1,14	DL	1	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 7	1,26	DL	1	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 8	1,31	DL	1	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 9	1,09	DL	1	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 10	1,26	DL	1	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 11	1,14	DL	1	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 12	1,01	DL	-	-	0,39	EX	1,3	EY

Kombinasi pembebanan didapatkan berdasarkan SNI 1726 – 2012. Metode kombinasi pembebanan menggunakan metode ultimit/ beban terfaktor. Adapun syarat yang dikhususkan untuk penggunaan uraian Tabel 5.3 Kombinasi Pembebanan adalah:

1. Bangunan pada kategori KDS D
2. Beban hidup dasar (L_0) kurang dari 500 kg/m^2

5.3.3 Respon Spektrum Ragam Analisis

Untuk menentukan ragam getar alami, harus dilakukan analisis terlebih dahulu. Hasil analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup agar mendapatkan partisipasi massa ragam terkomposisi paling sedikit sebesar 90 persen dari massa aktual dalam masing – masing arah horizontal ortogonal dari respon yang ditinjau. Untuk permodelan 1 menggunakan sistem struktur *Flat Slab* dengan 33 moda. Adapun data modal partisipasi massa terdapat pada Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Output Periode Model 1

Moda	Periode	SumUX	Sum UY	Sum UZ
1	1,089	0,09114000	0,49832000	0,00000047
2	0,998	0,61030000	0,05359000	0,00008808
3	0,767	0,01586000	0,11632000	0,00002337
4	0,530	0,00000000	0,00000059	0,00009515
5	0,529	0,00000010	0,00000182	0,00065000
6	0,527	0,00000014	0,00000901	0,00147000
7	0,526	0,00000159	0,00003326	0,00941000
8	0,524	0,00000083	0,00002602	0,00530000
9	0,522	0,00000029	0,00000036	0,00077000
10	0,521	0,00000015	0,00000356	0,00077000
11	0,520	0,00000074	0,00000000	0,00165000
12	0,469	0,00535000	0,01764000	0,00000412
13	0,409	0,00300000	0,00093000	0,00010000
14	0,321	0,00014000	0,00067000	0,02216000
15	0,314	0,00252000	0,00134000	0,00347000
16	0,312	0,00003225	0,00011000	0,00574000
17	0,305	0,09317000	0,03366000	0,00018000
18	0,294	0,00315000	0,00190000	0,00024000
19	0,280	0,00038000	0,00280000	0,00079000
20	0,253	0,00868000	0,00154000	0,00016000
21	0,245	0,04463000	0,09928000	0,00092000
22	0,226	0,00427000	0,01499000	0,00719000
23	0,222	0,00204000	0,00017000	0,00602000
24	0,208	0,00090000	0,00788000	0,00566000
25	0,188	0,01818000	0,01846000	0,00166000
26	0,163	0,02769000	0,00743000	0,00036000
27	0,146	0,00253000	0,00384000	0,00082000
28	0,122	0,01838000	0,03568000	0,00021000

29	0,115	0,01656000	0,01962000	0,00002619
30	0,084	0,01609000	0,01104000	0,00007164
31	0,081	0,00522000	0,02966000	0,00000001
32	0,048	0,00779000	0,00056000	0,00003154
33	0,044	0,00019000	0,01777000	0,00018000

Data perioda didapatkan hingga 33 kali berdasarkan jumlah arah beban gempa X, Y dan Z. sedangkan Sum UX dan Sum UY digunakan untuk menentukan 90 persen partisipasi massanya.

5.3.4 Gaya Geser Tiap Lantai

Gaya geser tiap lantai didapatkan dari distribusi gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai kepada masing – masing arah gempa. Nilai gaya geser didapat dari permodelan struktur menggunakan aplikasi dan nilai dari gaya geser dapat dilihat pada Tabel 5.5.

Tabel 5.5 Nilai Gaya Geser Tiap Lantai

Tingkat	Tinggi	V_x	V_y
	m	KN	KN
1	4,00	3292,583	1556,583
2	7,25	3892,094	2175,508
3	10,50	4656,866	2685,829
4	13,75	5143,446	3049,122
5	17,00	5434,649	3293,629
6	20,25	5575,982	3433,463
7	23,50	5597,408	3488,536
8	26,75	5498,106	3470,702
9	30,00	5313,885	3387,413
10	33,25	5132,449	3293,726
11	36,50	4910,311	3661,759

Keterangan:

V_x = Nilai gaya geser arah X

V_y = Nilai gaya geser arah Y

5.3.5 Simpangan Antar Lantai

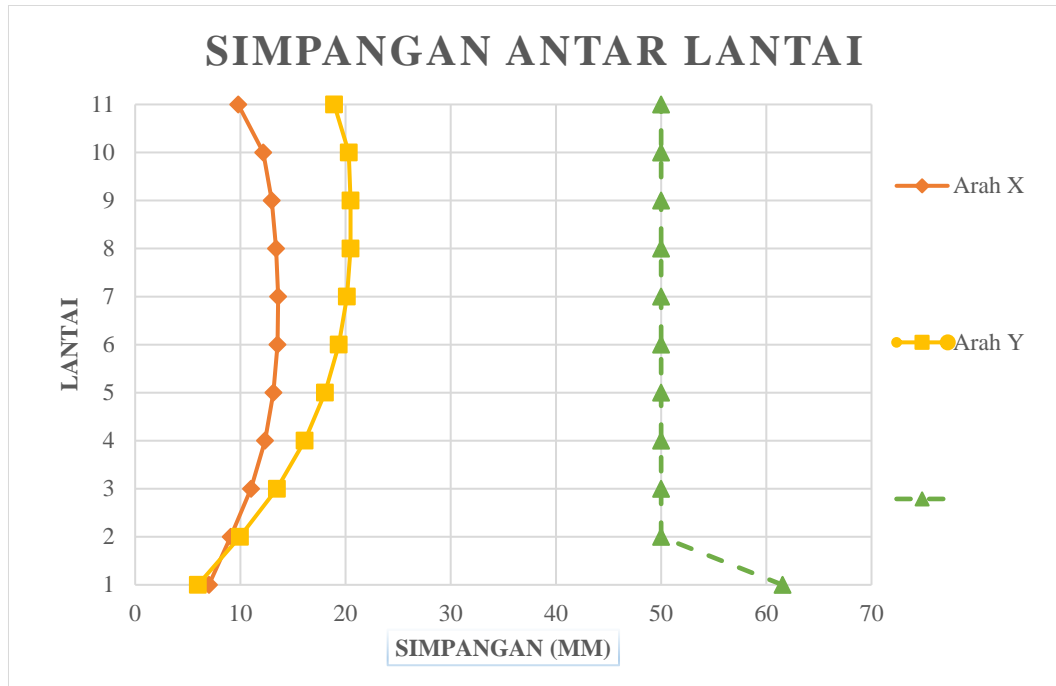
Penentuan simpangan antar lantai dihitung sebagai penentuan selisih defleksi pada pusat massa pada tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. SNI 1726:2012 menyebutkan bahwa kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas yakni kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai (Δ) ditentukan tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin. Untuk menentukan besaran nilai Δ_{max} digunakan nilai redundansi (ρ) sebesar 1,3. Hasil analisis dapat dilihat pada Tabel 5.6 dan 5.8.

Berikut perhitungan dalam mencari simpangan antar lantai.

$$\begin{aligned}
 h_{sx} &= 3250 \text{ mm} \\
 \text{Perpindahan } (\delta_{xe}) &= 25,611 \text{ m} \\
 C_d &= 5 \text{ (Faktor amplifikasi defleksi, SNI 1726} \\
 &\quad \text{– 2012 Tabel 9)} \\
 I_e &= 1 \text{ (Faktor keutamaan gempa)} \\
 \text{Perpindahan Total } (\delta x) &= \frac{\delta_{xe} \cdot C_d}{I_e} \\
 \text{Perpindahan Total } (\delta x) &= \frac{25,611 \cdot 5}{1} \\
 &= 128,055 \text{ mm} \\
 \text{Simpangan Antar Lantai } (\Delta) &= \delta_n - \delta_{(n-1)} \\
 &= 128,055 - 118,26 \\
 &= 9,795 \text{ mm} \\
 \text{Simpangan Maksimum } (\Delta_{max}) &= (0,02 \cdot h_{sx} / \rho) \\
 &= (0,02 \cdot 3250 / 1,3) \\
 &= 50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan uraian perhitungan di atas didapatkan nilai $\Delta < \Delta_{max}$ maka, nilai simpangan termasuk dalam kategori aman. Nilai keseluruhan ditampilkan pada Tabel rekapitulasi di berikut.

Berdasarkan nilai simpangan antar lantai seperti pada Tabel 5.6 dan Tabel 5.8, sehingga didapatkan grafik simpangan antar lantai seperti pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Perbandingan Simpangan Antar Lantai Respon Spektrum

Kemudian penentuan kinerja struktur menggunakan parameter yaitu rasio simpangan antar lantai sesuai dengan SNI 1726-2012. Rasio simpangan antar lantai didapatkan dari perbandingan antara besaran simpangan lantai tertentu terhadap tingginya.

Berikut perhitungan dalam mencari rasio simpangan antar lantai :

$$\Delta n = 9,795 \text{ mm}$$

$$h_{sx} = 3250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio simpangan antar lantai} &= \frac{\Delta n}{h_{sx}} \\ &= \frac{9,795}{3250} \end{aligned}$$

$$= 0,301\% \%$$

Dari uraian perhitungan di atas, maka ditampilkan rekapitulasi perhitungan pada tabel berikut.

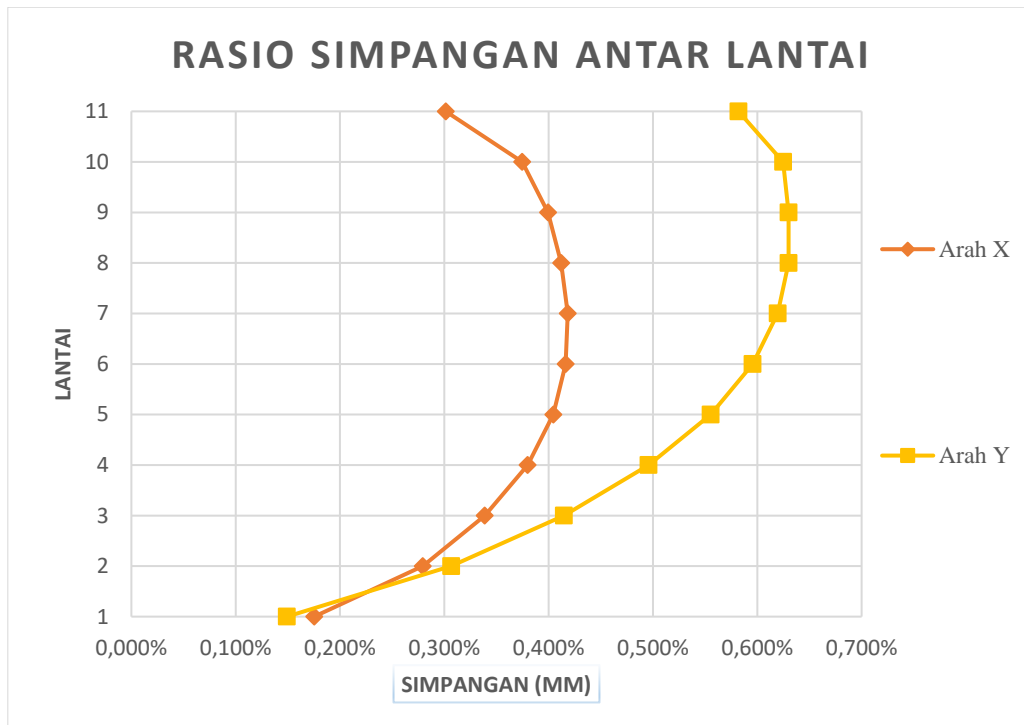
Tabel 5.10 Rasio Simpangan Antar Lantai arah X

Lantai	Rasio
1	0,175%
2	0,279%
3	0,339%
4	0,380%
5	0,404%
6	0,416%
7	0,418%
8	0,412%
9	0,399%
10	0,375%
11	0,301%

Tabel 5.11 Rasio Simpangan Antar Lantai arah Y

Lantai	Rasio
1	0,149%
2	0,307%
3	0,415%
4	0,496%
5	0,555%
6	0,596%
7	0,620%
8	0,630%
9	0,630%
10	0,625%
11	0,582%

Grafik hubungan rasio simpangan dapat dilihat pada Gambar 5.10 sebagai berikut.



Gambar 5. 10 Perbandingan Rasio Simpangan Antar Lantai Respon Spektrum

5.3.6 Pengaruh P - Delta

Pengaruh P – Delta berdasarkan SNI 1726:2012 tidak diisyaratkan untuk diperhitungkan jika nilai koefisien stabilitas (Θ) kurang dari 0,1 maka pengaruh P -Delta diabaikan. Berikut merupakan hasil dari perhitungan pada Tabel 5.12 dan Tabel 5.13.

Berikut perhitungan rasio stabilitas pada model 1.

$$P_u : \text{Beban vertikal} = 26794,278 \text{ KN}$$

$$\Delta : \text{Simpangan antar lantai} = 9,795 \text{ mm}$$

$$I_e : \text{Keutamaan gempa} = 1$$

$$V_i : \text{Gaya geser tiap lantai} = 4910,311 \text{ KN}$$

$$h_{sx} : \text{Tinggi lantai} = 3250 \text{ mm}$$

$$C_d : \text{Faktor amplifikasi defleksi} = 5$$

$$\beta : \text{Rasio Geser} = 1$$

$$\begin{aligned}\theta &= \frac{P_u \cdot \Delta \cdot I_e}{V_i \cdot h_{sx} \cdot C_d} \\ &= \frac{26794,278 \cdot 9,795 \cdot 1}{4910,311 \cdot 3250 \cdot 5} \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

$$\theta_{\max} = \frac{0,5}{C_d \cdot \beta}$$

$$\begin{aligned}\theta_{\max} &= \frac{0,5}{5 \cdot 1} \\ &= 0,0909\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan rasio stabilitas struktur di atas, maka ditampilkan rekapitulasi perhitungan pada tabel sebagai berikut.

Tabel 5.12 Nilai Perhitungan P – Delta arah X

Lantai	P _{ui}	V _i	C _d	I _e	(Δ)	h _{sx}
	KN	KN			mm	mm
1	342185,91	3292,583	5	1	7,01	4000
2	310473,8	3892,094	5	1	9,08	3250
3	278293,97	4656,866	5	1	11,01	3250
4	246471,73	5143,446	5	1	12,345	3250
5	214835,31	5434,649	5	1	13,145	3250
6	183337,9	5575,982	5	1	13,53	3250
7	151962,81	5597,408	5	1	13,595	3250
8	120672,75	5498,106	5	1	13,39	3250
9	89439,229	5313,885	5	1	12,98	3250
10	58195,784	5132,449	5	1	12,175	3250
11	26794,278	4910,311	5	1	9,795	3250

Tabel 5.13 Lanjutan Perhitungan P – Delta arah X

θ	Keterangan	β	θ max	Syarat
				$\theta < \theta$ max
0,0364	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0446	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0405	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0364	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,032	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0274	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0227	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0181	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0134	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0085	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0033	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman

Tabel 5.14 Nilai Perhitungan P – Delta arah X

Lantai	Pui	Vi	Cd	Ie	(Δ)	hsx
	KN	KN			mm	mm
1	342185,91	1556,583	5	1	5,965	4000
2	310473,8	2175,508	5	1	9,965	3250
3	278293,97	2685,829	5	1	13,475	3250
4	246471,73	3049,122	5	1	16,115	3250
5	214835,31	3293,629	5	1	18,05	3250
6	183337,9	3433,463	5	1	19,355	3250
7	151962,81	3488,536	5	1	20,135	3250
8	120672,75	3470,702	5	1	20,475	3250
9	89439,229	3387,413	5	1	20,475	3250
10	58195,784	3293,726	5	1	20,305	3250
11	26794,278	3661,759	5	1	18,915	3250

Tabel 5.15 Lanjutan Perhitungan P – Delta arah Y

θ	Keterangan	β	θ max	Syarat
				$\theta < \theta$ max
0,0656	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0875	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0859	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0802	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0725	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0636	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,054	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0438	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0333	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0221	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman
0,0085	P- Delta Diabaikan	1	0,1000	Aman

Dari hasil analisis pada Tabel 5.12 dan Tabel 5.14 bahwa nilai stabilitas rasio (θ) untuk arah X dan arah Y berdasarkan SNI 1726:2012 tidak ada pengaruh karena nilai stabilitas rasio kurang dari 0,1 sehingga pengaruh dari P – Delta dapat diabaikan.

5.3.7 Ketidakberaturan Torsi

Ketidakberaturan Torsi berdasarkan SNI 1726:2012 didefinisikan ada, jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tiap tingkat di kedua ujung struktur sedangkan ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada, jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tiap tingkat di kedua ujung struktur . Ketidakberaturan torsi berlaku untuk struktur kaku dan setengah kaku, sehingga harus dicek terlebih dahulu terhadap struktur yang di analisis. Pengecekan dengan mengambil *joint* di tiap struktur ujung terhadap arah gempa X dan arah gempa Y. Perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.16 dan 5.18.

Berikut contoh perhitungan torsi daapt dilihat pada uraian berikut.

C_d	$= 5$ (Faktor amplifikasi defleksi, SNI 1726 – 2012 Tabel 9)
I_e	$= 1$ (Faktor keutamaan gempa)
Perpindahan (δ_x) joint kiri	$= 25,65$ mm
Perpindahan Total (δ_x)	$= \frac{\delta_x e \cdot C_d}{I_e}$
	$= \frac{25,65 \cdot 5}{1}$
	$= 128,24$ mm
Simpangan Antar Lantai (Δ)	$= \delta_n - \delta_{(n-1)}$
	$= 128,24 - 117,10$
	$= 10,67$ mm
Δ max (Δ kiri dan Δ kanan)	$= 11,15$ mm
Δ rata - rata (Δ kiri dan Δ kanan)	$= 10,91$ mm
Perpindahan (δ_x) joint kanan	$= 36,68$ mm
Perpindahan Total (δ_x)	$= \frac{\delta_x e \cdot C_d}{I_e}$
	$= \frac{36,68 \cdot 5}{1}$
	$= 183,40$ mm
Simpangan Antar Lantai (Δ)	$= \delta_n - \delta_{(n-1)}$
	$= 183,40 - 164,31$
	$= 19,09$ mm
Δ max (Δ kiri dan Δ kanan)	$= 19,09$ mm
Δ rata - rata (Δ kiri dan Δ kanan)	$= 18,89$ mm

Setelah uraian di atas, maka akan ditampilkan rekapitulasi perhitungam pada tabel sebagai berikut.

Tabel 5.16 Kontrol Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah X

Joint Kiri	Perpindahan (δ_{xe})	Perpindahan Total	Simpangan Antar Lantai	Joint Kanan	Perpindahan (δ_{xe})	Perpindahan Total	Simpangan Antar Lantai
Lantai		$\delta x = (\delta_{xe} \cdot C_d) / I_e$	(Δ)	Kanan		$\delta x = (\delta_{xe} \cdot C_d) / I_e$	(Δ)
	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)
1	1,21	6,04	6,04	1	1,47	7,37	7,37
2	3,04	15,18	9,14	2	3,25	16,23	8,86
3	5,27	26,36	11,18	3	5,44	27,22	10,99
4	7,76	38,79	12,43	4	7,92	39,60	12,38
5	10,39	51,94	13,16	5	10,56	52,79	13,20
6	13,09	65,44	13,50	6	13,28	66,40	13,61
7	15,79	78,95	13,51	7	16,02	80,10	13,70
8	18,44	92,22	13,27	8	18,72	93,61	13,51
9	21,00	104,99	12,78	9	21,34	106,72	13,12
10	23,42	117,10	12,11	10	23,83	119,15	12,43
11	25,65	128,24	11,15	11	25,96	129,82	10,67

Tabel 5.17 Lanjutan Kontrol Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah X

Δ max	Δ rata - rata	1,2 Δ rata - rata	Δ max < 1,2 Δ rata - rata	1,4 Δ rata - rata	Δ max < 1,4 Δ rata - rata
(mm)	(mm)	(mm)	\square	(mm)	\square
7,37	6,71	8,05	OK	9,39	OK
9,14	9,00	10,80	OK	12,60	OK
11,18	11,08	13,30	OK	15,52	OK
12,43	12,41	14,89	OK	17,37	OK
13,20	13,18	15,81	OK	18,45	OK
13,61	13,55	16,26	OK	18,97	OK
13,70	13,61	16,33	OK	19,05	OK
13,51	13,39	16,07	OK	18,75	OK
13,12	12,95	15,53	OK	18,12	OK
12,43	12,27	14,72	OK	17,17	OK
11,15	10,91	13,09	OK	15,27	OK

Tabel 5.18 Kontrol Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah Y

Joint Kiri	Perpindahan (δ_{xe})	Perpindahan Total	Simpangan Antar Lantai	Joint Kanan	Perpindahan (δ_{xe})	Perpindahan Total	Simpangan Antar Lantai
Lantai		$\delta x=(\delta_{xe}.Cd)/I_e$	(Δ)	Kanan		$\delta x=(\delta_{xe}.Cd)/I_e$	(Δ)
	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)
1	1,18	5,92	5,92	1	1,21	6,03	6,03
2	3,18	15,92	10,00	2	3,19	15,96	9,93
3	5,88	29,42	13,51	3	5,88	29,40	13,44
4	9,11	45,56	16,14	4	9,10	45,50	16,10
5	12,72	63,62	18,06	5	12,70	63,52	18,03
6	16,60	82,99	19,37	6	16,57	82,86	19,34
7	20,63	103,14	20,15	7	20,60	102,99	20,13
8	24,72	123,61	20,47	8	24,69	123,45	20,47
9	28,81	144,07	20,46	9	28,79	143,94	20,49
10	32,86	164,31	20,25	10	32,85	164,27	20,34
11	36,68	183,40	19,09	11	36,59	182,97	18,70

Tabel 5.19 Lanjutan Kontrol Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah Y

Δ max	Δ rata - rata	1,2 Δ rata - rata	Δ max < 1,2 Δ rata - rata	1,4 Δ rata - rata	Δ max < 1,4 Δ rata - rata
(mm)	(mm)	(mm)		mm	
(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	
6,03	5,98	7,17	OK	8,37	OK
10,00	9,96	11,96	OK	13,95	OK
13,51	13,47	16,17	OK	18,86	OK
16,14	16,12	19,34	OK	22,56	OK
18,06	18,04	21,65	OK	25,26	OK
19,37	19,36	23,23	OK	27,10	OK
20,15	20,14	24,16	OK	28,19	OK
20,47	20,47	24,56	OK	28,65	OK
20,49	20,47	24,57	OK	28,66	OK
20,34	20,29	24,35	OK	28,41	OK
19,09	18,89	22,67	OK	26,45	OK

Berdasarkan Tabel 5.16 dan Tabel 5.18 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tiap tingkat dan 1,4 kali simpangan antar lantai tiap

tingkatnya. Sehingga disimpulkan bahwa Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan torsi terhadap gaya gempa X ataupun gaya gempa arah Y.



5.3.8 Ketidakberaturan Massa

Ketidakberaturan Massa didefinisikan ada jika suatu massa efektif tiap tingkat terdapat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Sehingga perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur yang di analisis apakah memiliki ketidakberaturan massa atau tidak. Perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.20.

Tabel 5.20 Kontrol Ketidakberaturan Massa

Tingkat	Massa X	Massa Y	Massa Lantai X	Massa Lantai Y	Cek	Cek
	KN	KN	Tingkat n/Tingkat n +1	Tingkat n/Tingkat n +1	Massa X > 150 %	Massa Y > 150 %
1	532,65	532,65	114,29%	114,29%	Tidak ada	Tidak ada
2	466,06	466,06	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
3	466,06	466,06	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
4	466,06	466,06	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
5	466,06	466,06	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
6	466,06	466,06	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
7	466,06	466,06	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
8	466,06	466,06	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
9	466,06	466,06	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
10	466,06	466,06	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada
11	466,06	466,06	100,00%	100,00%	Tidak ada	Tidak ada

Keterangan:

Tingkat n/Tingkat n +1 = Perbandingan tingkat ke n / Tingkat di atasnya.

Berdasarkan Tabel 5.20 Kontrol Ketidakberaturan Massa, bahwa tidak ada persentase massa efektif yang melebihi 150 persen dari tingkat didekatnya baik terhadap arah X dan arah Y, sehingga disimpulkan bahwa struktur gedung tidak memiliki Ketidakberaturan Massa.

5.4 Model 2

Permodelan pertama dilakukan dengan sisten Konvensional yang terdiri dari struktur balok, kolom, *Shear Wall* dan pelat lantai.

Adapun data teknis dari permodelan 2 sebagai berikut:

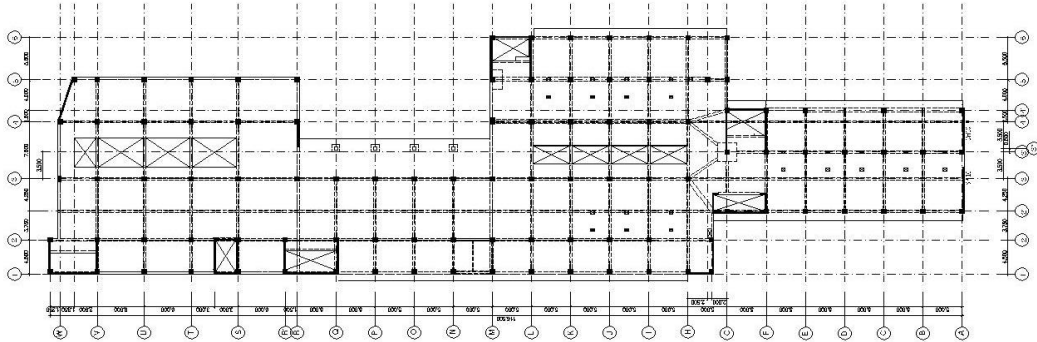
1. Fungsi bangunan : Gedung Apartment
2. Lokasi : Jalan Lowanu, Taman Siswa
3. Kategori resiko bangunan : II
4. Kategori desain seismik : D
5. Klasifikasi situs : Tanah Sedang (SD)
6. Sistem struktur : Struktur rangka pemikul momen khusus (SRPMK)
7. Kuat tekan : $f'c = 26$ Mpa untuk pelat dan balok
 $f'c = 39$ Mpa untuk kolom.
8. Baja tulangan : BJTP 24 dengan $Fy = 240$ Mpa
BJTD 40 dengan $Fy = 400$ Mpa
9. Tipe struktur : Model 2 didesain dengan menggunakan struktur pelat dengan pemikul balok dan kolom (konvensional).
10. Dimensi :

Tabel 5.21 Dimensi Pelat Lantai, Drop Panel, Balok dan Kolom

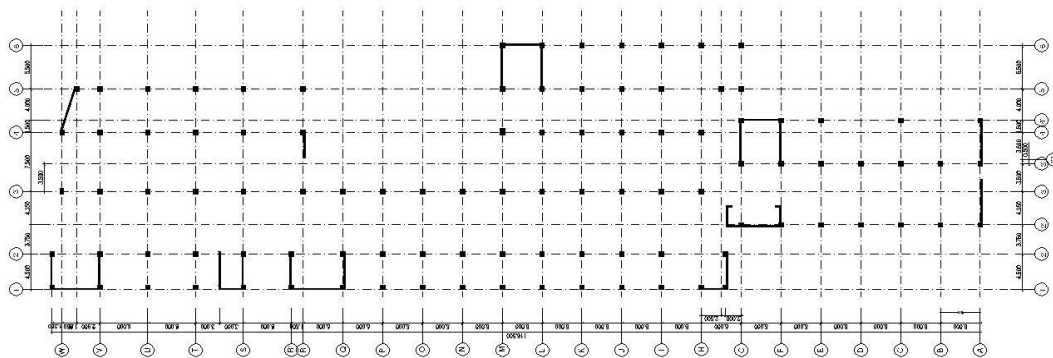
Dimensi	B	H	Kedalaman	Diameter	Tebal
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
Pelat Lantai	-	-	-	-	13,5
<i>Shear Wall</i>	-	-	-	-	30
Drop Panel	-	-	-	-	-
Balok	50	55	-	-	-
	37	50			
	30	50			
	35	50			
Kolom	60	70	-	-	-
	60	60			
	90	40			

	40	40			
	60	80			

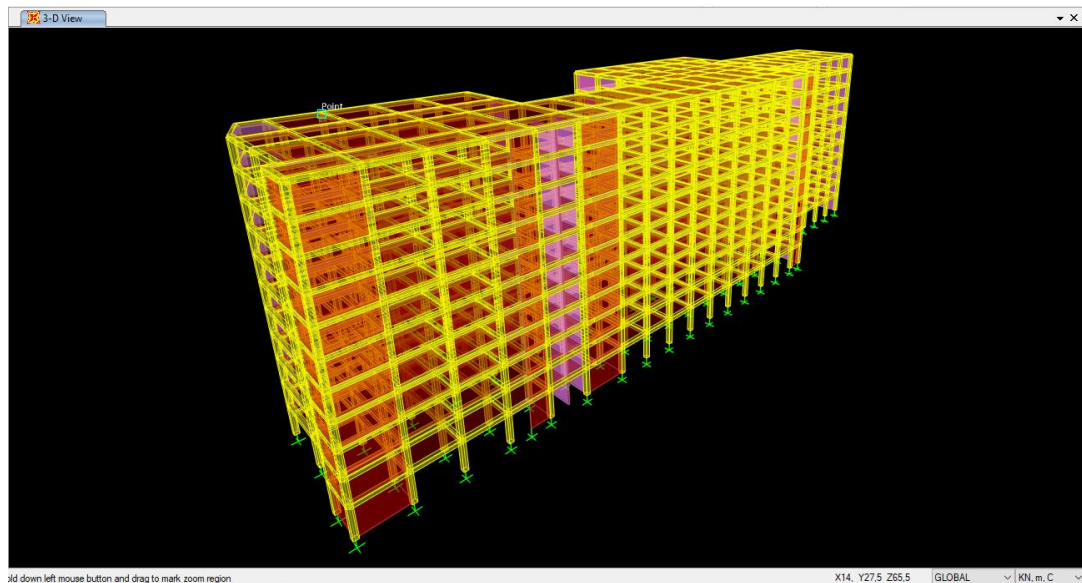
11. Gambar denah dan permodelan struktur :



Gambar 5. 11 Denah Struktur Konvensional



Gambar 5. 12 Denah Posisi Shear Wall Konvensional



Gambar 5. 13 Tampak 3 Dimensi Struktur Konvensional

5.4.1 Tebal pelat lantai sistem Konvensional

Tebal pelat lantai pada permodelan 2 dianalisis terlebih dahulu sebagai berikut. Permodelan tebal pelat lantai menggunakan rumus dari SNI 2847-2012 ayat 11 poin 3 adalah sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{\ln \cdot \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9 \beta}$$

$$h_{maks} = \frac{\ln \cdot \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36}$$

Dimana diketahui:

h = ketebalan pelat lantai (mm)

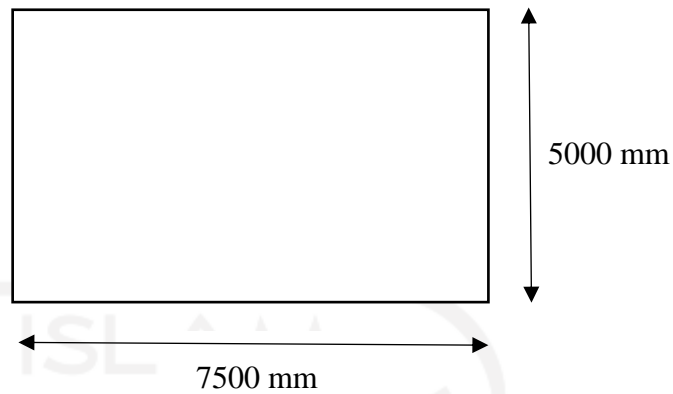
f_y = mutu baja (MPa)

\ln = $\frac{l_y}{l_x}$ (mm)

l_y = panjang bentang arah vertikal sumbu (mm)

l_x = panjang bentang arah horizontal sumbu (mm)

$$\beta = \frac{l_{ny}}{l_{nx}} \text{ (mm)}$$



Gambar 5. 14 Dimensi pelat lantai

$$L_x = 7500 \text{ mm}$$

$$L_y = 5000 \text{ mm}$$

Maka,

$$\begin{aligned} L_{nx} &= 5000 - \left(\frac{1}{2} \cdot 500\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot 300\right) \\ &= 4600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{ny} &= 7500 - \left(\frac{1}{2} \cdot 500\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot 300\right) \\ &= 7100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_{min} &= \frac{4600 \cdot \left(0,8 + \frac{240}{1400}\right)}{36 + 9 \cdot 1,543} \\ &= 92,219 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_{maks} &= \frac{7100 \cdot \left(0,8 + \frac{240}{1400}\right)}{36} \\ &= 197,252 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga berdasarkan nilai minimum dan maksimum tebal pelat, maka digunakan ketebalan (t) sebesar 135 mm

5.4.2 Analisis Beban Gempa

Beban gempa digunakan untuk memperkirakan ketahanan bangunan terhadap pengaruh yang disebabkan oleh adanya gerakan tanah akibat gempa itu sendiri dan perhitungan beban gempa, akan mengacu pada SNI 1726 – 2012.

1. Berat Total Bangunan

Tingkat beban gempa yang terjadi sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan itu sendiri, sehingga perlu diketahui terlebih dahulu berat dari bangunan dari masing – masing lantainya. Pada analisis yang akan dilakukan dalam mendapatkan berat bangunan dilakukan dengan menggunakan aplikasi SAP 2000. Hasil output berat bangunan tiap lantai dapat dilihat di tabel 5.22.

Tabel 5.22 Berat Bangunan

Lantai	H (m)	W Total (KN)
11	36,5	214939,364
10	33,25	
9	30	
8	26,75	
7	23,5	
6	20,25	
5	17	
4	13,75	
3	10,5	
2	7,25	
1	4	

Keterangan:

H = Tinggi komulatif tiap lantai (m)

W = Berat bangunan per tingkat (KN)

2. Beban Gempa

Diketahui bangunan yang dianalisis memiliki 11 lantai dengan ketinggian total mencapai 36,5 m. Bangunan menggunakan sistem konvensional yaitu struktur portal dengan penumpu balok dan kolom. Sedangkan analisis gempa menggunakan metode statik ekuivalen.

a. Parameter Percepatan Gempa

- 1) Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek 0,2 detik (S_s) dan Percepatan Batuan dasar Pada Periode 1 detik (S_1).

Diketahui gedung yang akan dianalisis terdapat di daerah dengan tingkat gempa tinggi dengan nilai P_ga (Peak Ground Acceleration) $S_s = 1,313$ g dan $S_1 = 0,474$ g nilai didapat dari (Puskim.pu.go.id)

- 2) Koefisien Resiko Terpetakan

Pada periode 0,2 detik, $C_{rs} = 0,914$

Pada periode 1 detik, $C_{rs} = 0$

- 3) Koefisien situs (*site coefficient*)

Faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik, $F_a = 1$

Faktor amplifikasi seismik pada periode 1 detik, $F_v = 1,327$

- 4) Parameter Respon Spektrum

Percepatan pada periode 0,2 detik (S_{MS})

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$= 1 \cdot 1,313 = 1,313 \text{ g}$$

Percepatan pada periode 1 detik (S_{M1})

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

$$= 1,327 \cdot 0,474 = 0,723 \text{ g}$$

b. Parameter Percepatan Spektral Desain

- 1) Percepatan Spektral desain untuk periode penda 0,2 detik (S_{DS})

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot 1,313$$

$$= 0,875 \text{ g}$$

- 2) Percepatan Spektral desain untuk periode penda 0,2 detik (S_{DS})

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= \frac{2}{3} \cdot 0,723 \\ &= 0,482 \text{ g} \end{aligned}$$

3) Spektrum Respon Desain

$$T_0 = 0,2 \cdot \frac{SD1}{SDS}$$

$$= 0,2 \cdot \frac{0,482}{0,875}$$

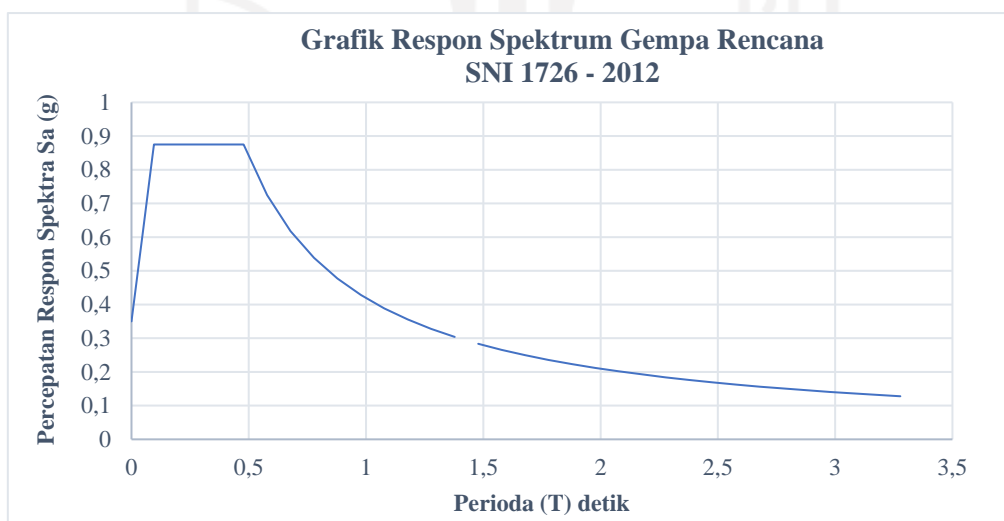
$$= 0,11$$

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

$$= \frac{0,482}{0,875}$$

$$= 0,551$$

Kemudian didapatkan grafik respon spektrum menurut SNI 1726 – 2012 seperti ditunjukkan pada Gambar 5.7.



Gambar 5. 15 Grafik Respon Spektrum SNI 1726 – 2012

c. Menentukan Prioda Fundamental Pendekatan

$$3) T_a = C_t \cdot h_n^x$$

$$= 0,0466 \cdot 36,5^{0,9}$$

$$= 1,187 \text{ detik}$$

Keterangan:

h_n : Ketinggian struktur (m)

C_t dan x : Koefisien didapat dari tabel 15 SNI 1726 – 2012

4) Spektrum Respon Percepatan Desain

Ditentukan dengan mengambil nilai perioda alami pada struktur gedung, kemudian dibandingkan dengan mengikuti persyaratan seperti dibawah ini.

$T_a < T_c < C_u \cdot T_a$ maka, $T = T_c$

$T_c > C_u \cdot T_a$ maka, $T = C_u \cdot T_a$

$T_c < T_a$ maka, $T = T_a$

Perioda alami struktur (T_c) didapat dari SAP 2000 adalah,

$T_c = 0,9980$ detik

Dengan nilai hitung,

$T_a = 1,187$ detik

$C_u \times T_a = 1,4 \cdot 1,187 = 1,661$ detik

Sehingga, berdasarkan persyaratan persyaratan didapat nilai

T_{max} atau $T_{pakai} = 1,187$ detik

d. Menghitung Koefisien Respon Seismik

1) Tingkat daktailitas struktur, $R = 7$

2) Faktor keutamaan struktur, $I = 1$

3) Nilai C_s dicari dengan nilai,

$$C_s = \frac{SD_s}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_s = \frac{0,875}{\left(\frac{7}{1}\right)}$$

$$= 0,125$$

4) Nilai C_s Tidak perlu melebihi,

$$C_s = \frac{SD_1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_s \text{ cara 2} = \frac{0,482}{1,187 \left(\frac{7}{1}\right)}$$

$$= 0,058$$

5) Nilai Cs tidak kurang dari,

$$C_s = 0,044 \cdot S D_s \cdot I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \cdot 0,875 \cdot 1$$

$$= 0,0385 \geq 0,01 \text{ OKE.}$$

6) Jika nilai $S_1 \geq 0,6 \text{ g}$ maka nilai Cs harus tidak kurang dari,

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

Karena nilai $S_1 = 0,474 \text{ g} < 0,6 \text{ g}$ maka tidak perlu dihitung.

7) Karena nilai Cs,

$$0,0385 < 0,058 < 0,125$$

Maka nilai Cs pakai = 0,058

e. Kontrol gaya geser dasar

$$\text{Gaya gempa arah X (EX)} = 19205,646 \text{ KN}$$

$$\text{Gaya gempa arah Y (EY)} = 16096,948 \text{ KN}$$

Dengan syarat,

$$EX \geq 0,85 V \text{ Statik}$$

$$EY \geq 0,85 V \text{ Statik}$$

Dimana,

$$0,85 \cdot V_x \text{ Statik} = 0,85 \cdot 18930,586 = 16090,9981 \text{ KN}$$

$$0,85 \cdot V_y \text{ Statik} = 0,85 \cdot 18930,586 = 16090,9981 \text{ KN}$$

Maka,

$$19205,646 \geq 16090,9981 \Rightarrow \text{OKE}$$

$$16096,948 \geq 16090,9981 \Rightarrow \text{OKE}$$

5.4.2.1 Faktor Redundansi

Berdasarkan SNI 1726:2012 faktor redundansi (ρ) yang digunakan dengan persyaratan kategori desain seismik D, serta memiliki pengaruh terhadap simpangan antar lantai dan P delta adalah 1,3.

5.4.2.2 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan beban hidup, beban mati dan beban gempa diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi yang diinput ke aplikasi SAP 2000 dengan acuan SNI 1726:2012 dan SNI 1727:2013. Menggunakan input dengan kategori desan seismik D dan nilai $S_{Ds} = 0,875$. Kombinasi pembebanan dapat dilihat pada tabel 5.23.

Tabel 5.23 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1	DL	1	LL	-	-	-	-
Kombinasi 2	1,4	DL	-	-	-	-	-	-
Kombinasi 3	1,2	DL	1,6	LL	-	-	-	-
Kombinasi 4	1,31	DL	1	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 5	1,09	DL	1	LL	-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 6	1,14	DL	1	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 7	1,26	DL	1	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 8	1,31	DL	1	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 9	1,09	DL	1	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 10	1,26	DL	1	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 11	1,14	DL	1	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 12	1,01	DL	-	-	0,39	EX	1,3	EY

Kombinasi pembebanan didapatkan berdasarkan SNI 1726 – 2012. Metode kombinasi pembebanan menggunakan metode ultimit/ beban terfaktor. Adapun syarat yang dikhususkan untuk penggunaan uraian Tabel 5.23 Kombinasi Pembebanan adalah:

1. Bangunan pada kategori KDS D
2. Beban hidup dasar (L_0) kurang dari 500 kg/m^2

5.4.3 Respon Spektrum Ragam Analisis

Untuk menentukan ragam getar alami, harus dilakukan analisis terlebih dahulu. Hasil analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup agar mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90 persen dari massa aktual dalam masing – masing arah horizontal ortogonal dari respon

yang ditinjau. Untuk permodelan 2 menggunakan sistem struktur konvensional dengan 33 moda. Adapun data modal partisipasi massa terdapat pada Tabel 5.24.

Tabel 5.24 Output Periode Model 2

Moda	Periode	SumUX	Sum UY	Sum UZ
1	0,999	0,00818	0,55724	0,00006
2	0,908	0,66454	0,00025	0,00004
3	0,707	0,03704	0,10722	0,00001
4	0,458	0,00435	0,02386	0,00001
5	0,348	0,00000	0,00006	0,01876
6	0,339	0,00000	0,00000	0,00170
7	0,335	0,00000	0,00000	0,00014
8	0,333	0,00000	0,00000	0,00053
9	0,333	0,00000	0,00000	0,00053
10	0,332	0,00000	0,00000	0,00079
11	0,332	0,00000	0,00000	0,00000
12	0,270	0,10165	0,03757	0,00000
13	0,256	0,00064	0,00078	0,00003
14	0,242	0,00000	0,00005	0,03325
15	0,230	0,05417	0,11372	0,00119
16	0,226	0,00028	0,00032	0,00100
17	0,221	0,00033	0,00038	0,05682
18	0,204	0,00594	0,00029	0,00243
19	0,198	0,00082	0,00019	0,00140
20	0,184	0,00012	0,00115	0,00148
21	0,183	0,01101	0,02702	0,00116
22	0,152	0,00217	0,00187	0,00013
23	0,150	0,03104	0,00399	0,00021
24	0,129	0,00063	0,01236	0,00332
25	0,123	0,01758	0,01714	0,00160
26	0,109	0,01578	0,01894	0,00078
27	0,101	0,00707	0,01782	0,00044
28	0,084	0,01471	0,00639	0,00078
29	0,081	0,00510	0,01904	0,00042
30	0,062	0,00792	0,00576	0,00035
31	0,059	0,00271	0,01191	0,00003
32	0,030	0,00080	0,00965	0,00065
33	0,029	0,00413	0,00257	0,00081

Data perioda didapatkan hingga 33 kali berdasarkan jumlah arah beban gempa X, Y dan Z. sedangkan Sum UX dan Sum UY digunakan untuk menentukan 90 persen partisipasi massanya.

5.4.4 Gaya Geser Tiap Lantai

Gaya geser tiap lantai didapatkan dari distribusi gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai kepada masing – masing arah gempa. Nilai gaya geser didapat dari permodelan struktur menggunakan aplikasi dan nilai dari gaya geser dapat dilihat pada Tabel 5.25.

Tabel 5.25 Nilai Gaya Geser Tiap Lantai

Tingkat	Tinggi	Vx	Vy
	m	KN	KN
0	0	0	0
1	4	1576,044	634,477
2	7,25	2792,752	1135,734
3	10,5	3402,677	1543,323
4	13,75	3784,03	1841,256
5	17	4015,447	2064,922
6	20,25	4130,902	2220,375
7	23,5	4142,002	2324,743
8	26,75	4061,038	2386,529
9	30	3906,677	2417,225
10	33,25	3738,692	2469,711
11	36,5	3626,416	2753,542

Keterangan:

Vx = Nilai gaya geser arah X

Vy = Nilai gaya geser arah Y

5.4.5 Simpangan Antar Lantai

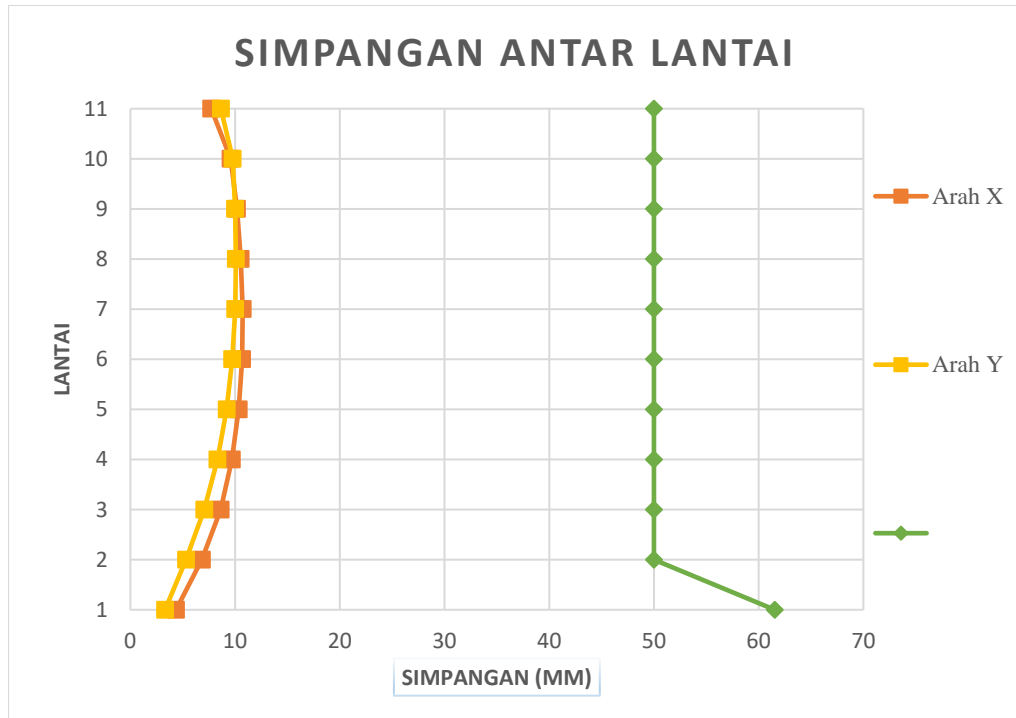
Penentuan simpangan antar lantai dihitung sebagai penentuan selisih defleksi pada pusat massa pada tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. SNI 1726:2012 menyebutkan bahwa kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas yakni kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai (Δ) ditentukan tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin. Untuk menentukan besaran nilai Δ_{max} digunakan nilai redundansi (ρ) sebesar 1,3. Hasil analisis dapat dilihat pada Tabel 5.26 dan 5.28.

Berikut perhitungan dalam mencari simpangan antar lantai.

$$\begin{aligned}
 h_{sx} &= 3250 \text{ mm} \\
 \text{Perpindahan } (\delta_{xe}) &= 18,049 \text{ mm} \\
 C_d &= 5,5 \text{ (Faktor amplifikasi defleksi, SNI} \\
 &\quad \text{1726 – 2012 Tabel 9)} \\
 I_e &= 1 \text{ (Faktor keutamaan gempa)} \\
 \text{Perpindahan Total } (\delta_x) &= \frac{\delta_{xe} \cdot C_d}{I_e} \\
 \text{Perpindahan Total } (\delta_x) &= \frac{18,049 \cdot 5,5}{1} \\
 &= 99,2695 \text{ mm} \\
 \text{Simpangan Antar Lantai } (\Delta) &= \delta_n - \delta_{(n-1)} \\
 &= 99,2695 - 91,5475 \\
 &= 7,722 \text{ mm} \\
 \text{Simpangan Maksimum } (\Delta_{max}) &= (0,02 \cdot h_{sx} / \rho) \\
 &= (0,02 \cdot 3250 / 1,3) \\
 &= 50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan uraian perhitungan di atas didapatkan nilai $\Delta < \Delta_{max}$ maka, nilai simpangan termasuk dalam kategori aman. Nilai keseluruhan ditampilkan pada Tabel rekapitulasi di berikut.

Berdasarkan nilai simpangan antar lantai seperti pada Tabel 5.26 dan Tabel 5.28, sehingga didapatkan grafik simpangan antar lantai seperti pada Gambar 5.16.



Gambar 5. 16 Perbandingan Simpangan Antar Lantai Respon Spektrum

Kemudian penentuan kinerja struktur menggunakan parameter yaitu rasio simpangan antar lantai sesuai dengan SNI 1726-2012. Rasio simpangan antar lantai didapatkan dari perbandingan antara besaran simpangan lantai tertentu terhadap tingginya.

Berikut perhitungan dalam mencari rasio simpangan antar lantai :

$$\Delta n = 7,722 \text{ mm}$$

$$h_{sx} = 3250 \text{ mm}$$

$$\text{Rasio simpangan antar lantai} = \frac{\Delta n}{h_{sx}}$$

$$= \frac{7,722}{3250}$$

$$= 0,238 \%$$

Dari uraian perhitungan di atas, maka ditampilkan rekapitulasi perhitungan pada tabel berikut.

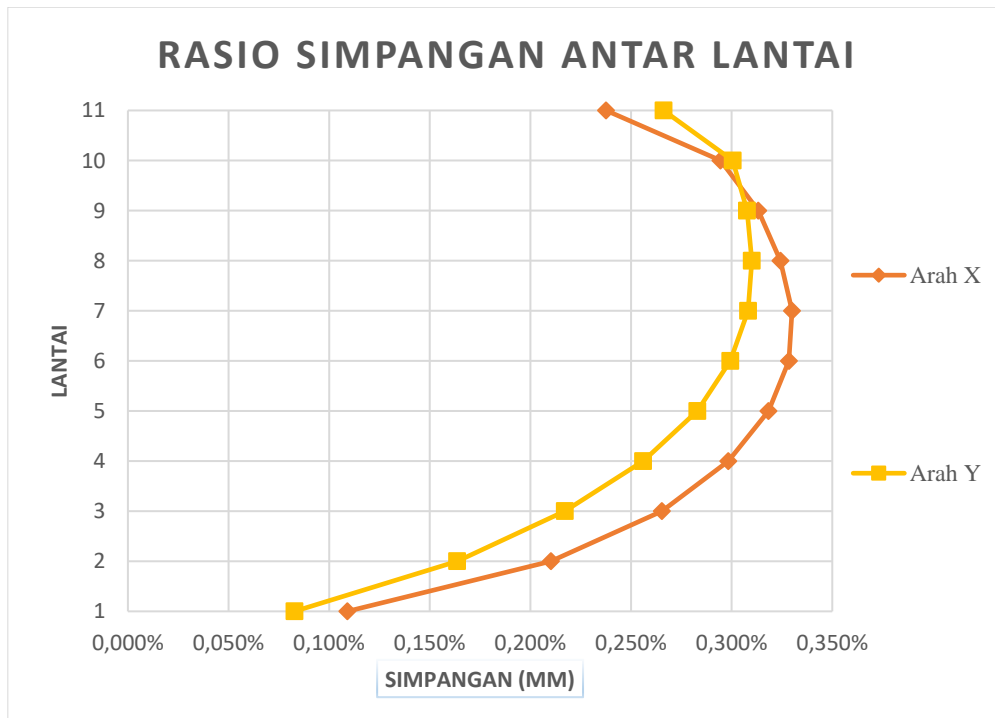
Tabel 5.30 Rasio Simpangan Antar Lantai arah X

Lantai	Rasio
1	0,109%
2	0,210%
3	0,265%
4	0,298%
5	0,318%
6	0,328%
7	0,330%
8	0,324%
9	0,313%
10	0,294%
11	0,238%

Tabel 5.31 Rasio Simpangan Antar Lantai arah Y

Lantai	Rasio
1	0,083%
2	0,164%
3	0,217%
4	0,256%
5	0,283%
6	0,299%
7	0,308%
8	0,310%
9	0,308%
10	0,301%
11	0,266%

Grafik hubungan rasio simpangan dapat dilihat pada Gambar 5.17 sebagai berikut.



Gambar 5. 17 Perbandingan Simpangan Antar Lantai Respon Spektrum

5.4.6 Pengaruh P - Delta

Pengaruh P – Delta berdasarkan SNI 1726:2012 tidak diisyaratkan untuk diperhitungkan jika nilai koefisien stabilitas (Θ) kurang dari 0,1 maka pengaruh P -Delta diabaikan. Berikut merupakan hasil dari perhitungan pada Tabel 5.32 dan Tabel 5.34.

Berikut perhitungan rasio stabilitas pada model 2.

$$P_u : \text{Beban vertikal} = 311602,52 \text{ KN}$$

$$\Delta : \text{Simpangan antar lantai} = 4,3615 \text{ mm}$$

$$I_e : \text{Keutamaan gempa} = 1$$

$$V_i : \text{Gaya geser tiap lantai} = 1576,044 \text{ KN}$$

$$h_{sx} : \text{Tinggi lantai} = 4000 \text{ mm}$$

$$C_d : \text{Faktor amplifikasi defleksi} = 5,5$$

$$\beta : \text{Rasio Geser} = 1$$

$$\begin{aligned}\theta &= \frac{P_u \cdot \Delta \cdot I_e}{V_i \cdot h_{sx} \cdot C_d} \\ &= \frac{311602,52 \cdot 4,3615 \cdot 1}{1576,044 \cdot 4000 \cdot 5,5} \\ &= 0,04 \\ \theta_{\max} &= \frac{0,5}{C_d \cdot \beta} \\ \theta_{\max} &= \frac{0,5}{5,5 \cdot 1} \\ &= 0,0909\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan rasio stabilitas struktur di atas, maka ditampilkan rekapitulasi perhitungan pada tabel sebagai berikut.

Tabel 5.32 Nilai Perhitungan P – Delta arah X

Lantai	P _{ui}	V _i	C _d	I _e	(Δ)	h _{sx}
	KN	KN			mm	mm
1	311602,52	1576,044	5,5	1	4,3615	4000
2	283012,71	2792,752	5,5	1	6,831	3250
3	253927,89	3402,677	5,5	1	8,624	3250
4	225060,03	3784,03	5,5	1	9,6965	3250
5	196349,9	4015,447	5,5	1	10,3455	3250
6	167779,41	4130,902	5,5	1	10,6755	3250
7	139336,56	4142,002	5,5	1	10,725	3250
8	110978,07	4061,038	5,5	1	10,538	3250
9	82691,65	3906,677	5,5	1	10,1805	3250
10	54402,957	3738,692	5,5	1	9,57	3250
11	26124,422	3626,416	5,5	1	7,722	3250

Tabel 5.33 Lanjutan Perhitungan P – Delta arah X

θ	Keterangan	β	θ max	Syarat
				$\theta < \theta$ max
0,0391	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0387	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0360	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0322	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0283	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0242	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0201	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0161	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0120	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0077	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0031	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman

Tabel 5.34 Nilai Perhitungan P – Delta arah Y

Lantai	Pui	Vi	Cd	Ie	(Δ)	hsx
	KN	KN			mm	mm
1	311602,52	634,477	5,5	1	3,311	4000
2	283012,71	1135,734	5,5	1	5,3185	3250
3	253927,89	1543,323	5,5	1	7,0565	3250
4	225060,03	1841,256	5,5	1	8,3215	3250
5	196349,9	2064,922	5,5	1	9,196	3250
6	167779,41	2220,375	5,5	1	9,7295	3250
7	139336,56	2324,743	5,5	1	10,0155	3250
8	110978,07	2386,529	5,5	1	10,076	3250
9	82691,65	2417,225	5,5	1	9,999	3250
10	54402,957	2469,711	5,5	1	9,768	3250
11	26124,422	2753,542	5,5	1	8,6515	3250

Tabel 5.35 Lanjutan Perhitungan P – Delta arah Y

θ	Keterangan	β	θ max	Syarat
				$\theta < \theta$ max
0,0739	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0741	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,065	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0569	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0489	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0411	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0336	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0262	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0191	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,012	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman
0,0046	P- Delta Diabaikan	1	0,0909	Aman

Dari hasil analisis pada Tabel 5.32 dan Tabel 5.34 bahwa nilai stabilitas rasio (Θ) untuk arah X dan arah Y berdasarkan SNI 1726:2012 tidak ada pengaruh karena nilai stabilitas rasio kurang dari 0,1 sehingga pengaruh dari P – Delta dapat diabaikan.

5.4.7 Ketidakberaturan Torsi

Ketidakberaturan Torsi berdasarkan SNI 1726:2012 didefinisikan ada, jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tiap tingkat di kedua ujung struktur sedangkan ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada, jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tiap tingkat di kedua ujung struktur. Ketidakberaturan torsi berlaku untuk struktur kaku dan setengah kaku, sehingga harus dicek terlebih dahulu terhadap struktur yang di analisis. Pengecekan dengan mengambil *joint* di tiap struktur ujung terhadap arah gempa X dan arah gempa Y. Perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.36 dan 5.38.

Berikut contoh perhitungan torsi dapat dilihat pada uraian berikut.

$$\begin{aligned}
 Cd &= 5,5 \text{ (Faktor amplifikasi defleksi, SNI 1726 – 2012 Tabel 9)} \\
 Ie &= 1 \text{ (Faktor keutamaan gempa)} \\
 \text{Perpindahan } (\delta_{xe}) \text{ joint kiri} &= 17,091 \text{ mm} \\
 \text{Perpindahan Total } (\delta x) &= \frac{\delta_{xe} \cdot Cd}{Ie} \\
 &= \frac{17,091 \cdot 5,5}{1} \\
 &= 85,455 \text{ mm} \\
 \text{Simpangan Antar Lantai } (\Delta) &= \delta_n - \delta_{(n-1)} \\
 &= 85,455 - 77,37 \\
 &= 8,085 \text{ mm} \\
 \text{Perpindahan } (\delta_{xe}) \text{ joint kanan} &= 18,793 \text{ mm} \\
 \text{Perpindahan Total } (\delta x) &= \frac{\delta_{xe} \cdot Cd}{Ie} \\
 &= \frac{18,793 \cdot 5,5}{1} \\
 &= 93,965 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Simpangan Antar Lantai } (\Delta) &= \delta_n - \delta_{(n-1)} \\
 &= 93,965 - 85,535 \\
 &= 8,43 \text{ mm} \\
 \Delta \text{ max } (\Delta \text{ kiri dan } \Delta \text{ kanan}) &= 8,43 \text{ mm} \\
 \Delta \text{ rata - rata } (\Delta \text{ kiri dan } \Delta \text{ kanan}) &= 8,257 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Setelah uraian di atas, maka akan ditampilkan rekapitulasi perhitungan pada tabel sebagai berikut.

Tabel 5.36 Kontrol Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah X

Joint Kiri	Perpindahan (δ_{xe})	Perpindahan Total	Simpangan Antar Lantai	Joint Kanan	Perpindahan (δ_{xe})	Perpindahan Total	Simpangan Antar Lantai
Lantai		$\delta_x = (\delta_{xe} \cdot C_d) / I_e$	(Δ)	Kanan		$\delta_x = (\delta_{xe} \cdot C_d) / I_e$	(Δ)
	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)
1	0,834	4,17	4,17	1	0,672	3,36	3,36
2	1,953	9,765	5,595	2	1,922	9,61	6,25
3	3,351	16,755	6,99	3	3,555	17,775	8,165
4	4,948	24,74	7,985	4	5,414	27,07	9,295
5	6,672	33,36	8,62	5	7,395	36,975	9,905
6	8,467	42,335	8,975	6	9,425	47,125	10,15
7	10,281	51,405	9,07	7	11,451	57,255	10,13
8	12,073	60,365	8,96	8	13,429	67,145	9,89
9	13,813	69,065	8,7	9	15,323	76,615	9,47
10	15,474	77,37	8,305	10	17,107	85,535	8,92
11	17,091	85,455	8,085	11	18,793	93,965	8,43

Tabel 5.37 Lanjutan Kontrol Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah X

Δ max	Δ rata - rata	1,2 Δ rata - rata	Δ max < 1,2 Δ rata - rata	1,4 Δ rata - rata	Δ max < 1,4 Δ rata - rata
(mm)	(mm)	(mm)	□	(mm)	□
4,17	3,765	4,518	OK	5,271	OK
6,25	5,923	7,107	OK	8,292	OK
8,17	7,578	9,093	OK	10,609	OK
9,30	8,640	10,368	OK	12,096	OK
9,90	9,262	11,115	OK	12,968	OK
10,15	9,563	11,475	OK	13,388	OK
10,13	9,600	11,52	OK	13,440	OK
9,89	9,425	11,31	OK	13,195	OK
9,47	9,085	10,902	OK	12,719	OK
8,92	8,613	10,335	OK	12,058	OK
8,43	8,257	9,909	OK	11,561	OK

Tabel 5.38 Kontrol Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah Y

Joint Kiri	Perpindahan (δ_{xe})	Perpindahan Total	Simpangan Antar Lantai	Joint Kanan	Perpindahan (δ_{xe})	Perpindahan Total	Simpangan Antar Lantai
Lantai		$\delta_x = (\delta_{xe} \cdot C_d) / I_e$	(Δ)	Kanan		$\delta_x = (\delta_{xe} \cdot C_d) / I_e$	(Δ)
	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)
1	0,672	3,36	3,36	1	0,65	3,25	3,25
2	1,718	8,59	5,23	2	1,687	8,435	5,185
3	3,095	15,475	6,885	3	3,057	15,285	6,85
4	4,716	23,58	8,105	4	4,672	23,36	8,075
5	6,507	32,535	8,955	5	6,457	32,285	8,925
6	8,403	42,015	9,48	6	8,349	41,745	9,46
7	10,355	51,775	9,76	7	10,296	51,48	9,735
8	12,322	61,61	9,835	8	12,257	61,285	9,805
9	14,276	71,38	9,77	9	14,202	71,01	9,725
10	16,182	80,91	9,53	10	16,106	80,53	9,52
11	17,843	89,215	8,305	11	17,836	89,18	8,65

Tabel 5.39 Lanjutan Kontrol Ketidakberaturan Torsi Akibat Gempa Arah Y

Δ max	Δ rata - rata	1,2 Δ rata - rata	Δ max < 1,2 Δ rata - rata	1,4 Δ rata - rata	Δ max < 1,4 Δ rata - rata
(mm)	(mm)	(mm)	□	(mm)	□
3,36	3,305	3,966	OK	4,627	OK
5,23	5,208	6,249	OK	7,291	OK
6,89	6,868	8,241	OK	9,615	OK
8,11	8,090	9,708	OK	11,326	OK
8,96	8,940	10,728	OK	12,516	OK
9,48	9,470	11,364	OK	13,258	OK
9,76	9,748	11,697	OK	13,647	OK
9,83	9,820	11,784	OK	13,748	OK
9,77	9,748	11,697	OK	13,647	OK
9,53	9,525	11,43	OK	13,335	OK
8,65	8,478	10,173	OK	11,869	OK

Berdasarkan Tabel 5.36 dan Tabel 5.38 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tiap tingkat dan 1,4 kali simpangan antar lantai tiap tingkatnya. Sehingga disimpulkan bahwa Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan torsi terhadap gaya gempa X ataupun gaya gempa arah Y.

5.4.8 Ketidakberaturan Massa

Ketidakberaturan Massa didefinisikan ada jika suatu massa efektif tiap tingkat terdapat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Sehingga perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur yang di analisis apakah memiliki ketidakberaturan massa atau tidak. Perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.40.

Tabel 5.40 Kontrol Ketidakberaturan Massa

Tingkat	Massa X	Massa Y	Massa Lantai X	Massa Lantai Y	Cek	Cek
	KN	KN	Tingkat n/Tingkat n +1	Tingkat n/Tingkat n +1	Massa X > 150 %	Massa Y > 150 %
1	358,68	358,68	123,08%	123,08%	Tidak Ada	Tidak Ada
2	291,43	291,43	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
3	291,43	291,43	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
4	291,43	291,43	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
5	291,43	291,43	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
6	291,43	291,43	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
7	291,43	291,43	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
8	291,43	291,43	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
9	291,43	291,43	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
10	291,43	291,43	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada
11	291,43	291,43	100,00%	100,00%	Tidak Ada	Tidak Ada

Keterangan:

Tingkat n/Tingkat n +1 = Perbandingan tingkat ke n / Tingkat di atasnya.

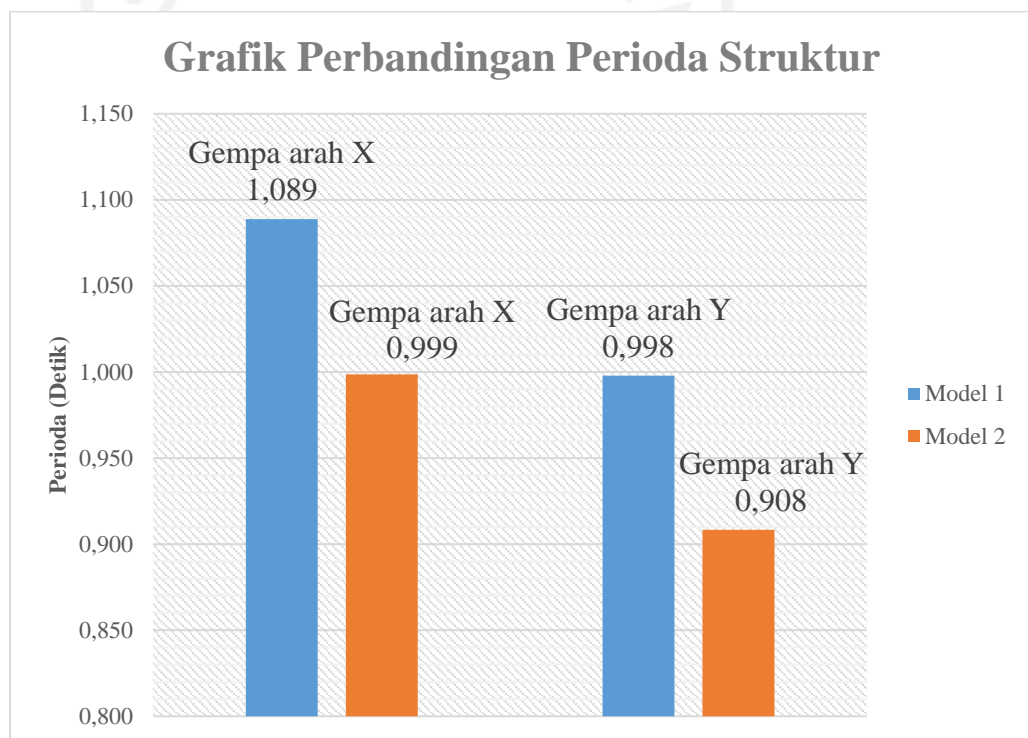
Berdasarkan Tabel 5.40 Kontrol Ketidakberaturan Massa, bahwa tidak ada persentase massa efektif yang melebihi 150 persen dari tingkat didekatnya baik terhadap arah X dan arah Y, sehingga disimpulkan bahwa struktur gedung tidak memiliki Ketidakberaturan Massa.

5.1 Perbandingan Hasil Analisis Permodelan

Perbandingan hasil analisis dilakukan dengan membandingkan grafik yang akan ditampilkan berdasarkan 2 permodelan yang di analisis. Adapun perbandingan yang akan dilihat adalah Perbandingan perioda struktur, simpangan antar lantai dan *base shear*.

5.5.1 Perbandingan Perioda Getar Struktur

Dari hasil perbandingan perioda getar yang diambil pada Moda 1 untuk gempa arah X dan Moda 2 untuk gempa arah Y dari total 33 perioda getar. Pada 2 permodelan didapatkan grafik sebagai berikut.



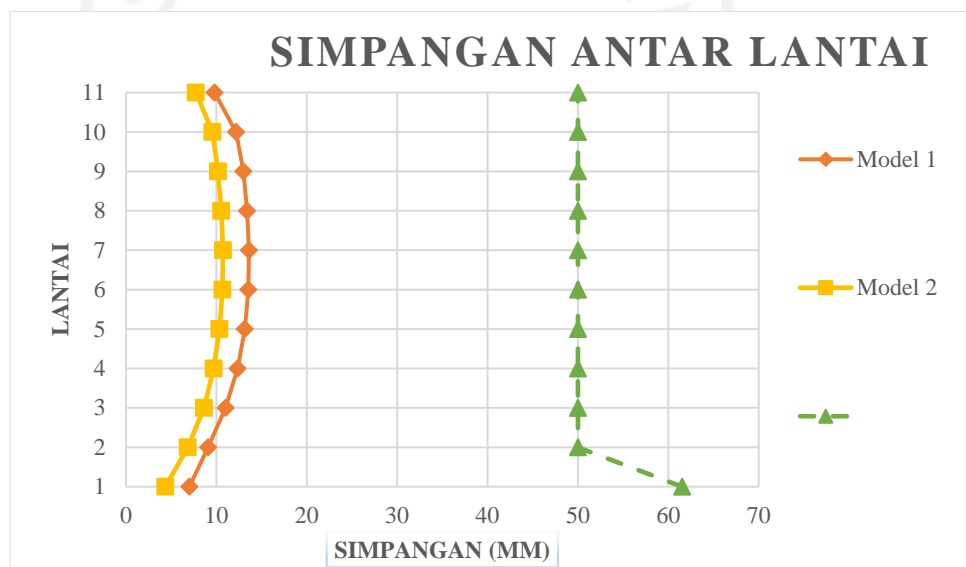
Gambar 5. 18 Grafik Perbandingan Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X Model 1 dan 2

Berdasarkan pembacaan grafik, perioda getar pada model 1 (Struktur *Flat Slab*) didapatkan perioda getar arah X sebesar 1,089 detik dan arah Y sebesar 0,998 detik. Kemudian untuk permodelan 2 (Pelat dengan penumpu balok) didapatkan perioda getar arah X sebesar 0,999 detik dan arah Y sebesar 0,908 detik. Sehingga dinyatakan bahwa Model 1 memiliki perioda getar lebih besar daripada Model 2

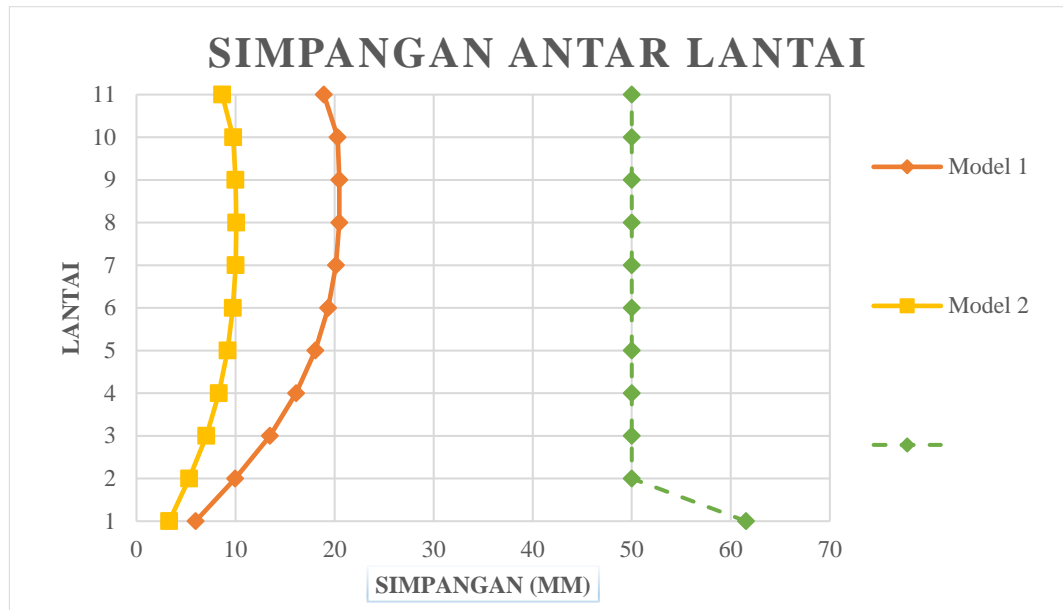
hal tersebut dikarenakan Model 2 (Konvensional) memiliki goyangan struktur bangunan yang lebih rendah daripada Model 1 (*Flat slab*).

5.5.2 Perbandingan Simpangan Lantai

Dari hasil perbandingan simpangan lantai dari kedua model dapat dilihat pada grafik yang akan membandingkan perpindahan yang terjadi pada sistem *flat slab* dan konvensional akibat pengaruh gempa arah X dan gempa arah Y. Nilai yang akan diambil adalah simpangan maksimum yang terjadi pada kedua model sebagai berikut.



Gambar 5.19 Grafik Perbandingan Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X Model 1 dan 2

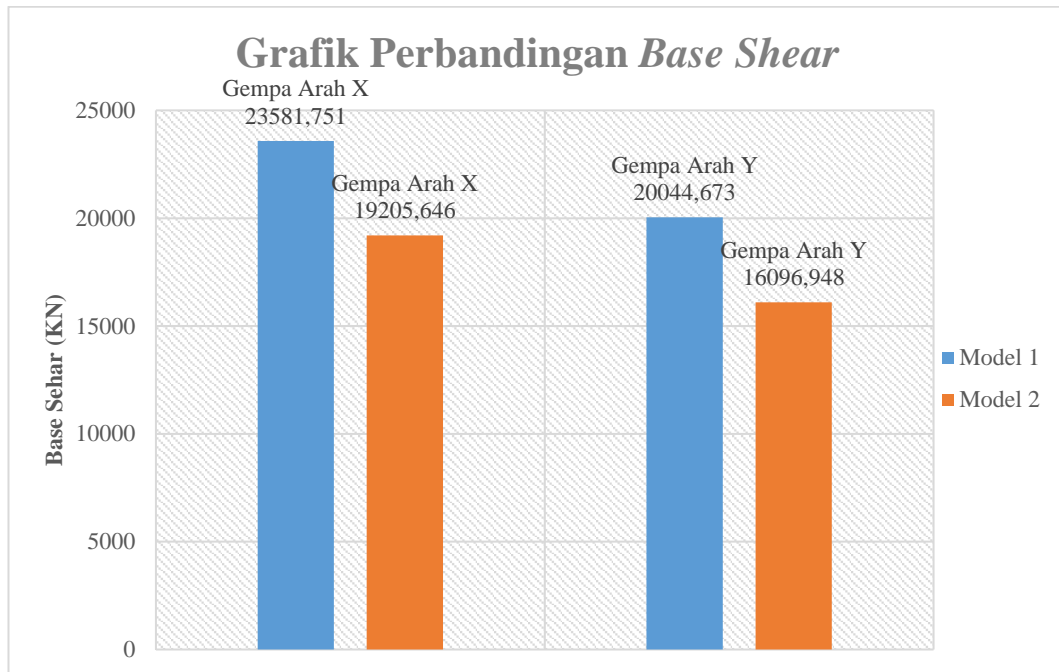


Gambar 5. 20 Grafik Perbandingan Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y Model 1 dan 2

Berdasarkan pengamatan grafik simpangan antar lantai dinyatakan bahwa simpangan maksimum pada model 1 akibat pengaruh gempa X sebesar 13,595 mm dan model 2 akibat gempa arah X sebesar 10,725 mm sedangkan untuk model 1 akibat gempa arah Y sebesar 20,475 mm dan model 2 akibat gempa arah Y sebesar 10,076 mm. Sehingga didapatkan bahwa model 1 memiliki simpangan lebih besar daripada model 2 hal ini dikarenakan *flat slab* struktur bangunannya hanya didukung oleh kolom, pelat, drop panel dan walaupun menggunakan balok namun tidak secara keseluruhan bagian bangunan.

5.5.3 Perbandingan Geser dasar (base shear)

Dari hasil perbandingan *base shear* didapatkan hasil dari grafik sebagai berikut.



Gambar 5. 21 Grafik Perbandingan Base Shear Model 1 dan 2

Berdasarkan pengamatan grafik pada permodelan struktur 1 memiliki nilai *base shear* akibat pengaruh gaya gempa X sebesar 23581,751 KN dan arah Y sebesar 20044,673 KN. Kemudian pada permodelan 2, didapatkan nilai *base shear* akibat pengaruh gaya gempa X sebesar 19205,646 KN sedangkan untuk arah Y sebesar 16096,948 KN.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis perbandingan dan pembahasan yang telah dilakukan terhadap kedua sistem struktur, yakni sistem *Flat Slab* (Model 1) dan sistem Konvensional (Model 2) didapatkan kesimpulan yaitu:

1. Nilai perioda getar struktur kedua model sebagai berikut :
 - Perioda getar struktur pada model 1 (sistem *flat slab*) sebesar 1,089 detik untuk arah X dan arah Y sebesar 0,998 detik.
 - Perioda getar struktur model 2 (Konvensional) sebesar 0,999 detik untuk arah X dan arah Y sebesar 0,908.

Nilai perioda terbesar terdapat pada model 1 yaitu struktur yang menggunakan sistem *flat slab* dengan selisih nilai perioda sebesar 8,26 % untuk arah X dan 9,02 % untuk arah Y. Dari perbandingan tersebut disimpulkan bahwa penggunaan sistem konvensional lebih efektif dalam menahan gaya lateral.

2. Nilai perpindahan yang terjadi pada kedua model masih dalam kondisi batas keamanan. Simpangan maksimum dari kedua model tersebut adalah :
 - Simpangan pada model 1 (sistem *flat slab*) adalah sebesar 13,595 mm untuk gempa arah X dan untuk gempa arah Y sebesar 20,475 mm.
 - Simpangan pada model 2 (konvensional) adalah sebesar 10,725 mm untuk gempa arah X dan untuk gempa arah Y sebesar 10,076 mm.

Nilai simpangan terbesar didapat pada model 1 yaitu struktur yang menggunakan sistem *flat slab* dengan selisih nilai simpangan sebesar 21,11% % untuk gempa arah X dan 50,79 % untuk gempa arah Y. Dari perbandingan tersebut disimpulkan bahwa sistem konvensional lebih efektif dalam mereduksi simpangan yang terjadi pada struktur.

3. Didapatkan hasil perbandingan nilai *base shear* (gaya geser dasar) dari 2 permodelan struktur adalah :
 - *Base shear* untuk model 1 sebesar 23581,751 KN untuk gempa arah X dan 20044,673 untuk gempa arah Y.
 - *Base shear* untuk model 2 sebesar 19205,646 KN untuk gempa arah X dan 16096,948 KN untuk gempa arah Y.Nilai *base shear* terbesar terdapat pada model 1 yaitu struktur yang menggunakan sistem *flat slab* dengan selisih nilai *base shear* sebesar 18,557% % untuk gempa arah X dan 19,695% % untuk gempa arah Y. Hal ini dipengaruhi juga oleh berat total yang dimiliki oleh struktur model 1.
4. Dari hasil perioda getar struktur dan perpindahan yang terjadi pada kedua model tersebut dinyatakan bahwa struktur pada model 2 (konvensional) memiliki tingkat kekakuan yang lebih tinggi dari pada struktur pada model 1 (*Flat Slab*).

6.2 Saran

Untuk pengembangan penelitian ke depan yang berkaitan dengan perbandingan struktur gedung sebagai berikut:

1. Pada penulisan Tugas Akhir ini, perlu dilakukan uji ulang terhadap acuan aturan SNI yang digunakan. Karena untuk penulisan Tugas Akhir ini masih menggunakan SNI 2012, sedangkan sekarang terdapat SNI terbaru yaitu SNI tahun 2019. Memungkinkan ada beberapa aturan baru yang berubah sehingga dapat merubah hasil desain struktur.
2. Pada tugas akhir ini, penulis menganalisis dengan menggunakan Zona Gempa wilayah Yogyakarta dengan jenis tanah sedang. Kedepannya, disarankan untuk penggunaan di zona yang lain dengan kondisi tanah yang berbeda. Sehingga dapat diketahui perbandingan gaya – gaya gempa yang dapat mempengaruhi simpangan, geser maupun kekakuan struktur dari sebuah bangunan.

DAFTAR PUSTAKA

- Agus Setiawan. (2016). *Perencanaan Struktur Beton Bertulang (Berdasarkan SNI 2847 - 2013)*. Jakarta: Erlangga.
- Badan Standarisasi Nasional Indonesia. (1989). *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (SNI 03 - 1727 - 1989)*.
- Badan Standarisasi Nasional Indonesia. (2012). *Standar perencanaan tahan gempa untuk struktur bangunan gedung (SNI 1726 : 2012)*.
- Badan Standarisasi Nasional Indonesia. (2013). *Persyaratan beton bertulang untuk bangunan gedung (SNI 2847 : 2013)*.
- Budio, S. P. (2011). *Dinamika*. Malang: Teknik Sipil Universitas Brawijaya.
- Dewobroto, W. (2013). *Komputer Rekayasa Struktur dengan SAP 2000*. Jakarta Selatan: Dapur Buku.
- Eka Susanti¹, Nova Arie Youlanda², Amrita Winaya. (2016). Studi Perbandingan Pelat Berusuk Dua Arah (Waffle Slab) dan Pelat Konvensional. 1-12.
- Indonesia, B. S. (2013). *Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur lain (SNI 1727 - 2013)*.
- Pawirodikromo, W. (2017). *Analisis Dinamika Struktur*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- Singgih Wibosono. (2012). Perbandingan analisis pelat konvensional dan pelat datar flat slab menggunakan metode rangka ekuivalen. 1-12.
- Stanley prawira. (2017). studi perbandingan penggunaan flat plate dan flate slab dengan drop panel pada struktur bangunan ditinjau dari segi volume. 1-8.

LAMPIRAN



Lampiran 1 **Detail Engineering Drawing Structure**

GAMBAR STRUKTUR
JOGJA APARTMENT

MCI MULTI CONSTRUCT INDONESIA