

TESIS

**STUDI KOMPARASI ANALISIS STRUKTUR
DENGAN JENIS TUMPUAN JEPIT DAN *SPRING SOIL*
STRUCTURE INTERACTION PADA STRUKTUR
BETON BERTULANG TAHAN GEMPA**

**Disusun dalam Rangka Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna Mencapai Gelar Magister Teknik (MT)**



Oleh :

FERNANDA NIKO ABDILA

NIM : 20202000008

**PROGRAM STUDI MAGISTER TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG SEMARANG**

2021

LEMBAR PERSETUJUAN TESIS

**STUDI KOMPARASI ANALISIS STRUKTUR DENGAN JENIS
TUMPUAN JEPIT DAN *SPRING SOIL STRUCTURE*
INTERACTION PADA STRUKTUR BETON BERTULANG
TAHAN GEMPA**

Disusun oleh :

FERNANDA NIKO ABDILA

NIM : 20202000008

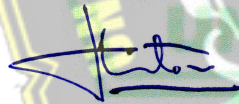
Telah disetujui oleh :

Tanggal,

Pembimbing I,

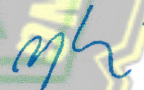
Tanggal,

Pembimbing II,



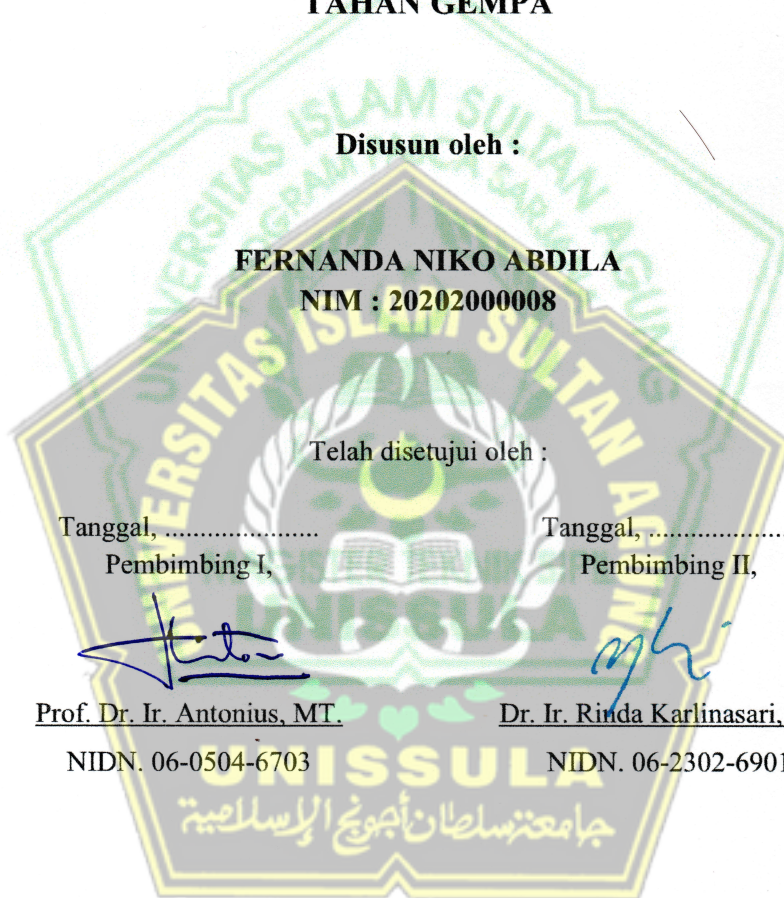
Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.

NIDN. 06-0504-6703



Dr. Ir. Rinda Karlinasari, MT.

NIDN. 06-2302-6901



LEMBAR PENGESAHAN TESIS

STUDI KOMPARASI ANALISIS STRUKTUR DENGAN JENIS
TUMPUAN JEPIT DAN *SPRING SOIL STRUCTURE*
INTERACTION PADA STRUKTUR BETON BERTULANG
TAHAN GEMPA

Disusun oleh :

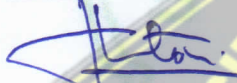
FERNANDA NIKO ABDILA

NIM : 20202000008

Dipertahankan di Depan Tim Penguji Tanggal :


Tim Penguji:

1. Ketua



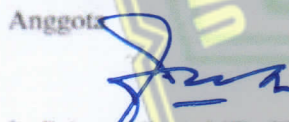
Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.

2. Anggota



Dr. Ir. Kartono Wibowo, MM., MT.

3. Anggota



Ir. Faiqun Niam, MT., Ph.D.

Tesis ini diterima sebagai salah satu persyaratan untuk
memperoleh gelar Magister Teknik (MT)

Semarang,

Mengetahui,

Ketua Program Studi



Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.

NIK. 210202033

Mengesahkan,

Dekan Fakultas Teknik



Dr. Abdul Rochim, ST., MT.

NIK. 210200031

MOTTO

” Kamu (umat Islam) adalah umat terbaik yang dilahirkan untuk manusia (selama) kamu menyuruh (berbuat) yang makruf, mencegah dari yang mungkar, dan beriman kepada Allah. Seandainya Ahlulkitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka. Di antara mereka ada yang beriman dan kebanyakan mereka adalah orang-orang fasik ” – Q.S. Ali Imran : 110.



HALAMAN PERSEMBAHAN



ABSTRAK

Pemodelan gedung tahan gempa yang sangat umum digunakan ialah pemodelan dua tahap yaitu pemodelan terpisah antara struktur atas yang didesain fleksibel dengan struktur bawah yang didesain dengan jepit atau kaku. Pemodelan ini sangat praktis karena menganggap struktur berada diatas perletakan yang kaku dengan cara mengabaikan perilaku tanah yang fleksibel. Akan tetapi, pada aktualnya struktur bertumpu pada tanah yang bersifat fleksibel dan dapat berdeformasi. Metode lain yang dapat digunakan agar mendekati kondisi aktual ialah dengan cara memodelkan struktur secara lengkap tanpa pemisahan struktur atas dan struktur bawah dengan mengikutsertakan interaksi tanah-struktur. Pemodelan ini menggunakan jenis tumpuan *spring* untuk merepresentasikan fleksibilitas tanah. Maka dilakukanlah penelitian ini untuk mengetahui seberapa pengaruh pemodelan interaksi tanah-struktur terhadap periode fundamental struktur, gaya geser dasar dan simpangan antar tingkat.

Spring ini memiliki nilai yang besarnya tergantung dari daya dukung *ultimate* dari pondasi gedung tersebut. Pada penelitian ini suatu gedung 6 lantai dengan menggunakan struktur beton bertulang dianalisis dengan pemodelan tumpuan jepit dan tumpuan *spring* dengan prosedur analisis yang sama yaitu prosedur linear dinamis respon spektra. Karena menggunakan analisis prosedur yang sama, maka hasil dari analisis kedua pemodelan tersebut dapat dibandingkan. Adapun parameter yang akan dibandingkan yaitu periode fundamental struktur, gaya geser dasar, gaya geser tiap lantai, dan simpangan antar tingkat.

Berdasarkan penelitian dapat disimpulkan bahwa struktur dengan tumpuan spring mengalami perpanjangan periode sumbu X sebesar 15,7% dan 16,9% untuk sumbu Y. Gaya geser dasar maupun gaya geser antar tingkat dengan analisis tumpuan spring lebih kecil dibandingkan tumpuan jepit. Pemodelan dengan tumpuan spring juga mendapatkan nilai simpangan antar tingkat yang lebih besar namun tidak signifikan.

Kata kunci : bangunan tahan gempa, struktur beton SRPMK, respon spektra desain.

ABSTRAC

The most commonly used earthquake-resistant building modeling is two-stage modeling, namely separate modeling between the upper structure, which is designed to be flexible, and the lower structure, which is designed to be rigid. This model is efficient because it assumes the structure is on a rigid foundation, ignoring flexible soil behavior. However, in reality, the structure rests on flexible soil, which can deform. Modeling the structure completely, without separating the upper and lower structures, and including soil-structure interactions is another method to approach actual conditions. This modeling uses a spring support type to represent soil flexibility.

This spring's size depends on the ultimate bearing capacity of the building foundation. This research aims to analyze a 6-story building using a reinforced concrete structure by modeling fixed supports and spring supports with the same analysis procedure, namely the dynamic linear response spectra procedure. Because it uses the same analysis procedure, the analysis results of the two models can be compared. Besides, the parameters that will be compared are the natural period of the structure, the base shear force, the shear force of each floor, and the drift.

Based on the research, it can be concluded that the structure with spring support experienced an extension of the X-axis period of 15.7% and 16.9% for the Y-axis. The base shear force and inter-story shear force with spring support analysis were smaller than those with fixed support. Modeling with spring support also obtained a larger but insignificant inter-story drift value.

Keyword : earthquake resistant building, SRPMK concrete structure, , response design spectra

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN

Yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : FERNANDA NIKO ABDILA
NIM : 20202000008

Dengan ini saya nyatakan bahwa Tesis yang berjudul:

STUDI KOMPARASI ANALISIS STRUKTUR DENGAN JENIS TUMPUAN JEPIT DAN *SPRING SOIL STRUCTURE INTERACTION* PADA STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA

Adalah benar hasil karya saya dan dengan penuh kesadaran bahwa saya tidak melakukan tindakan plagiasi atau mengambil alih seluruh atau sebagian besar karya tulis orang lain tanpa menyebutkan sumbernya. Jika saya terbukti melakukan tindakan plagiasi, saya bersedia menerima sanksi sesuai dengan aturan yang berlaku.

Semarang, Agustus 2024



FERNANDA NIKO A

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Segala puji dan syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan segala rahmatNya sehingga penulis dapat menyelesaikan penelitian tesis dengan judul “STUDI KOMPARASI ANALISIS STRUKTUR DENGAN JENIS TUMPUAN JEPIT DAN *SPRING SOIL STRUCTURE INTERACTION PADA STRUKTUR BETON BERTULANG TAHAN GEMPA*” guna memenuhi salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Magister Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang

Penulis menyadari kelemahan serta keterbatasan yang ada sehingga dalam menyelesaikan tesis ini memperoleh bantuan dari berbagai pihak, dalam kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terimakasih kepada :

1. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. selaku Dosen Pembimbing I yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan tesis ini.
2. Bapak Dr. Ir. Rinda Karlinasari, MT. selaku Dosen Pembimbing II yang selalu memberikan waktu bimbingan dan arahan selama penyusunan tesis ini.
3. Bapak Dr. Ir. Sumirin, MS. selaku Dosen Penguji atas semua saran dan masukan pada tesis ini.

Penulis menyadari bahwa tesis ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran yang membangun dari pembaca sangat kami harapkan demi hasil yang lebih baik.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Semarang, Agustus 2024

Penulis

DAFTAR ISI

JUDUL TESIS.....	i
LEMBAR PERSETUJUAN TESIS.....	ii
LEMBAR PENGESAHAN TESIS.....	ii
MOTTO	iv
HALAMAN PERSEMBAHAN	v
ABSTRAK.....	vi
ABSTRAC	viii
SURAT PERNYATAAN KEASLIAN	x
KATA PENGANTAR	xi
DAFTAR ISI.....	xii
DAFTAR TABEL.....	v
DAFTAR GAMBAR.....	vi
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Maksud dan Tujuan.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat Penelitian.....	3
1.6 Sistematika Penulisan.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	5
2.1.1 Faktor Seismik.....	5
2.1.2 Prosedur Analisis Bangunan Tahan Gempa.....	7
2.1.3 Respon Spektra Desain.....	9
2.1.4 Persyaratan Desain Umum	11
2.1.5 Konsep Perancangan Struktur Tahan Gempa.....	12
2.2 Desain Fondasi	14
2.2.1 Daya Dukung Aksial Tekan	14
2.2.2 Daya Dukung Aksial Tarik	15

2.2.3 Daya Dukung Lateral	16
2.2.4 Daya Dukung Kelompok Tiang	17
2.3 <i>Soil Structure interaction</i>	20
2.3.1 Pemodelan Pondasi sebagai Elemen <i>Spring</i>	20
2.3.2 Foundation Deformations.....	21
2.3.3 Kurva T-Z.....	22
2.3.4 Kurva P-Z.....	22
2.4 Kajian Literatur Studi Terdahulu	24
2.4.1 Naeim et al. dan Tileylioglu et al	24
2.4.2 Khoueiry dan Khouri.....	25
 BAB III METODOLOGI PENELITIAN	
3.1 Alur Pelaksanaan Penelitian.....	28
3.2 <i>Software</i> Penunjang.....	29
3.3 Acuan yang Digunakan	29
 BAB IV PEMBAHASAN DAN HASIL	
4.1 Pemodelan Struktur.....	30
4.1.1 Deskripsi dan Spesifikasi Desain Bangunan	30
4.1.2 Pembebanan	42
4.1.2.1 Kombinasi Beban	42
4.1.2.2 Beban Gravitasi	44
4.1.2.3 Beban Gempa dan Klasifikasi Situs	45
4.2 Analisis Tumpuan Jepit.....	49
4.2.1 Pengecekan Jumlah Ragam.....	50
4.2.2 Periode Fundamental Struktur.....	51
4.2.3 Penskalaan Gaya Geser Dasar Seismik	52
4.2.4 Pengecekan Faktor Redundansi	53
4.2.5 Pengecekan Simpangan Antar Tingkat	57
4.2.6 Pengecekan P-delta	58
4.2.7 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal	60
4.2.7.1 Ketidakberaturan Torsi.....	60
4.2.7.2 Ketidakberaturan Sudut Dalam	61

4.2.7.3 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma.....	61
4.2.7.4 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang	61
4.2.7.5 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel	62
4.2.8 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal	62
4.2.8.1 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak	62
4.2.8.2 Ketidakberaturan Massa	62
4.2.8.3 Ketidakberaturan Geometri Vertikal.....	63
4.2.8.4 Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral.....	63
4.2.8.5 Ketidakberaturan Tingkat Lunak Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat	63
4.2.9 Desain Fondasi	64
4.2.9.1 Kriteria Desain	64
4.2.9.2 Data Penyelidikan Tanah	64
4.2.9.3 Evaluasi Singkat Kondisi Pelapisan Tanah Bawah Permukaan.....	65
4.2.9.4 Daya Dukung Aksial Tiang.....	66
4.2.9.5 Kapasitas Lateral Tiang Tunggal	68
4.2.9.4 Evaluasi Grup Tiang.....	69
4.3 Analisis Tumpuan Spring.....	72
4.3.1 Pengecekan Jumlah Ragam.....	73
4.3.2 Periode Fundamental Struktur.....	74
4.3.3 Penskalaan Gaya Geser Dasar.....	75
4.3.4 Pengecekan Simpangat Antar Tinglat.....	76
4.3.5 Pengecekan P-delta	77
4.4 Perbandingan Hasil Analisis Pemodelan Struktur Tumpuan Jepit dan <i>Spring Soil Structure Interaction</i>	78
4.4.1 Perbandingan Periode Fundamental Struktur.....	78
4.4.2 Perbandingan Gaya Geser Dasar.....	79
4.4.3 Perbandingan Gaya Geser Tingkat.....	79
4.4.4 Perbandingan Simpangan Antar Tingkat	81

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan.....	83
5.2 Saran.....	84

DAFTAR PUSTAKA



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Simpangan Antar Tingkat Izin.....	12
Tabel 2.2 Lendutan Izin	13
Tabel 2.3 Efisiensi Grup Tiang.....	15
Tabel 2.4 Parameter Studi.....	26
Tabel 4.1 Spesifikasi Material	41
Tabel 4.2 Penjabaran Beban.....	42
Tabel 4.3 Penjabaran Beban Gravitasi.....	44
Tabel 4.4 Parameter Respons Spektrum Kelas Situs SE	45
Tabel 4.5 Kategori Risiko	46
Tabel 4.6 Faktor Keutamaan Gempa	46
Tabel 4.7 Klasifikasi Situs	47
Tabel 4.8 Rangkuman Hasil Identifikasi Kelas Situs	48
Tabel 4.9 Partisipasi Massa Ragam	50
Tabel 4.10 Penentuan Periode Struktur.....	52
Tabel 4.11 Penentuan Gaya Geser Dasar Seismik.....	52
Tabel 4.12 Penentuan Skala Gaya Geser Dasar Seismik.....	53
Tabel 4.13 Persyaratan Faktor Redundansi	54
Tabel 4.14 Persentase Gaya Geser Tingkat terhadap Gaya Geser Dasar.....	54
Tabel 4.15 Pemeriksaan Perubahan Kekuatan Tingkat	56
Tabel 4.16 Pemeriksaan Ketidakteraturan Horizontal 1b	56
Tabel 4.17 Persyaratan Simpangan Izin.....	57
Tabel 4.18 Simpangan Antar Tingkat.....	57
Tabel 4.19 Pengecekan Pengaruh P-delta.....	59
Tabel 4.20 Pengecekan Ketidakteraturan Torsi	60
Tabel 4.21 Pemenuhan Konsekuensi Ketidakteraturan Torsi.....	60
Tabel 4.22 Pengecekan Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak.....	62
Tabel 4.23 Pengecekan Ketidakteraturan Massa	62
Tabel 4.24 Pengecekan Ketidakteraturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat.....	63
Tabel 4.25 Rangkuman Estimasi Kapasitas Lateral Tiang Bor <i>Fixedhead</i>	68
Tabel 4.26 Daftar Tipe Fondasi Tiang Group.....	69
Tabel 4.27 Rekapitulasi Nilai Spring pada Tiang Bor.....	72

Tabel 4.28 Partisipasi Massa Ragam Struktur Tumpuan Spring	74
Tabel 4.29 Penentuan Periode Struktur Tumpuan Spring	74
Tabel 4.30 Penentuan Gaya Geser Dasar Struktur Tumpuan <i>Spring</i>	75
Tabel 4.31 Penentuan Skala Gaya Geser Dasar Struktur Tumpuan <i>Spring</i>	75
Tabel 4.32 Pengecekan Simpangan Antar Lantai Struktur Tumpuan <i>Spring</i> ..	76
Tabel 4.33 Pengecekan Pengaruh P-delta Struktur Tumpuan Spring.....	77
Tabel 4.34 Perbandingan Periode Fundamental Struktur	78
Tabel 4.35 Perbandingan Gaya Geser Dasar	79



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Kegunaan Faktor Seismik	6
Gambar 2.2 Spektrum Respon Desain	9
Gambar 2.3 Ilustrasi Persamaan Keseimbangan Balok-Kolom.....	16
Gambar 2.4 Grup Tiang	17
Gambar 2.5 Arah Gaya / Sumbu pada <i>Software GROUP</i>	19
Gambar 2.6 Model Analisis pada <i>Software GROUP</i>	19
Gambar 2.7 Matrik Kekakuan pada <i>Software GROUP</i>	19
Gambar 2.8 Ilustrasi skematis dari Analisis Langsung.....	22
Gambar 2.9 Ilustrasi Pembebanan Lateral dan Kurva p-z	23
Gambar 2.10 Model Penelitian	24
Gambar 3.1 Bagan Alir Penelitian	28
Gambar 4.1 Denah Lantai 1 (EL. +0.00)	31
Gambar 4.2 Denah Lantai 2 (EL. +4.00)	31
Gambar 4.3 Denah Lantai 3 (EL. +8.00)	31
Gambar 4.4 Denah Lantai 4 (EL. +12.00)	32
Gambar 4.5 Denah Lantai 5 (EL. +16.00)	32
Gambar 4.6 Denah Lantai 6 (EL. +20.00)	32
Gambar 4.7 Denah Lantai Top Roof (EL. +24.00).....	33
Gambar 4.8 Denah Lantai Dak Atap (EL. +27.00).....	33
Gambar 4.9 Potongan Grid 1	34
Gambar 4.10 Potongan Grid 2	34
Gambar 4.11 Potongan Grid 3	35
Gambar 4.12 Potongan Grid 4	35
Gambar 4.13 Potongan Grid 5	36
Gambar 4.14 Potongan Grid 6	36
Gambar 4.15 Potongan Grid 7	37
Gambar 4.16 Potongan Grid 8	37
Gambar 4.17 Potongan Grid 9	38
Gambar 4.18 Potongan Grid 10	38
Gambar 4.19 Potongan Grid A	39
Gambar 4.20 Potongan Grid B.....	39
Gambar 4.21 Potongan Grid C.....	39

Gambar 4.22 Potongan Grid D	40
Gambar 4.23 Potongan Grid E.....	40
Gambar 4.24 Potongan Grid F	40
Gambar 4.25 Potongan Grid G	41
Gambar 4.26 Spektrum Respon Desain Kelas Situs SE	45
Gambar 4.27 3D Pemodelan Struktur dengan Tumpuan Jepit	49
Gambar 4.28 Bentuk Ragam Mode 1	50
Gambar 4.29 Bentuk Ragam Mode 2	51
Gambar 4.30 Bentuk Ragam Mode 3	51
Gambar 4.31 Persyaratan Faktor Redundansi.....	53
Gambar 4.32 Lokasi Balok Lantai 2 yang di-Release	54
Gambar 4.33 Lokasi Balok Lantai 3 yang di-Release	55
Gambar 4.34 Lokasi Balok Lantai 4 yang di-Release	55
Gambar 4.35 Lokasi Balok Lantai 5 yang di-Release	55
Gambar 4.36 Lokasi Balok Lantai 6 yang di-Release	56
Gambar 4.37 Grafik <i>Drift Ratio</i>	58
Gambar 4.38 Grafik Koefisien Stabilitas.....	59
Gambar 4.39 Layout Titik Penyelidikan Tanah.....	65
Gambar 4.40 Distribusi Nilai q_c dan NSPT sebagai Fungsi dari Kedalaman .	66
Gambar 4.41 Estimasi Daya Dukung Aksial <i>Ultimate</i> Tekan, Izin Tekan, dan Izin Tarik sebagai Fungsi dari Kedalaman	67
Gambar 4.42 Rangkuman Distribusi Estimasi Pergerakan Lateral Kepala Tiang Bor D600mm Kondisi Fixedhead sebagai Fungsi dari Kedalaman.....	68
Gambar 4.43 Layout Fondasi Tiang Bor D600mm	71
Gambar 4.44 3D Pemodelan Struktur dengan Tumpuan <i>Spring</i>	73
Gambar 4.45 Grafik <i>Drift Ratio</i> Struktur Tumpuan <i>Spring</i>	76
Gambar 4.46 Grafik Koefisien Stabilitas Struktur Tumpuan <i>Spring</i>	77
Gambar 4.47 Perbandingan Gaya Geser Arah X	80
Gambar 4.48 Perbandingan Gaya Geser Arah Y	80
Gambar 4.49 Perbandingan <i>Drift Ratio</i> Arah X	81
Gambar 4.50 Perbandingan <i>Drift Ratio</i> Arah Y	82

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pembangunan gedung tinggi adalah konsekuensi langsung dari kebutuhan ruang di daerah urban yang padat, seperti halnya di Kota Semarang. Di Indonesia biasanya desain gedung tinggi dengan perletakan jepit mengasumsikan pondasi berperilaku kaku sempurna. Model struktur bawah dimodelkan secara terpisah. Metode ini dianggap sebagai metode yang konservatif.

Namun tumpuan yang sesungguhnya berupa fondasi tidaklah sepenuhnya, melainkan interaksi tanah-struktur. Karena fondasi pada tanah umumnya terjadi deformasi baik arah vertikal maupun arah horizontal. Pemodelan dengan memodelkan struktur atas dan struktur bawah secara bersamaan dapat menyebabkan struktur menghasilkan perpindahan lateral yang lebih besar dan periode getar yang lebih lama. Distribusi gaya gempa yang terjadi akan berbeda. Dengan demikian memodelkan struktur atas dan bawah secara bersamaan lebih direkomendasikan dalam pendesainan gedung tinggi, tetapi analisis ini terkendala karena harus mempertimbangkan efek interaksi tanah dengan struktur di tiang pondasi. Metode ini biasanya disebut *soil structure interaction*.

Oleh karena itu studi membandingkan analisis struktur tumpuan jepit dengan tumpuan spring atau biasa disebut metode *soil structure interaction* diperlukan untuk membuktikan bahwa analisis struktur dengan tumpuan jepit merupakan metode yang lebih konservatif dibanding metode *soil structure interaction*. Selain itu dapat dibandingkan juga seberapa jauh perbedaan segi ekonomis, segi gaya dalam yang diterima, dan segi perpindahan pada struktur yang terjadi dari kedua metode tersebut

1.2. Rumusan Masalah

Berkaitan dengan latar belakang di atas, maka dapat diuraikan rumusan masalah dalam Tesis ini, sebagai berikut :

- a. Bagaimana pengaruh analisis struktur dengan model tumpuan *spring* dan tumpuan jepit terhadap periode fundamental struktur.
- b. Bagaimana pengaruh analisis struktur dengan model tumpuan *spring* dan tumpuan jepit terhadap gaya geser.
- c. Bagaimana pengaruh analisis struktur dengan model tumpuan *spring* dan tumpuan jepit terhadap simpangan antar lantai.

1.3. Maksud dan Tujuan

Penelitian ini mempunyai maksud dan tujuan sebagai berikut :

1.3.1. Maksud

Dalam penelitian ini penulis bermaksud melakukan kajian perbandingan antara metode analisis dua tahap dan metode *soil structure interaction*, dengan tahapan-tahapan dalam *Job Plan* yaitu tahap pemodelan struktur, pendesainan pondasi dan pemodelan struktur dengan tumpuan *spring*.

1.3.2. Tujuan

Tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Membandingkan periode fundamental antara analisis model struktur dengan jenis tumpuan jepit dan tumpuan *spring (soil structure interaction)*.
2. Membandingkan gaya geser dasar antara analisis dengan antara analisis dengan jenis tumpuan jepit dan tumpuan *spring (soil structure interaction)*.
3. Membandingkan simpangan antar antara analisis dengan antara analisis dengan jenis tumpuan jepit dan tumpuan *spring (soil structure interaction)*.

1.4. Batasan Masalah

Dalam penyusunan tesis ini ruang lingkup dan batasan masalah yang akan dibahas adalah :

1. Parameter yang dianalisis pada penelitian ini adalah periode getar struktur, gaya geser dasar, gaya geser per lantai, dan simpangan antar tingkat.
2. Struktur yang digunakan dalam penelitian ini adalah bangunan gedung riil 6 lantai dengan beban gempa respon spektrum tanah lunak (SE) di Kota Semarang
3. Model pegas atau *spring* yang digunakan hanya perpindahan linear arah vertikal dan arah horizontal saja

1.5. Manfaat Penelitian

Hasil penelitian ini diharapkan dapat berguna sebagai :

1. Memberikan gambaran evaluasi antara analisis struktur dengan tumpuan jepit dan tumpuan *spring* (*soil structure interaction*).
2. Sebagai sarana pembandingan antara metode konvensional dengan metode baru sehingga dapat memberikan informasi metode yang lebih menguntungkan dari segi fungsi dan waktu.

1.6. Sistematika Penulisan

Rancangan sistematika penulisan pada tesis ini terdiri dari 3 bab, dimana uraian untuk masing-masing bab adalah sebagai berikut :

BAB I PENDAHULUAN

Memuat tentang latar belakang, rumusan masalah, maksud dan tujuan penelitian, batasan masalah, manfaat penelitian serta sistematika penulisan

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Merupakan hasil kajian pustaka yang berisikan teori analisis struktur tahan gempa dan analisis daya dukung pondasi.

BAB III METODE PENELITIAN

Dalam bab ini menjelaskan mengenai alur pelaksanaan penelitian, *software* penunjang, dan acuan yang digunakan.

BAB IV PEMBAHASAN DAN HASIL

Dalam bab ini menjelaskan mengenai prosedur permodelan dengan tumpuan jepit dan tumpuan *spring* pada bangunan tahan gempa dengan analisis linear dinamis sesuai SNI 1726-2019. Bab ini berisikan tentang data-data pemodelan struktur, prosedur analisis struktur tumpuan jepit, prosedur analisis struktur tumpuan *spring* serta perbandingan hasil analisis pemodelan dengan tumpuan jepit dan pemodelan dengan tumpuan *spring*.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Dalam bab ini menjelaskan tentang kesimpulan dari analisis perbandingan pemodelan dengan tumpuan jepit dan tumpuan *spring* serta berisikan tentang saran mengenai penelitian lebih lanjut.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

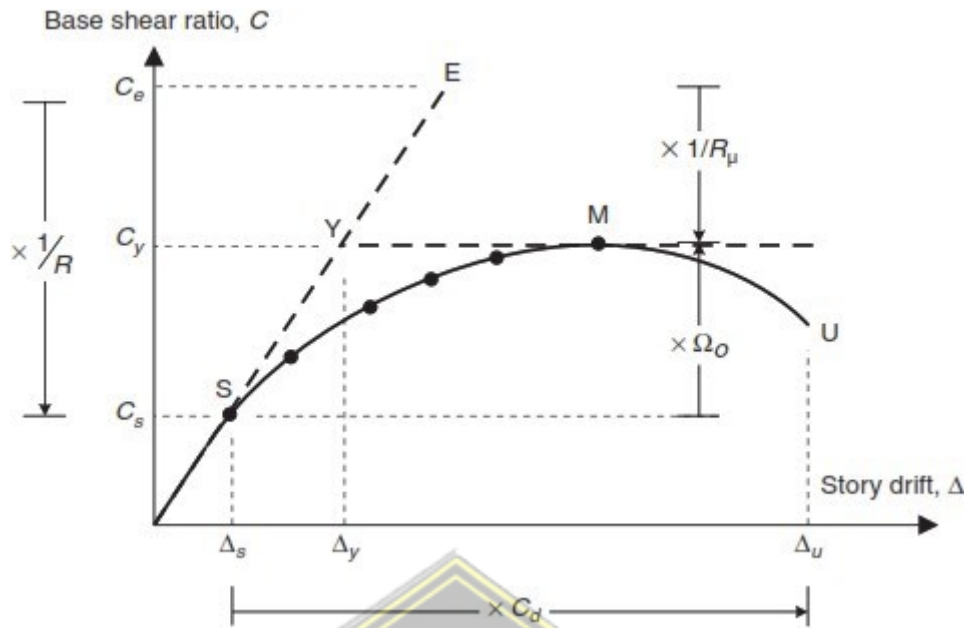
2.1. Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Bangunan tahan gempa dapat dianalisis secara elastis, apabila didesain secara elastis maka desain bangunan akan memiliki dimensi penampang yang besar dan mutu material yang kuat. Apabila bangunan tahan gempa dianalisis secara pendekatan inelastis dimana gedung diperbolehkan mengalami deformasi ketika menahan gaya gempa, maka gedung memiliki kemampuan disipasi energi gempa melalui pembentukan sendi plastis pada elemen tertentu sehingga bangunan memiliki kemampuan daktilitas yang cukup. Oleh karena itu, bangunan tahan gempa pada umumnya didesain secara plastis agar memiliki kemampuan deformasi yang cukup untuk mendisipasi energi (Alfi, 2020).

2.1.1 Faktor Seismik

Dalam proses desain bangunan tahan gempa, Faktor seismik yaitu faktor modifikasi respon (R), faktor amplifikasi defleksi (C_d), dan faktor kuat lebih struktur (Ω_0) diperlukan untuk mereduksi energi gempa yang didesain secara elastis dan menjamin agar bangunan memiliki kemampuan deformasi yang cukup.

Pada Gambar 2.1 menjelaskan kegunaan faktor seismik dari grafik rasio geser dasar, C , versus simpangan antar lantai, Δ . Pada gambar tersebut, faktor- R berfungsi untuk mereduksi geser dasar desain elastis, C_e , menjadi level gaya geser desain seismik pada titik S yaitu, C_s . Pada titik S merupakan titik dimana struktur pertama kali mengalami kelelahan, yang merupakan awal struktur berperilaku inelastis. Dengan kata lain, apabila struktur dikenai beban lateral, struktur yang didesain berdasarkan gaya geser dasar seismik yang tereduksi tersebut akan berperilaku elastis dahulu, diikuti berperilaku inelastis apabila gaya lateral meningkat hingga melebihi titik S tersebut.



Gambar 2.1. Kegunaan Faktor Seismik (Sumber ASCE 7-16)

Redundansi yang dibuat dalam sistem bersamaan dengan daktilitas memungkinkan terbentuknya serangkaian sendi plastis dalam struktur, yang mengarah ke mekanisme kelelahan pada tingkat kekuatan C_y . Rentang C_y dan C_s merupakan kekuatan cadangan yang didefinisikan sebagai faktor kuat lebih, (Ω_0). Faktor kuat lebih dihasilkan dari sejumlah faktor termasuk redistribusi gaya internal, persyaratan kode untuk beberapa kombinasi beban, kekuatan material yang seharusnya lebih besar daripada yang ditentukan dalam desain, faktor strain hardening pada material baja, dan kendala defleksi pada kinerja sistem.

Faktor amplifikasi defleksi, C_d , merupakan rasio Δ_u dan Δ_s (lihat pada Gambar 2.1). faktor ini menggambarkan rentang dimana struktur berperilaku inelastis hingga struktur mencapai nilai simpangan antar lantai maksimum. Semakin besar faktor amplifikasi defleksi, maka akan semakin besar kemampuan disipasi struktur dalam menahan gaya gempa.

Besarnya nilai faktor seismik untuk suatu sistem struktur dapat diketahui dengan melakukan evaluasi terhadap hasil perancangan struktur menggunakan analisis *pushover*. Untuk sistem struktur yang umumnya digunakan, pada Tabel 9SNI 1726 2019 terdapat faktor seismik untuk berbagai sistem struktur.

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, terdapat faktor I yang merupakan faktor keutamaan gedung. Faktor ini bergantung pada seberapa penting bangunan

seperti rumah sakit atau bangunan pemadaman kebakaran sehingga dapat ditentukan seberapa besar kerusakan yang boleh dialami struktur. Semakin besar faktor keutamaan maka pada bangunan tersebut didesain dengan kerusakan yang semakin kecil apabila terkena beban gempa.

2.1.2 Prosedur Analisis Bangunan Tahan Gempa

Peforma bangunan terhadap beban gempa harus dilakukan dengan salah satu dari empat prosedur ini yaitu prosedur gaya lateral ekivalen (*Linier Static Procedure*), prosedur analisis dinamik linier (*Linier Dynamic Procedure*), prosedur statis nonlinier (*Nonlinier Static Procedure / pushover analysis*), atau prosedur dinamis nonlinier (*Nonlinier Dynamic Procedure*). Empat prosedur tersebut terbagi menjadi dua prosedur secara linier dan dua prosedur secara nonlinier. Prosedur linier dapat digunakan apabila tingkat nonlinier yang diharapkan rendah. Hal ini diukur terhadap komponen *demand to capacity ratios* (DCR) harus kurang dari 2.0 (Hendy, 2020). Selain itu, prosedur linier dapat digunakan apabila struktur tidak bersifat irregular sesuai yang dideskripsikan pada FEMA 365 Bagian 2.4.1.1.

- **Prosedur gaya lateral ekivalen (*Linier Static Procedure*)**

Besarnya beban lateral semu yang diterapkan pada model bangunan elastis bertujuan untuk menghasilkan amplitudo perpindahan desain agar mendekati perpindahan maksimum yang diperkirakan selama beban gempa rencana. Jika bangunan pada dasarnya merespon secara elastis terhadap gempa rencana, gaya internal yang dihitung akan menjadi perkiraan yang wajar dari yang diperkirakan selama gempa desain. Apabila bangunan merespon secara inelasts terhadap gempa rencana, seperti yang biasa terjadi, gaya internal aktual yang terdapat dalam bangunan akan lebih kecil dari gaya internal yang dihitung menggunakan beban lateral semu. Hal ini terjadi karena respon elemen dan material tidak diantisipasi secara inelastis. Untuk mengevaluasi hal ini, terdapat faktor modifikasi untuk mengantisipasi respon inelastis pada gaya luar dan kapasitas.

- **Prosedur analisis dinamik linier (*Linier Dynamic Procedure*)**

Analisis spektral modal dilakukan menggunakan respon spektra linier-elastis yang tidak dimodifikasi untuk memperhitungkan respon nonlinier yang diantisipasi. Sama seperti prosedur gaya lateral ekivalen, dengan prosedur ini diharapkan perpindahan yang dihasilkan mendekati perpindahan maksimum yang diperkirakan selama beban gempa rencana, tetapi gaya internal yang dihasilkan pada prosedur ini akan melebihi gaya internal aktual pada bangunan

- **Prosedur statis nonlinier (*Nonlinier Static Procedure / pushover analysis*).**

Jika prosedur statis nonlinier digunakan untuk analisis bangunan tahan gempa, pemodelan secara langsung menggabungkan karakteristik deformasi-beban nonlinier dari komponen-komponen individual dan elemen-elemen bangunan harus dikenai beban lateral yang meningkat secara monoton yang mewakili gaya inersia gempa bumi sampai perpindahan target terlampaui. Perpindahan target dimaksudkan untuk mewakili perpindahan maksimum yang mungkin dialami selama gempa desain. Karena pemodelan dibuat atas efek respon inelastic material, gaya internal yang dihasilkan akan menjadi perkiraan yang masuk akal dari yang diperkirakan selama gempa rencana.

- **Prosedur dinamis nonlinier (*Nonlinier Dynamic Procedure*)**

Jika prosedur dinamis nonlinier digunakan untuk analisis bangunan tahan gempa, pemodelan secara langsung menggabungkan karakteristik deformasi beban nonlinier dari komponen dan elemen bangunan harus dikenai guncangan beban gempa yang diwakili oleh beban gempa riwayat waktu.

Prosedur secara statis dapat digunakan apabila efek mode tertinggi tidak signifikan. Pada umumnya terjadi pada bangunan yang pendek dan bangunan biasa. Sedangkan prosedur dinamis pada umumnya digunakan untuk bangunan tinggi, bangunan irregular dan torsional, atau sistem non-orthogonal (Hendi, 2020).

Prosedur statis nonlinier dapat digunakan untuk sebagian besar sistem bangunan, tetapi harus digunakan bersama dengan analisis dinamis linier jika partisipasi massa ragam pada mode pertama rendah (FEMA 365).

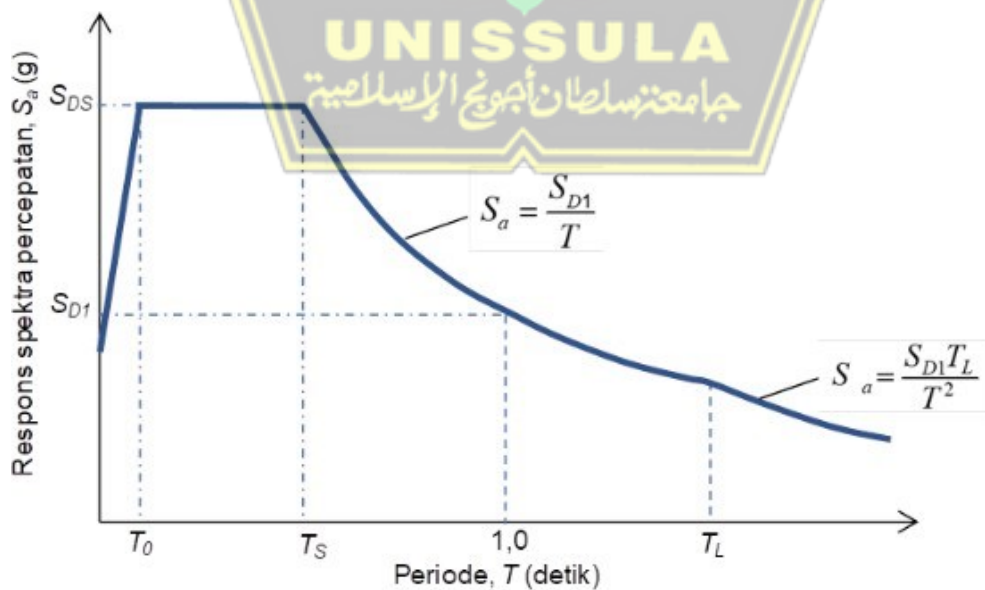
Istilah linier pada prosedur analisis linier menyiratkan “elastis secara linier”. Akan tetapi pada keadaan aktualnya, prosedur analisis dapat mencakup geometris nonlinier dari beban gravitasi yang bekerja melalui perpindahan lateral dan material

yang bersifat nonlinier ketika mencapai kelelehannya. Istilah “nonlinier” pada prosedur analisis nonlinier mengartikan bahwa nonlineatitas material atau respon material secara inelastis, nonlinieritas geometri mungkin saja tercakup pada analisis.

2.1.3 Respon Spektra Desain

Analisis dinamis inelastis diperlukan untuk prediksi dan desain respon seismik yang andal. Namun, analisis ini tidak praktis untuk desain rutin karena sulitnya mendapatkan percepatan gempa dengan pola yang sesuai dan pada desain hanya respon struktural maksimum yang menjadi acuan desain. Alternatif menggunakan respon spektra desain yang mewakili statistik spektrum respon rata-rata berdasarkan banyak percepatan gempa yang direkam berdasarkan interval tertentu, dinyatakan dalam bentuk probabilitas terlampaui dalam beberapa tahun.

Bagaimana pembuatan respon spektra desain elastis ini terdapat pada ASCE 7, pada bagian pembuatan spektra desain elastis. ASCE 7 pertama-tama menentukan spektral percepatan gempa maksimum (MCER) dengan periode ulang 2475 tahun (probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun). Dua pertiga dari nilai-nilai tadi kemudian digunakan sebagai desain berbasis beban gempa dengan periode ulang 475 tahun (probabilitas 10% terlampaui dalam 50 tahun). Bentuk spektral desain berbasis beban gempa ditunjukkan pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2. Spektrum Respon Desain (Sumber SNI 1726-2019)

Ringkasan singkat dari prosedur untuk membuat spektrum respons desain dengan referensi langsung dari SNI 1726-2019 disediakan sebagai berikut.

1) Klasifikasi situs

Langkah pertama ialah menentukan kelas situs tanah berdasarkan Tabel 5 pada pasal 5 SNI 1726 2019, langkah ini dapat dilakukan di laboratorium atau di lapangan.

2) Menentukan percepatan yang terpetakan

Parameter yang dimaksud adalah S_S dan S_1 yang didapatkan dari peta gerak tanah seismik dengan Resiko Gempa Maksimum (MCE_R) dengan periode ulang sebesar 2500 tahun dan redaman 5%. S_S ialah percepatan batuan dasar pada periode pendek $T = 0,2$ s, dan S_1 ialah percepatan batuan dasar pada periode $T = 0,1$ s. Alternatif lain ialah dengan membuka situs puskim.pu.go.id dengan memasukkan koordinat lokasi pembangunan.

3) Menentukan percepatan di permukaan tanah

Nilai percepatan yang didapatkan dikalikan dengan faktor amplifikasi yang terdapat pada Tabel 6 dan Tabel 7 di Pasal 6.2 SNI 1726-2019.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.2)$$

4) Menentukan percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} , dan pada periode 1 detik, S_{D1} , didapatkan dengan mereduksi dua pertiga dari S_{MS} dan S_{M1} .

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{D1} \quad (2.4)$$

5) Membuat kurva spektrum respon desain

Apabila dibutuhkan untuk membuat kurva seperti pada Gambar 2.2, prosedur tersebut tersedia pada Pasal 6.4 SNI 1726-2019.

2.1.4 Persyaratan Desain Umum

Persyaratan ini berlaku untuk semua bangunan yang tingkat kerusakan bangunannya dikategorikan sebagai Tingkat Kinerja Bangunan (*Building Performance Level*). Persyaratannya ialah sebagai berikut:

- **Efek P-Δ**

Didefinisikan sebagai efek dari gabungan dari beban gravitasi yang bekerja bersama dengan simpangan lateral akibat gaya seismik. Untuk prosedur liner, koefisien stabilitas, θ , harus dievaluasi untuk setiap lantai dalam bangunan untuk setiap arah respon menggunakan Persamaan 2.5. Pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan apabila $\theta \leq 0,1$ pada tiap tingkatnya.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \leq \theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (2.5)$$

Dimana :

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (kN); bila menghitung P_x , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1

Δ = simpangan antar lantai tingkat desain (mm) I_e = faktor keutamaan gempa

V_x = gaya geser seismic yang bekerja antara tingkat x dan (x-1) (kN)

h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)

C_d = faktor pembesaran defleksi

β = rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan (x-1); rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1

Jika koefisien stabilitas (θ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan θ_{max} , faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, diizinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan $1,0/(1 - \theta)$. Jika θ lebih besar dari θ_{max} , struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

- **Simpangan antar lantai**

Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dengan tingkat di bawahnya. simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi

simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti yang ditentukan pada SNI 1726-2019 untuk semua tingkat.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) harus ditentukan dengan Persaman 2.6.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{ex}}{I_e} \quad (2.6)$$

Dimana :

C_d = faktor amplifikasi defleksi

δ_e = defleksi pada lokasi yang disyaratkan pada pasal ini yang ditentukan dengan analisis elastis

I_e = faktor keutamaan gempa

2.1.5 Konsep Perancangan Struktur Tahan Gempa

Struktur dirancang memiliki kekakuan dan kekuatan yang cukup dalam menahan beban yang ada, yaitu beban gravitasi dan beban lateral (gempa dan angin). Kekakuan dan kekuatan struktur diturunkan menjadi parameter-parameter kontrol sesuai syarat-syarat yang tercantum pada SNI 1726-2019 sebagai berikut:

- **Kekakuan struktur terhadap beban gempa**

Parameter yang dikontrol untuk memastikan kekakuan struktur cukup ketika terjadi gempa adalah simpangan, stabilitas, dan ketidakberaturan. Struktur bangunan yang difungsikan sebagai gedung kuliah termasuk ke dalam Kategori Risiko IV. Artinya struktur ini harus memiliki simpangan maksimum 1% dari tinggi bangunannya.

Tabel 2.1. Simpangan Antar Tingkat Izin (Sumber SNI 1726-2019)

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

Batasan ini harus dipenuhi untuk memastikan tingkat kerusakan struktur mencapai *Immediate Occupancy* (IO) yang artinya ketika terjadi gempa

besar, bangunan ini hanya boleh rusak ringan arsitektural sehingga dapat segera difungsikan kembali dengan perbaikan ringan.

- **Kekakuan struktur terhadap beban gravitasi**

Parameter yang dikontrol untuk memastikan kekakuan struktur cukup dalam menahan beban gravitasi sehari-hari atau disebut juga sebagai beban layan adalah lendutan. Lendutan yang terjadi pada pelat dan balok harus dijaga tidak melebihi batas yang diizinkan untuk menjaga kenyamanan penghuni bangunan tersebut. Struktur dengan lendutan melebihi batas akan cenderung mengalami getaran yang terasa ketika ada beban seperti penghuni yang berjalan/berlari dan berpotensi memiliki retak yang berlebihan pula. Batasan lendutan yang diizinkan adalah $L/360$ akibat beban hidup saja dan $L/240$ akibat beban jangka panjang.

Tabel 2.2. Lendutan Izin (Sumber SNI 2847-2019)

Jenis komponen struktur	Kondisi		Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar	Tidak memikul atau tidak disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural yang mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar		Lendutan seketika akibat L , dan R maksimum	$l/180^{(1)}$
Lantai			Lendutan seketika akibat L	$l/360$
Atap atau lantai	Memikul atau disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural	Mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan elemen nonstruktural, yaitu jumlah dari lendutan jangka panjang akibat semua beban tetap dan lendutan seketika akibat penambahan beban hidup ⁽²⁾	$l/480^{(3)}$
		Tidak akan rusak akibat lendutan yang besar		$l/240^{(4)}$

- **Kekuatan struktur terhadap kombinasi beban gravitasi, angin, dan gempa**

Setelah struktur dipastikan cukup kaku, kekuatan elemen-elemen struktur harus diperiksa juga. Parameter yang dikontrol adalah kekuatan aksial, lentur, geser, dan torsi yang merupakan kontribusi antara beton dan baja tulangan pada pelat, balok, kolom, pile cap, dan tiang fondasi. Sebagai tambahan, parameter kontrol pada struktur bawah juga ditambah dengan tahanan aksial dan lateral tiang dan kelompok tiang fondasi yang merupakan kontribusi antara dimensi, jumlah, dan kedalaman tiang serta kondisi lapisan tanah.

Pada struktur atas jenis kombinasi beban yang diperhitungkan adalah kombinasi beban ultimit/LRFD. Pada struktur bawah jenis kombinasi beban yang diperhitungkan adalah kombinasi beban tegangan izin/ASD yang terdiri atas kombinasi service/layan, gempa nominal, dan gempa

kuat. Kombinasi gempa kuat diperhitungkan untuk memastikan bahwa struktur bawah lebih kuat dari struktur atas sehingga struktur bawah tidak akan mengalami kegagalan terlebih dahulu.

Kapasitas tiap-tiap elemen harus melebihi gaya yang terjadi akibat kombinasi beban yang terdiri atas beban gravitasi, angin, dan gempa. Untuk memastikan elemen struktur lebih kuat daripada beban yang terjadi, selain beban yang dikali faktor beban pada kombinasi beban, kekuatan elemen juga perlu direduksi. Reduksi kekuatan yang digunakan diambil dari SNI 2847:2019.

2.2. Desain Fondasi

Sistem fondasi yang digunakan pada penelitian ini adalah fondasi tiang bor. Metode perhitungan estimasi daya dukung aksial tiang bor dan daya dukung lateral tiang bor disampaikan sebagai berikut.

2.2.1 Daya Dukung Aksial Tekan

Daya dukung aksial tekan ditentukan dari tahanan ujung tiang dan tahanan friksi di sepanjang tiang. Persamaan umum untuk menentukan besarnya daya dukung aksial tekan adalah sebagai berikut:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (2.7)$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.8)$$

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (2.9)$$

$$Q_s = \Sigma (f_s \times p \times \Delta L) \quad (2.10)$$

Dimana:

- Q_{all} merupakan daya dukung izin aksial tekan tiang [kN]
- Q_u merupakan daya dukung ultimate aksial tekan tiang [kN]
- Q_p merupakan daya dukung ujung tiang [kN]
- Q_s merupakan daya dukung selimut total tiang [kN]
- q_p merupakan daya dukung ujung unit tiang [kN/m²]
- f_s merupakan daya dukung friksi tiang [kN/m²]
- A_p merupakan luas penampang tiang [m²]
- p merupakan keliling tiang [m]

- ΔL merupakan panjang segmen tiang [m]
 SF merupakan Safety factor / angka keamanan = 2.5

Daya dukung friksi dan ujung tiang pada tanah kohesif dapat ditentukan dengan korelasi kuat geser tanah dengan persamaan sebagai berikut:

$$q_p = 9 \cdot S_u \leq 3800 \text{ kPa} \quad (2.11)$$

$$f_s = \alpha \cdot S_u \quad (2.12)$$

Dimana:

S_u merupakan kuat geser *undrained* [kN/m²]

α merupakan faktor koreksi adhesi, dengan nilai maksimum 0.55 untuk tiang bor

Pada tanah pasir, daya dukung friksi tiang dihitung dengan menggunakan metode beta (*b-method*) dan daya dukung ujung tiang ditentukan dengan korelasi nilai N-SPT dengan persamaan sebagai berikut:

$$f_s = \beta \sigma' \leq 200 \text{ kPa} \quad (2.13)$$

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.245\sqrt{z}) \text{ untuk } N_{60} < 15 \quad (2.14)$$

$$\beta = (1.5 - 0.245\sqrt{z}) \text{ untuk } N_{60} > 15 \quad (2.15)$$

$$q_p = 57.5 \times NSPT \leq 4300 \text{ kPa} \quad (2.16)$$

Dimana:

β menggunakan rumus Reese and O'Neill (1989)

σ' merupakan overburden stress [kN/m²]

2.2.2 Daya Dukung Aksial Tarik

Daya dukung tarik tiang adalah penurunan dari kapasitas tiang terhadap keberadaan momen maupun gaya angkat keatas (*uplift*). Desain fondasi harus tahan pula terhadap tarik (selain tekan). Secara umum, besarnya daya dukung aksial tarik pada fondasi dalam adalah sebagai berikut :

$$T_{ult} = \frac{0.7 \sum Q_s + W_{pile}}{SF} \quad (2.17)$$

Dimana:

T_{ult} merupakan kapasitas tarik ultimit tiang

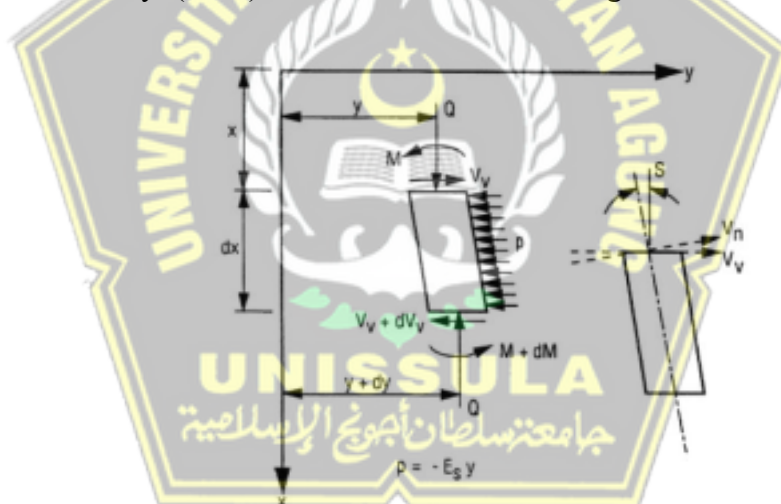
Q_s merupakan tahanan geser selimut tiang

W_{pile} merupakan berat tiang

SF merupakan *safety factor* / angka keamanan = 2.5

2.2.3 Daya Dukung Lateral

Kapasitas lateral tiang tunggal merupakan kemampuan satu tiang menahan atau memikul beban horizontal. Analisis non linier yang banyak digunakan untuk menghitung kapasitas lateral tiang adalah metode transfer beban menggunakan kurva p-y. Metode transfer beban pada pembebanan lateral didasarkan pada hubungan balok-kolom dimana digunakan *finite difference* yang membagi tiang menjadi elemen-elemen yang lebih kecil. Persamaan differensial untuk perhitungan pembebanan lateral ini diturunkan oleh Hetenyi (1946) dimana diilustrasikan sebagai berikut.



Gambar 2.3. Ilustrasi Persamaan Kesetimbangan balok-kolom Hetenyi, 1946)

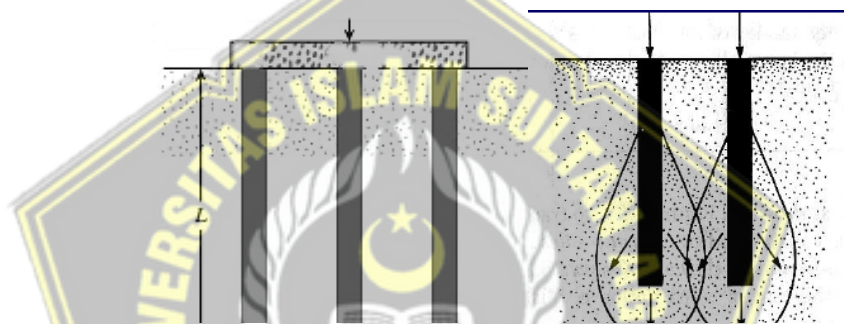
Reaksi tiang dengan tanah digambarkan dalam kurva p-y. Kurva ini digunakan untuk menentukan parameter E_s yang terdapat dalam solusi *finite difference*. Dalam penelitiannya, Reese (1984) memaparkan berbagai prosedur untuk membuat kurva p-y berdasarkan berbagai percobaan menggunakan sejumlah tiang yang dilihat perilakunya dalam menerima tegangan.

Faktor yang sangat memperngaruhi bentuk kurva p-y adalah properti dari tanah. Disamping itu faktor kedalaman, hubungan tegangan-regangan

tanah, lebar tiang, lokasi air tanah, dan kondisi pembebanan (statis atau siklik) juga berpengaruh. Prosedur untuk membuat kurva p-y curve dalam berbagai kondisi telah disediakan di *software* LPILE. Hasil analisis menggunakan *software* LPILE menggambarkan perilaku tiang tunggal dalam menghadapi gaya lateral.

2.2.4 Daya Dukung Kelompok Tiang

Ketidakmampuan tiang tunggal dalam menahan beban membuat kebutuhan kapasitas aksial harus ditingkatkan menggunakan beberapa tiang. Kelompok tiang (*group pile*) merupakan sekumpulan tiang yang disatukan pada satu wadah sehingga kelompok tiang tersebut bekerja sama memikul beban. Ilustrasi kelompok tiang ditunjukkan pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4. Grup Tiang (Braja M. Das, 2014)(kiri) ; Bidang Runtuh Tiang Tunggal dalam Group (kanan)

Dalam menghitung daya dukung kelompok tiang, perlu ditinjau jumlah tiang dan efisiensi yang ada dalam suatu formasi grup tiang. Bidang runtuh sebuah tiang tunggal akan berpotongan dengan bidang runtuh tiang tunggal lainnya dalam suatu grup yang sama, maka diperlukan pengaruh efisiensi dalam perhitungan.

$$Q_{ult,g} = Q_{ult} * n * \eta \quad (2.18)$$

Dimana:

$Q_{ult,g}$ merupakan daya dukung ultimit grup tiang

Q_{ult} merupakan daya dukugn ultimit tiang tunggal

n merupakan jumlah tiang dalam grup

η merupakan efisiensi grup tiang, nilainya maksimum 1.

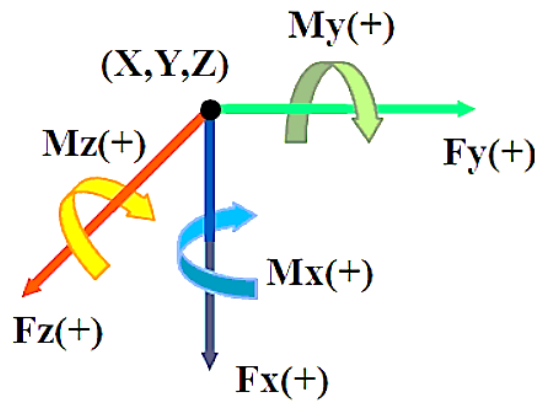
Efisiensi grup tiang sendiri dapat dihitung menggunakan berbagai persamaan (Das, 2019):

Tabel 2.3. Efisiensi Grup Tiang

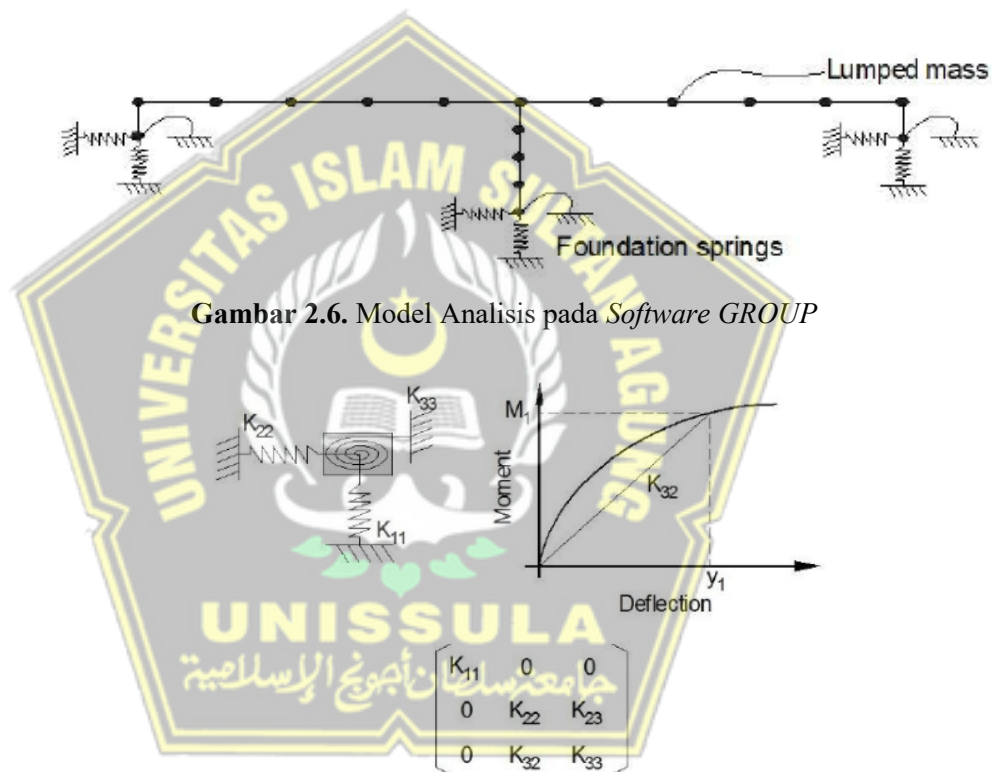
Name	Equation
Converse–Labarre equation	$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$ <p>where $\theta(\text{deg}) = \tan^{-1}(D/d)$</p>
Los Angeles Group Action equation	$\eta = 1 - \frac{D}{\pi dn_1n_2} [n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)]$
Seiler–Keeney equation (Seiler and Keeney, 1944)	$\eta = \left\{ 1 - \left[\frac{11d}{7(d^2 - 1)} \right] \left[\frac{n_1 + n_2 - 2}{n_1 + n_2 - 1} \right] \right\} + \frac{0.3}{n_1 + n_2}$ <p>where d is in ft</p>

Pemodelan grup tiang dapat dilakukan dengan bantuan *software GROUP* (Ensoft). Pondasi dalam yang digunakan yaitu *Drilled Shaft (Bored Piles)*, dengan model non-linear tiang serta kepala tiang dimodelkan sebagai fixed. Pengecekan konfigurasi grup tiang terhadap kombinasi beban struktural terdiri dari gaya aksial, geser, dan momen dengan arah gaya dan sumbu seperti ditunjukkan pada Gambar 2.4. Faktor reduksi kapasitas beban lateral ditentukan secara internal berdasarkan arah gaya lateral, spasi antara tiang, dan konfigurasi.

Pile cap diasumsikan kaku dan dapat mengalami penurunan, translasi, dan rotasi. Bentuk model analisis dalam *Software GROUP* ditunjukkan pada Gambar 2.5 dan analisis matrix kekakuan yang dimodelkan ditunjukkan pada Gambar 2.6. Program ini secara internal akan menghasilkan respon tanah nonlinier berupa kurva t-z dan q-w untuk pembebanan aksial, kurva t-r untuk pembebanan torsional, dan kurva p-y untuk pembebanan lateral. Solusi iterasi akan mengakomodasi respon nonlinier tiap tiang sehingga memenuhi persamaan kesetimbangan untuk mencapai kesesuaian antara pergerakan tiang dan respon tanah, serta antara pergerakan tiang dan tiang.



Gambar 2.5. Arah Gaya / Sumbu pada Software GROUP



Gambar 2.6. Model Analisis pada Software GROUP

Gambar 2.7. Matrik Kekakuan pada Software GROUP

2.3 Soil Structure Interaction

Analisis *Soil Structure Interaction (SSI)* adalah analisis struktur yang mempertimbangkan respon dari struktur, fondasi, dan kondisi geologi di sekitar fondasi, Analisis ini biasanya dilakukan untuk struktur gedung dengan basement. Efek SSI secara teoritis biasanya diabaikan jika fondasi didukung oleh tanah yang kaku. Namun pada kenyataannya tetap saja terdapat efek SSI pada respon aktual struktur. Berdasarkan FEMA P-750, NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (FEMA, 2009), efek SSI dikategorikan sebagai efek interaksi inersia, efek interaksi kinematik, dan efek fleksibilitas landasan-tanah. Istilah interaksi kinematik dan inersia diperkenalkan pada tahun 1975 oleh Robert Whitman (Kausel, 2010).

2.3.1 Pemodelan Pondasi sebagai Elemen *Spring*

Pada penelitian ini, daya dukung tanah aksial dan lateral dimodelkan sebagai elemen *spring*. Untuk penempatan spring pada pondasi kelompok tiang, maka pondasi kelompok tiang ini diasumsikan sebagai pondasi tiang bor dengan modulus elastisitas tanah diantara tiang-tiang dalam kelompok tidak dianggap sama dengan modulus elastisitas tiang (Laintarawan, 2006). Pondasi tiang pancang sebagai elemen solid sedangkan daya dukung tanah dimodel sebagai elemen *spring*.

Elemen spring yang digunakan dalam perhitungan diasumsikan sebagai pengganti tanah (Teori Pegas Winkler). Nilai kekakuan pegas tersebut didapatkan berdasarkan daya dukung *ultimate* dibagi dengan batas penurunan pondasi pada *loading test*. Estimasi nilai *spring* ditunjukkan sebagai berikut

$$Spring Z = \frac{P}{\Delta} \quad (2.19)$$

$$Spring H = 10\% \times Spring Z \quad (2.20)$$

Dimana

P = Daya dukung *ultimate*

Δ = Batas penurunan pondasi pada loading test = 2,5 cm

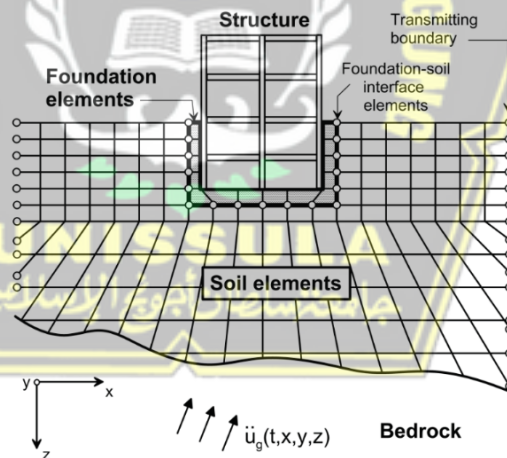
Nilai-nilai spring hasil perhitungan menggunakan persamaan diatas kemudian digunakan pada pemodelan dalam *software ETABS*.

2.3.2 Foundation Deformations

Deformasi lentur, aksial, dan geser elemen fondasi struktural terjadi sebagai akibat dari gaya dan perpindahan yang diterapkan oleh superstruktur dan media tanah. Ini mewakili kebutuhan seismik untuk komponen fondasi yang dirancang, dan efek deformasi ini bisa menjadi signifikan, terutama untuk fondasi yang fleksibel seperti rakit dan tiang pancang.

Metode yang dapat digunakan untuk mengevaluasi efek di atas dapat dikategorikan sebagai analisis langsung dan pendekatan substruktur. Dalam analisis langsung, tanah dan struktur dimasukkan dalam model yang sama dan dianalisis sebagai sistem yang lengkap. Dalam pendekatan substruktur, masalah SSI dipartisi menjadi bagian-bagian berbeda yang digabungkan untuk merumuskan solusi lengkap.

Analisis Langsung. Seperti yang secara skematis digambarkan dalam Gambar 2.8, tanah sering direpresentasikan sebagai elemen hingga bersama dengan elemen fondasi dan struktural, mentransmisikan batas pada batas mesh tanah, dan elemen antarmuka di tepi fondasi.



Gambar 2.8. Ilustrasi skematis dari analisis langsung interaksi tanah-struktur menggunakan pemodelan kontinum oleh elemen hingga (NIST GCR 12-917-21)

Dikarenakan solusi analisis langsung dari masalah SSI sulit dilakukan, terutama ketika sistem ini secara geometris kompleks atau mengandung nonlinear yang signifikan dalam tanah, sistem ini jarang digunakan dalam praktik.

Pertimbangan yang tepat tentang efek SSI dalam suatu pendekatan substruktur membutuhkan :

- (i) Evaluasi gerakan tanah bebas dan sifat material tanah yang sesuai;
- (ii) Evaluasi fungsi transfer untuk mengkonversi gerakan medan bebas menjadi gerakan masukan fondasi;
- (iii) Penggabungan pegas dan redaman (atau elemen nonlinear yang lebih kompleks) untuk merepresentasikan kekakuan dan redaman pada antarmuka dasar tanah; dan
- (iv) Analisis respons dari sistem pegas dan redaman gabungan dengan gerakan input fondasi

2.3.3 Kurva T-Z

Beban yang ditransfer oleh pondasi tiang ditransfer kepada tanah melalui selimut dan ujung tiang. Respon tanah dan tiang dalam menerima beban melalui selimut tiang ditunjukkan melalui kurva t-z. Kurva t-z merupakan kurva hubungan antara gesekan selimut dan peralihan tiang yang digunakan dalam analisis transfer beban aksial pada tiang. Kurva t-z dapat diperoleh melalui pendekatan analitik, uji geser langsung, serta uji pembebanan statik terinstrumentasi pada tiang (Rahardjo, 2021).

Masing-masing metode memiliki keterbatasan, dimana penggunaan metode teoritis merupakan perhitungan yang masih memerlukan verifikasi dari uji lapangan (Kraft et. al. 1981), bentuk kurva t-z dari uji geser langsung akan berbeda tergantung pada kecepatan penggeseran dan dimensi sampel uji (Febrijanto, 2017), sedangkan uji pembebanan tiang statik terinstrumentasi memerlukan biaya uji yang besar. Di antara metode-metode tersebut, uji pembebanan statik terinstrumentasi merupakan satu-satunya uji yang dapat digunakan untuk menghasilkan kurva t-z dari uji lapangan.

2.3.4 Kurva P-Z

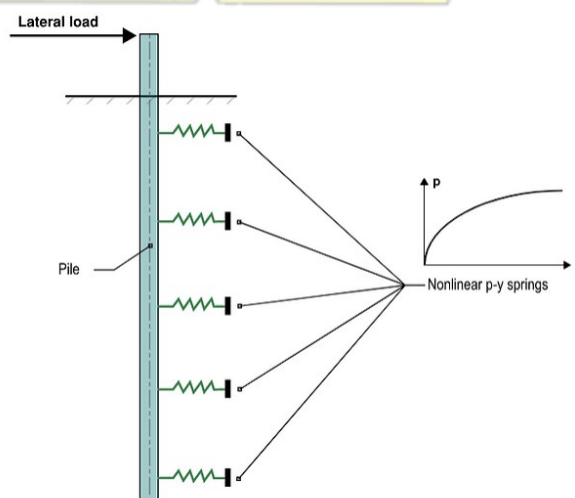
Kurva P-Z merupakan model numerik yang digunakan untuk mensimulasikan respon tahanan tanah (p , tahanan per satuan panjang tiang) terhadap defleksi tiang (y) tiang yang mendapat pembebanan lateral. Dengan

pendekatan ini, tanah dapat dengan mudah digambarkan sebagai serangkaian metode *nonlinear* yang bervariasi menurut kedalaman dan jenis tanah yang dianalisis tiang bor yang dibebani secara lateral (Rahardjo, 2021).

Idealnya, kurva p-y harus dihasilkan dari uji beban lateral skala penuh pada tiang uji yang diinstrumentasi. Dengan tidak adanya kurva p-y yang diperoleh secara eksperimental, formulasi p-y empiris yang telah diusulkan dalam literatur dapat digunakan untuk berbagai jenis tanah.

Sejak tahun 1970an, modifikasi dan perbaikan lebih lanjut telah diberikan pada metode p-y. Daripada memberikan masukan untuk konstanta pegas nonlinier (yaitu, nilai konstanta pegas sebagai fungsi defleksi tiang), kurva p-y diberikan sebagai masukan untuk analisis dalam metode p-y. Kurva p-y yang berbeda telah dikembangkan selama bertahun-tahun untuk jenis tanah yang berbeda, yang memberikan besarnya tekanan tanah sebagai fungsi dari defleksi tiang (Rahardjo, 2021).

Dalam analisisnya, tiang pancang dibagi menjadi segmen-segmen kecil, dan untuk setiap segmen diberikan kurva p-y sebagai masukan. Bergantung pada besarnya defleksi segmen tiang, ketahanan tanah yang benar dihitung dari kurva p-y secara iteratif. Dengan berkembangnya metode elemen hingga, analisis menggunakan elemen hingga balok telah banyak diadopsi dalam banyak perhitungan yang melibatkan pendekatan reaksi tanah dasar atau metode p-y. Saat ini, metode p-y merupakan metode yang paling banyak digunakan untuk menghitung respon tiang pancang yang dibebani secara lateral (Rahardjo, 2021).

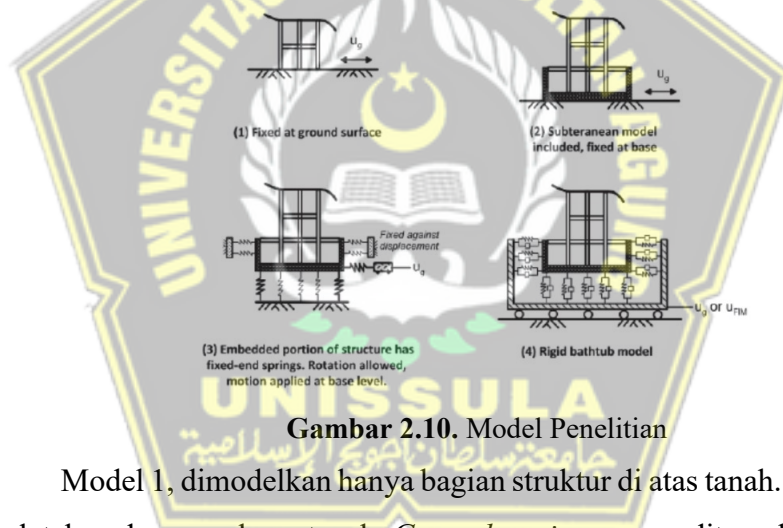


Gambar 2.9. Ilustrasi Pemanan Lateral dan Kurva p-z

2.4 Kajian Literatur Studi Terdahulu

2.4.1 Pemodelan *soil structure interaction* (SSI) dengan *nonlinear time history analysis* (Naeim et al. dan Tileylioglu et al)

Naeim et al. (2008) dan Tileylioglu et al. (2010) melakukan pemodelan lengkap *soil structure interaction* dengan *nonlinear time history analysis*. Pemodelan dilakukan pada dua studi kasus yang dipilih dari CSMIP, yaitu gedung 13 lantai dengan struktur rangka momen beton bertulang (dirancang pada tahun 1964), dengan 2 lantai *basement*, terletak di Sherman Oaks California, dan gedung 10 lantai dengan struktur rangka momen di sekeliling gedung dan pada inti dengan dinding geser beton bertulang (dirancang pada tahun 1970), tanpa *basement*, terletak di Walnut Creek California. Pemodelan dilakukan dengan berbagai model idealisasi penyederhanaan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10. Model Penelitian

Model 1, dimodelkan hanya bagian struktur di atas tanah. Dasar struktur terletak pada permukaan tanah. *Ground motion* gempa diterapkan pada dasar model.

Model 2, dimodelkan dari bagian atas sampai bawah tanah dari struktur. Bagian bawah struktur (*basement*) yang seharusnya disekelilingi oleh tanah, mengabaikan pengaruh tanah disekitar dinding. Pada dasar model dimodelkan dengan perletakan jepit. *Ground motion* gempa diterapkan pada dasar model.

Model 3, dimodelkan dari bagian atas sampai bagian bawah tanah dari struktur. Pada bagian bawah struktur (*basement*) dimodelkan pegas tanah

horizontal dan vertikal. *Ground motion* gempa diterapkan pada pelat dasar model.

Model 4, dimodelkan dari bagian atas sampai bagian bawah tanah dari struktur. Pada bagian bawah struktur (*basement*) dimodelkan pegas tanah horizontal dan vertikal. Pada ujung-ujung pegas dipasang elemen “Bathup” yang kaku. *Ground motion* gempa diterapkan pada elemen “Bathup” yang kaku.

Dari pemodelan gedung dengan model yang berbeda-beda, hasil yang didapatkan yaitu :

- Respon struktur berupa percepatan lantai puncak, perpindahan, gaya geser antar lantai, periode struktur dan simpangan antar lantai
- Efek SSI akan meningkat seiring dengan peningkatan kekakuan bangunan
- Efek SSI yang diamati berkorelasi baik dengan rasio kekakuan struktur-ke-tanah, $h/(V_s.T)$, semakin besar rasionya, semakin besar efek dari SSI

Dimana :

h = tinggi struktur

V_s = kecepatan profil efektif rata-rata

T = periode struktur

2.4.2 Integrasi *Soil-Structure Interaction* Sepanjang Dinding *Basement* pada Program Analisis Struktur (Khoueiry dan Khouri)

Desiree Hanna Khoueiry dan Michel Farid Khouri (2015) melakukan penelitian tentang pemodelan integrasi *Soil Structure Interaction* sepanjang dinding *Basement* pada program analisis struktur. Latar belakang pemodelan ini ada studi lapangan dan laboratorium baru-baru ini menunjukkan bahwa efek pemodelan *Soil Structure Interaction* bisa tidak konservatif jika tidak dipertimbangkan. Pada penelitian ini akan dievaluasi efek SSI dengan dinding *basement*. Struktur bangunan yang dianalisis adalah struktur rangka pemikul momen dengan banyak lantai di bawah tanah. Jumlah lantai pada basement

dan kondisi situs kelas tanah lokasi bervariasi. Model struktur yang dimodelkan pada penelitian ini adalah analisis 2D.

Dalam mendapatkan pegas tanah, digunakan *software* Plaxis dan Robot. Pada *software* Plaxis akan dimodelkan *basement* dengan SSI di sepanjang dinding *basement*. Hasil yang didapat oleh Plaxis akan diintergrasikan ke dalam model Robot dengan cara memodelkan pegas sepanjang dinding bawah tanah dengan nilai kekakuan yang telah diiterasi untuk membuktikan keakuratan metode ini. Kekakuan ini akan dihitung dengan menggunakan hubungan gaya-perpindahan, dan grafik yang menghubungkan kekakuan dengan kedalaman *basement* yang dihasilkan.

Parameter studi yang dilakukan pada penelitian ini meliputi jumlah lantai struktur atas, jumlah lantai *basement*, dan jenis tanah. Parameter studi pada penelitian Desiree Hanna Khoueiry dan Michel Farid Khouri (2015) dirangkum pada Tabel 2.10.

Tabel 2.4. Parameter Studi

Jumlah Lantai Struktur Atas	20	15	10	5
Jumlah Lantai Basement	3	5	7	
Kelas Situs Tanah	SC	SD	SE	

Dari hasil penelitian ini didapatkan kesimpulan

- SSI dapat sangat mempengaruhi respon seismik bangunan.
- Efek SSI paling penting untuk bangunan dengan jumlah lantai dan ruang bawah tanah yang dikelilingi oleh jenis tanah SE. Untuk tanah SD dan SC, SSI dapat mengubah perilaku struktur dan jalur beban dalam elemen struktural terutama untuk kenaikan rendah dan menengah bangunan.
- Metode ini memungkinkan evaluasi perilaku dinamis struktur, tetapi tidak memberikan hasil mengenai perilaku dinding ruang bawah tanah.
- Penelitian lebih lanjut perlu dilakukan untuk memvalidasi pekerjaan ini dengan studi 3D untuk mendapatkan metode pemodelan lengkap yang dapat direkomendasikan.

2.5 Posisi Penelitian

Berdasarkan literatur-literatur yang telah dikaji, pemodelan *soil structure interaction* pada gedung yang memiliki basement mempunyai pengaruh yang cukup besar terhadap respon struktur. Pada penelitian Naeim et al. (2008) dan Tileylioglu et al. (2010) maupun penelitian Desiree Hanna Khoueiry dan Michel Farid Khouri (2015), studi analisis masih dengan model 2D. Maka dari itu dibutuhkan analisis dengan model 3D untuk mendapatkan hasil yang lebih akurat. Selain itu penelitian sebelumnya terdapat lantai *basement* sedangkan penelitian ini tidak terdapat lantai basement sehingga perlu dilakukan studi apakah efek interaksi tanah-struktur pada tiang *bored pile* sama besar dengan interaksi tanah struktur pada dinding *basement*.

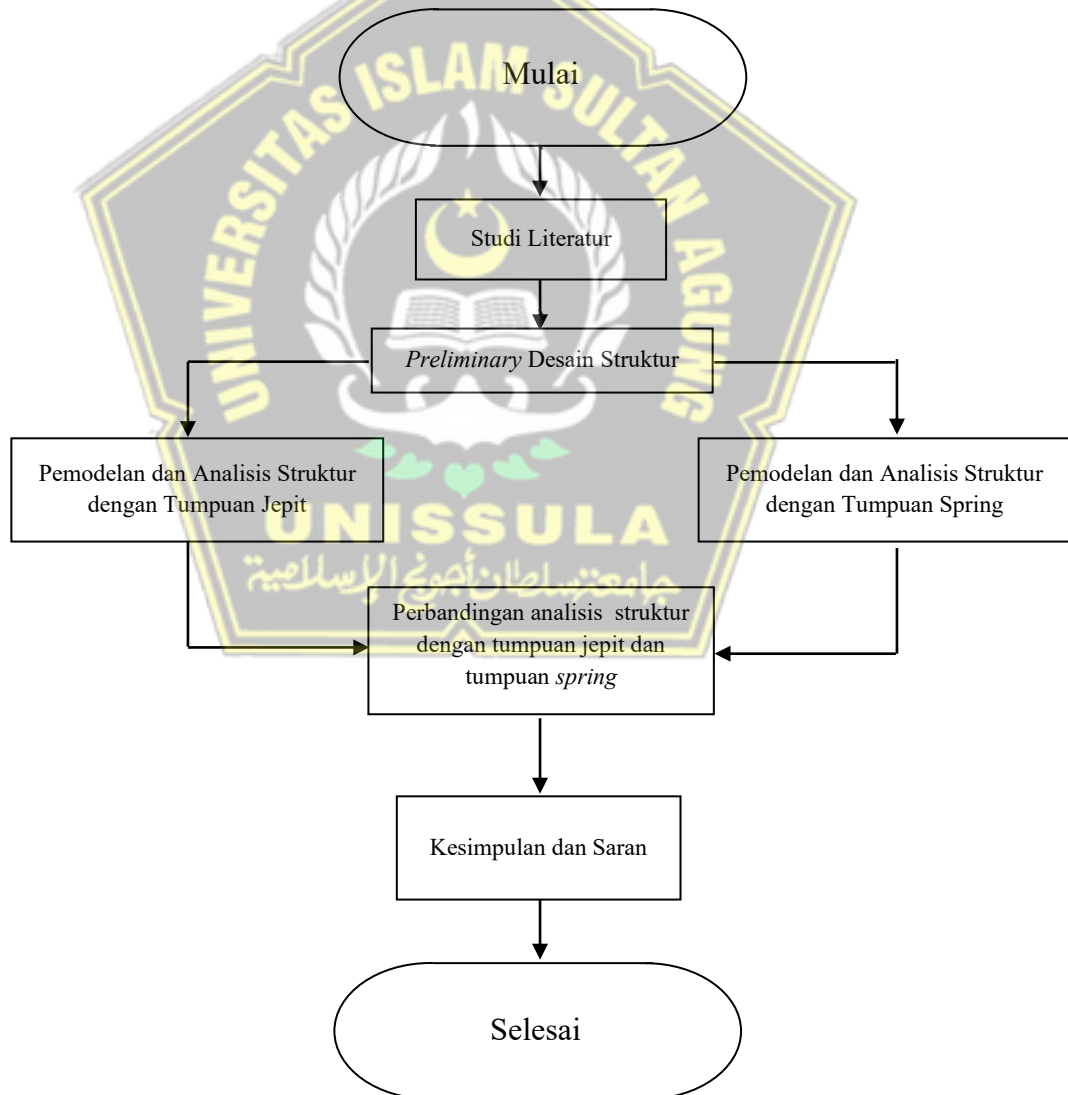


BAB III

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Alur Pelaksanaan Penelitian

Dalam melaksanakan penelitian, harus ditentukan dahulu alur garis besar metode pelaksanaan kerja penelitian yang akan dilangsungkan. Dengan menentukan alur garis besar, dapat diperkirakan bagaimana keberjalanan penelitian ini kedepannya. Alur garis besar metode pelaksanaan kerja akan dibuat dalam bentuk *flow chart* agar dapat lebih mudah dipahami. Garis besar metode pelaksanaan kerja penelitian ditunjukkan pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1. Bagan Alir Penelitian

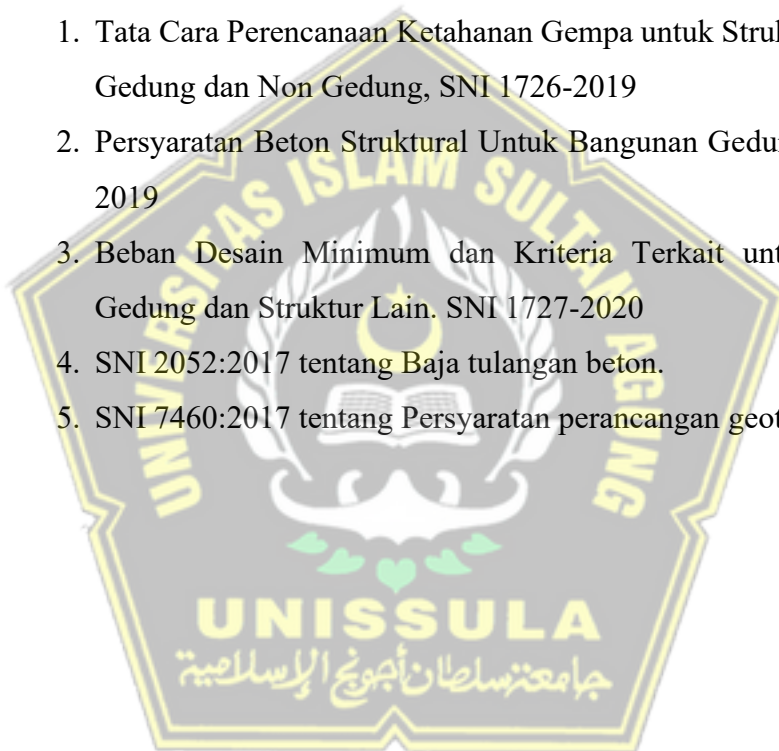
3.2 Software Penunjang

Pemodelan dan analisis struktur pada penelitian ini dilakukan dengan menggunakan software ETABS 20 yang digunakan untuk pemodelan linier pada permodelan dengan tumpuan jepit dan pemodelan dengan tumpuan *spring*, dan pengecekan respons dinamik.

3.3 Acuan yang Digunakan

Acuan yang digunakan untuk pendesainan dan perhitungan pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 1726-2019
2. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, SNI 2847-2019
3. Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain. SNI 1727-2020
4. SNI 2052:2017 tentang Baja tulangan beton.
5. SNI 7460:2017 tentang Persyaratan perancangan geoteknik.



BAB IV

PEMBAHASAN DAN HASIL

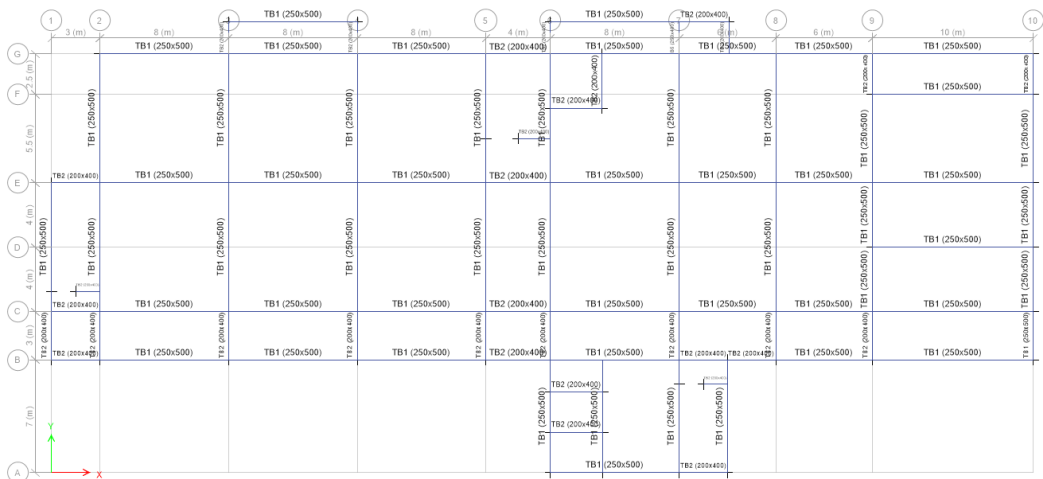
4.1 Pemodelan Struktur

4.1.1 Deskripsi dan Spesifikasi Desain Bangunan

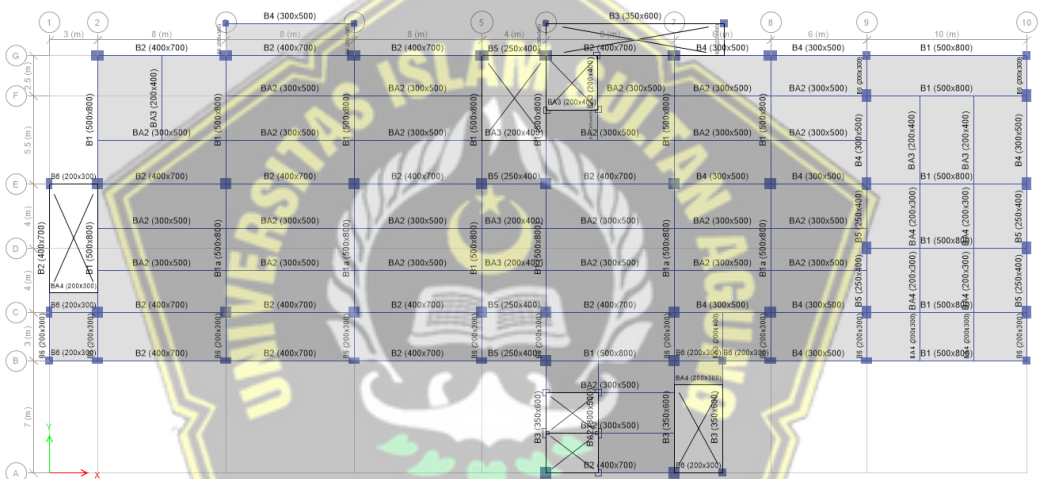
Bangunan yang dianalisis adalah bangunan yang di bangun di Kota Semarang dengan deskripsi umum sebagai berikut

- Fungsi Bangunan : Pendidikan
- Lokasi Bangunan : Kota Semarang
- Fungsi Lantai
 - Lantai 1 : *Lobby*, Ruang Kuliah, Kantor Administrasi
 - Lantai 2-4 : *Lobby*, Ruang Kuliah
 - Lantai 5 : Ruang Kuliah, Ruang Seminar (Tribun)
 - Lantai 6 : Ruang Kuliah
 - Lantai Teratas : Atap
- Tinggi Bangunan
 - tinggi lantai pertama : 4 Meter
 - tinggi antar lantai struktur atas : 4 Meter

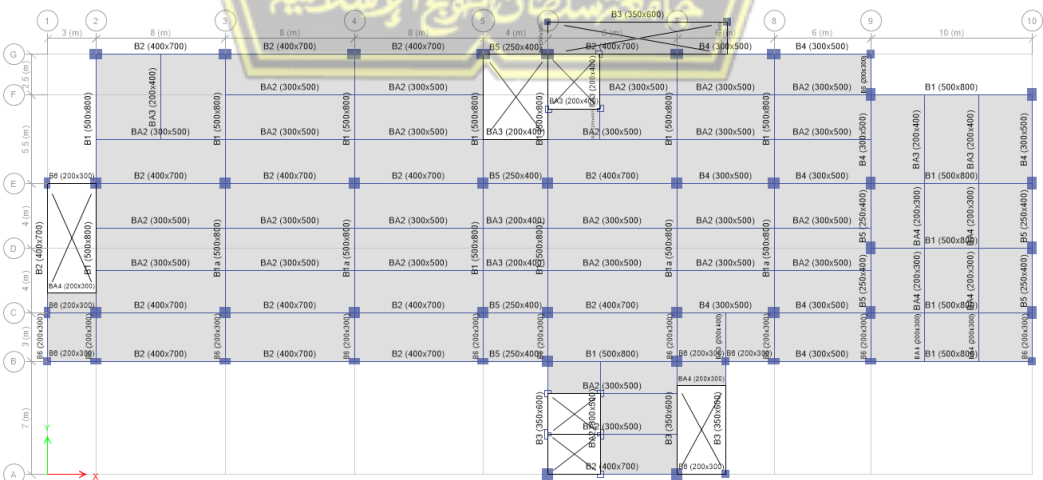
Denah rancangan gedung didesain oleh penulis. Denah rancangan gedung pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2.



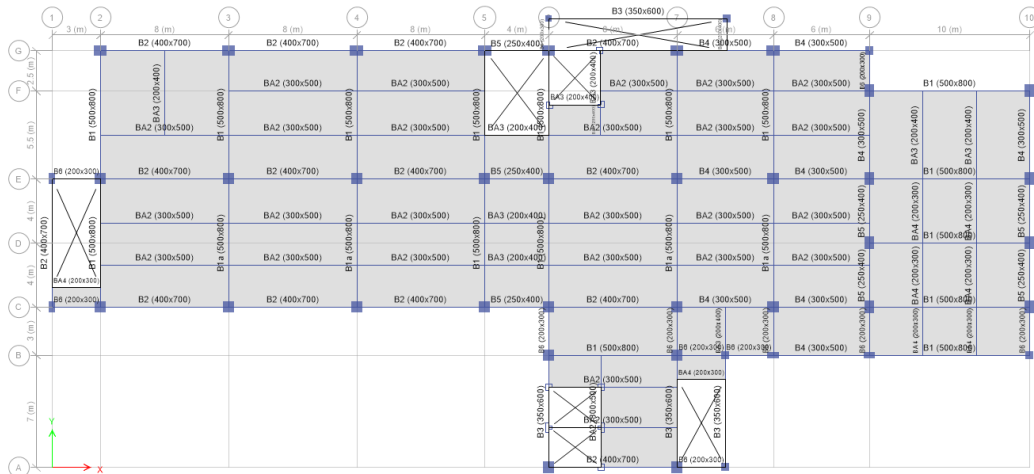
Gambar 4.1. Denah Lantai 1 (EL. +0.00)



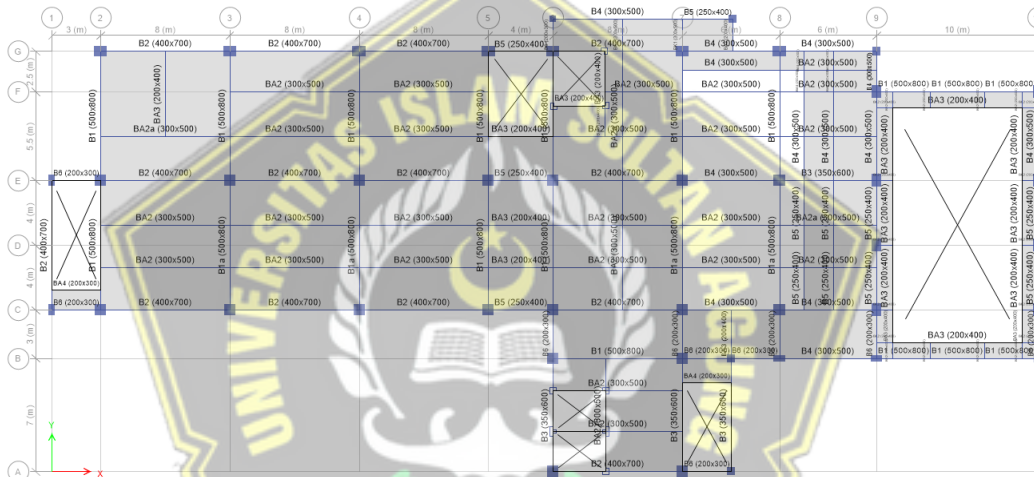
Gambar 4.2. Denah Lantai 2 (EL. +4.00)



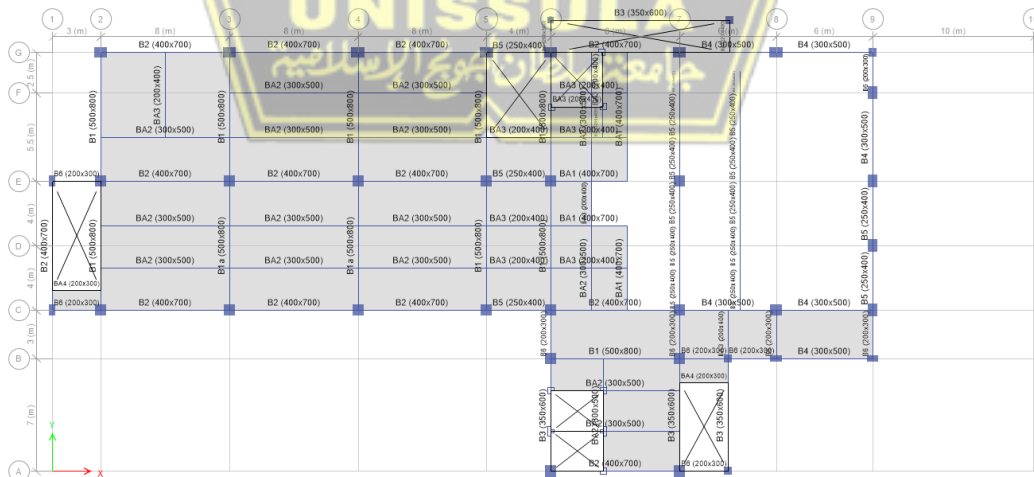
Gambar 4.3. Denah Lantai 3 (EL. +8.00)



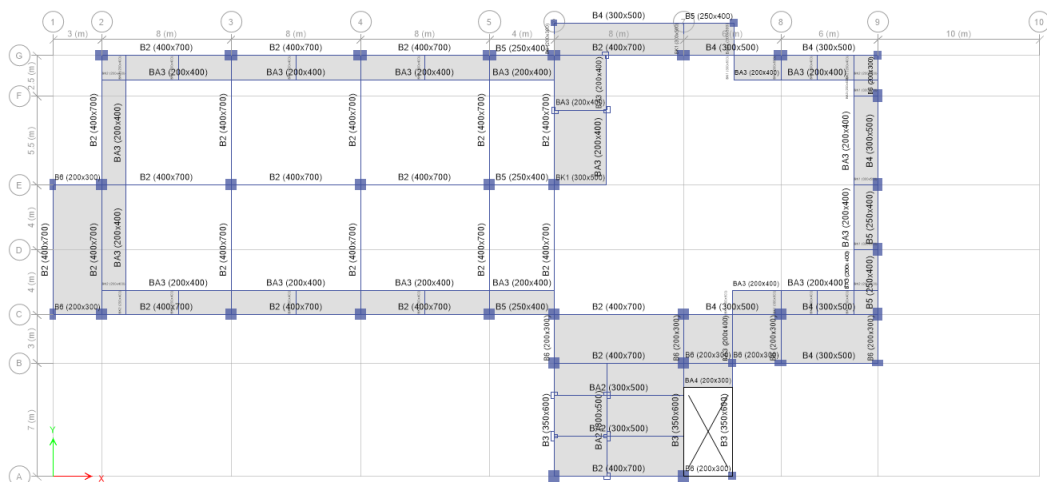
Gambar 4.4. Denah Lantai 4 (EL. +12.00)



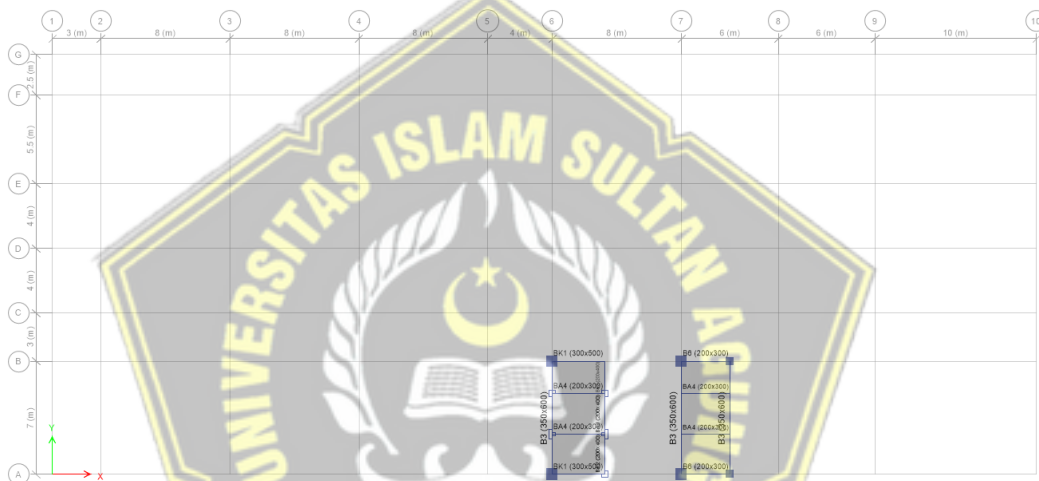
Gambar 4.5. Denah Lantai 5 (EL. +16.00)



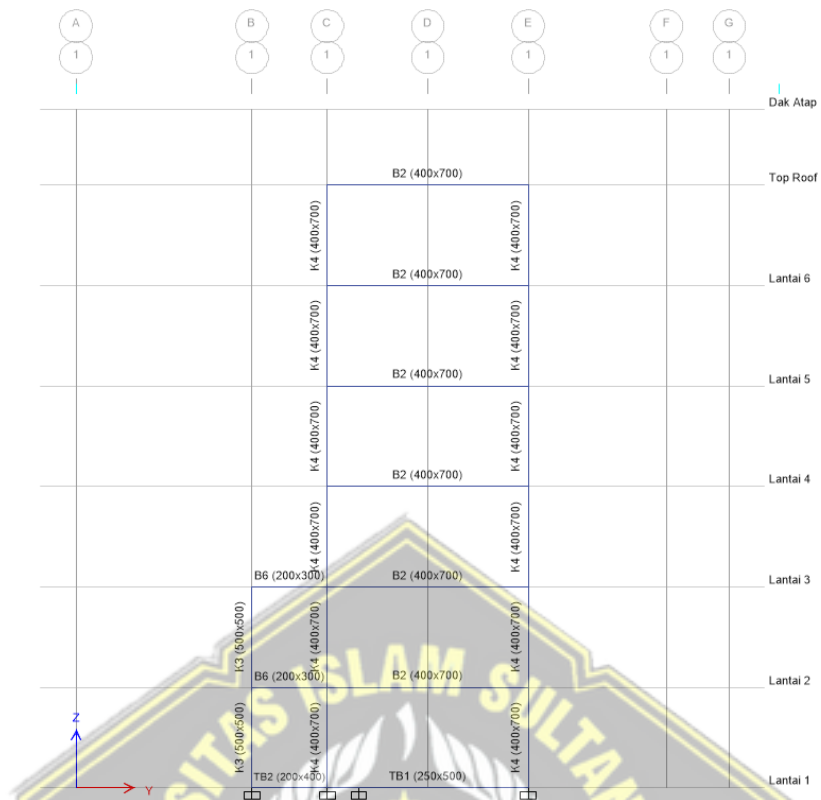
Gambar 4.6. Denah Lantai 6 (EL. +20.00)



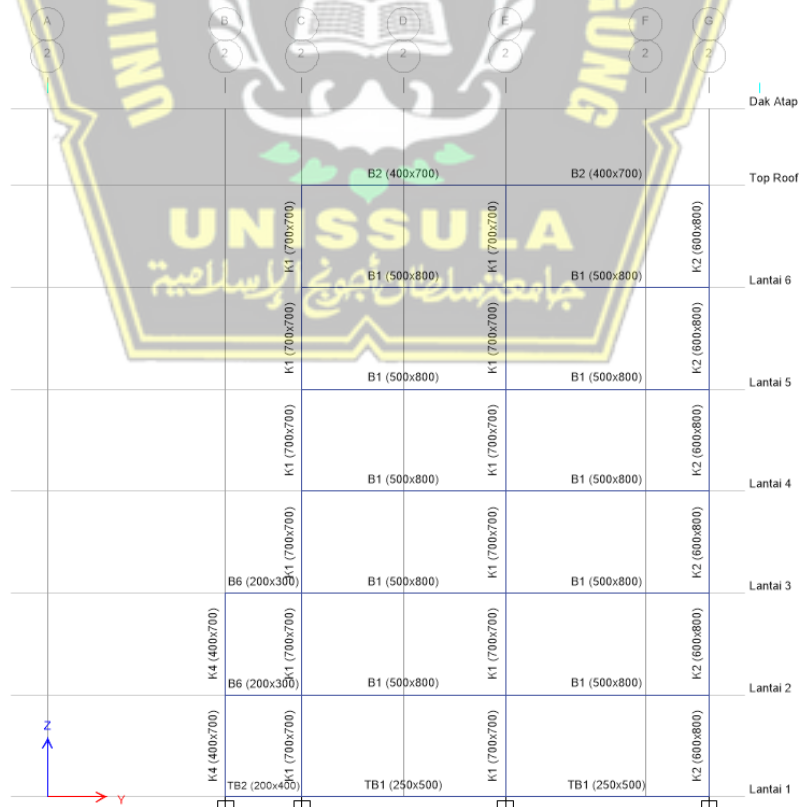
Gambar 4.7. Denah Lantai Top Roof (EL. +24.00)



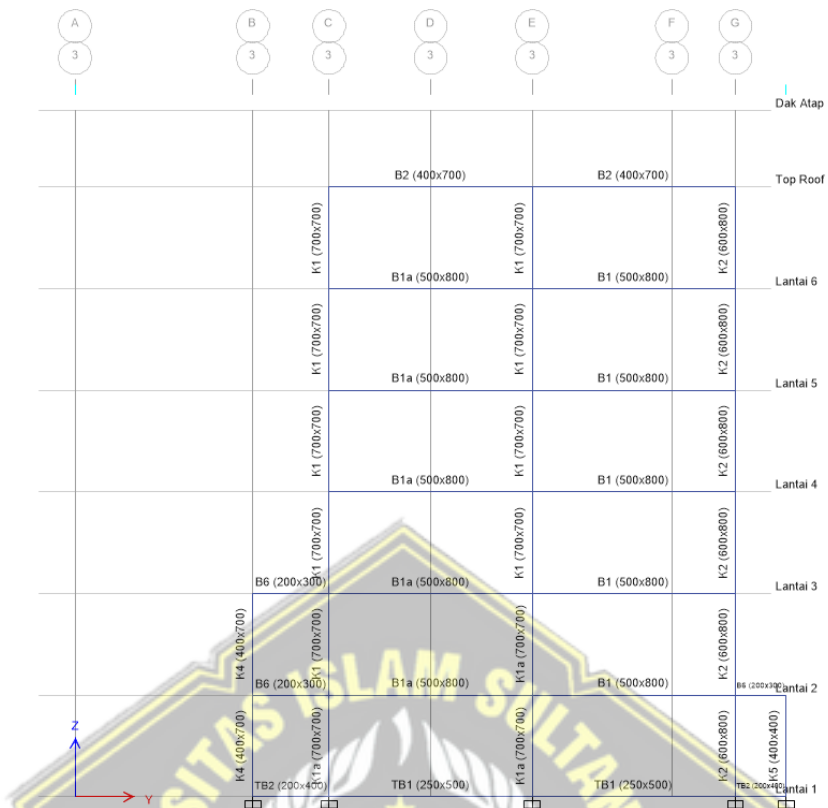
Gambar 4.8. Denah Lantai Dak Atap (EL. +27.00)



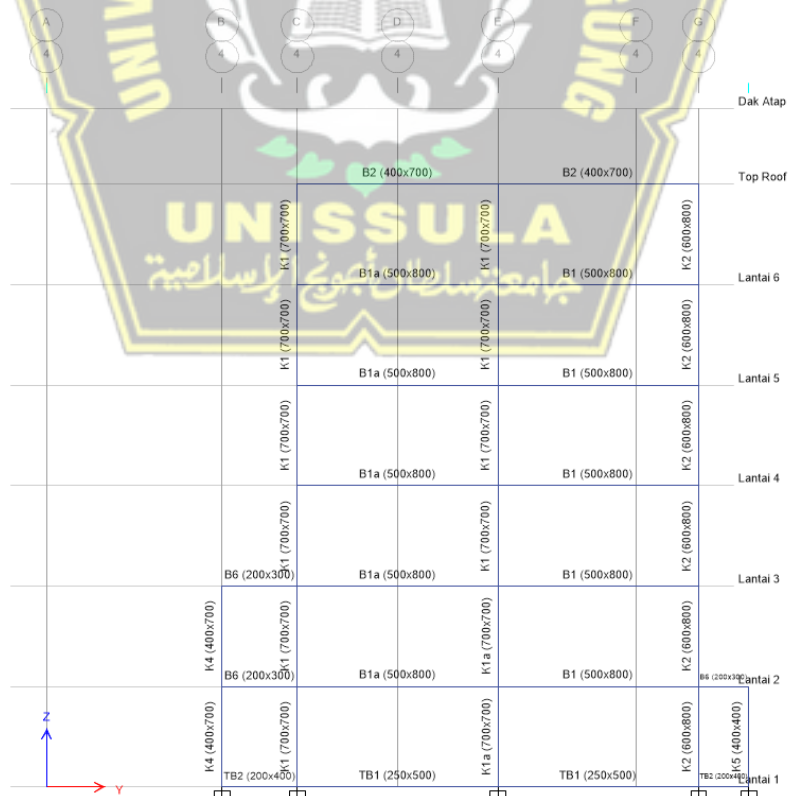
Gambar 4.9. Potongan Grid 1



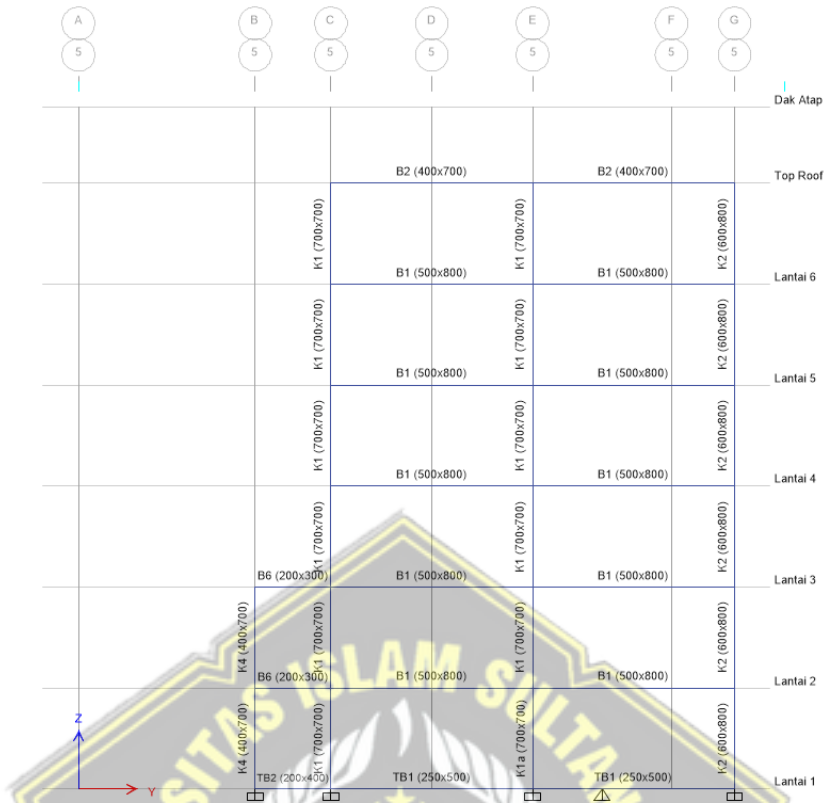
Gambar 4.10. Potongan Grid 2



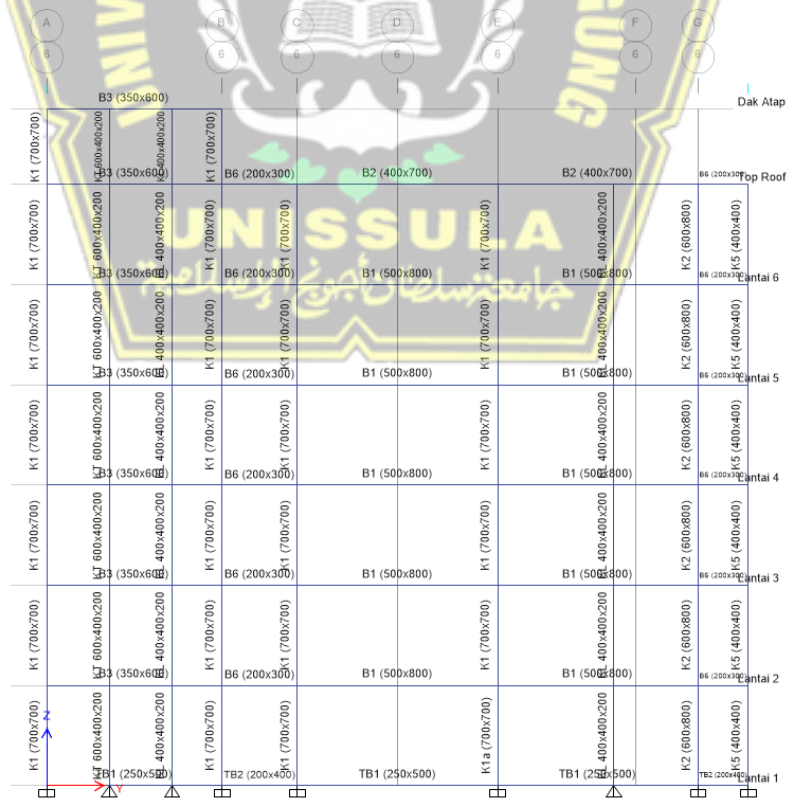
Gambar 4.11. Potongan Grid 3



Gambar 4.12. Potongan Grid 4



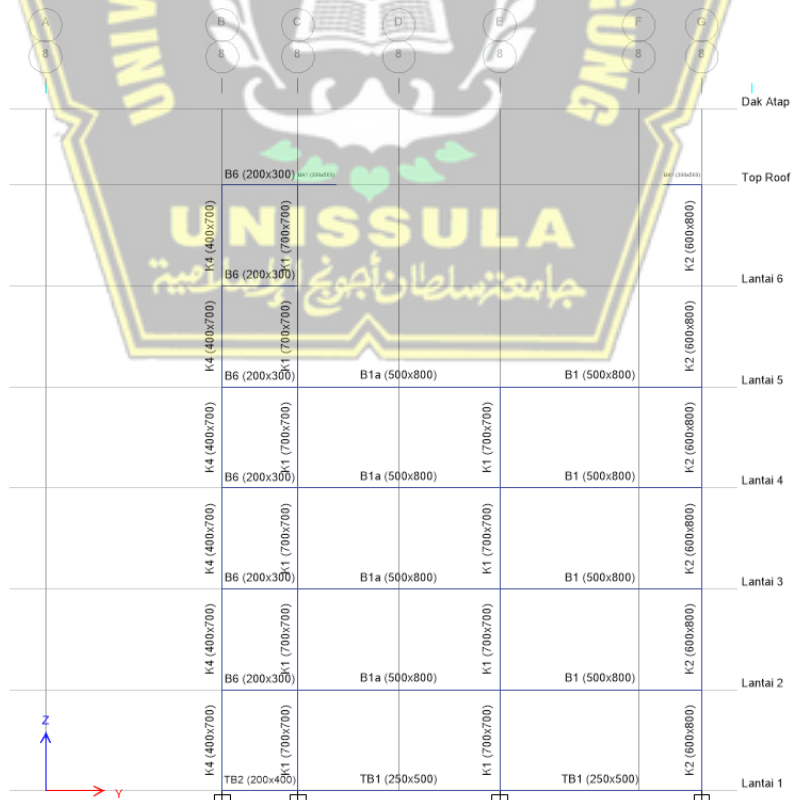
Gambar 4.13. Potongan Grid 5



Gambar 4.14. Potongan Grid 6



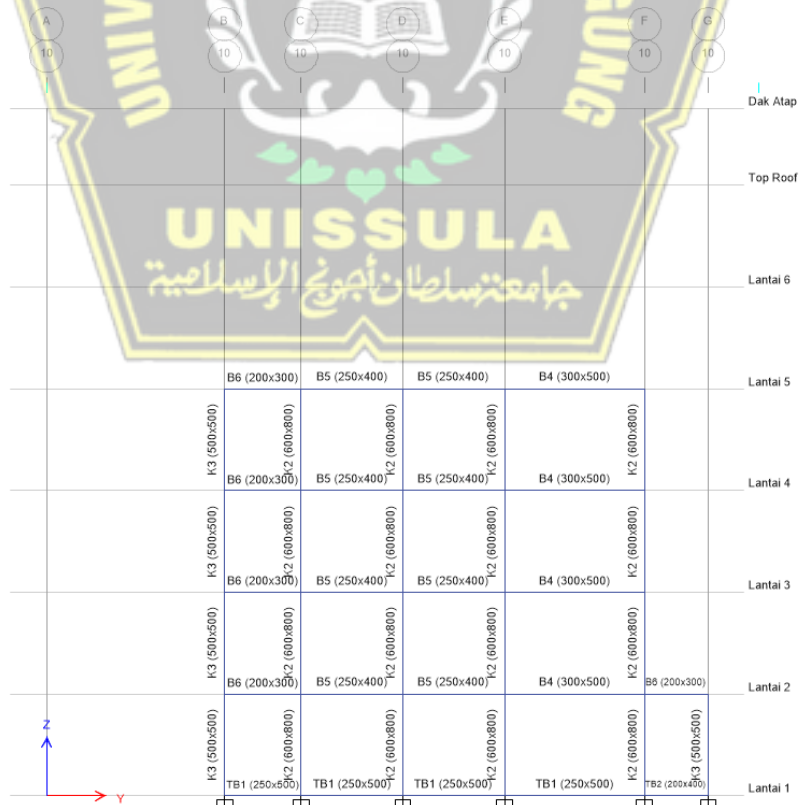
Gambar 4.15. Potongan Grid 7



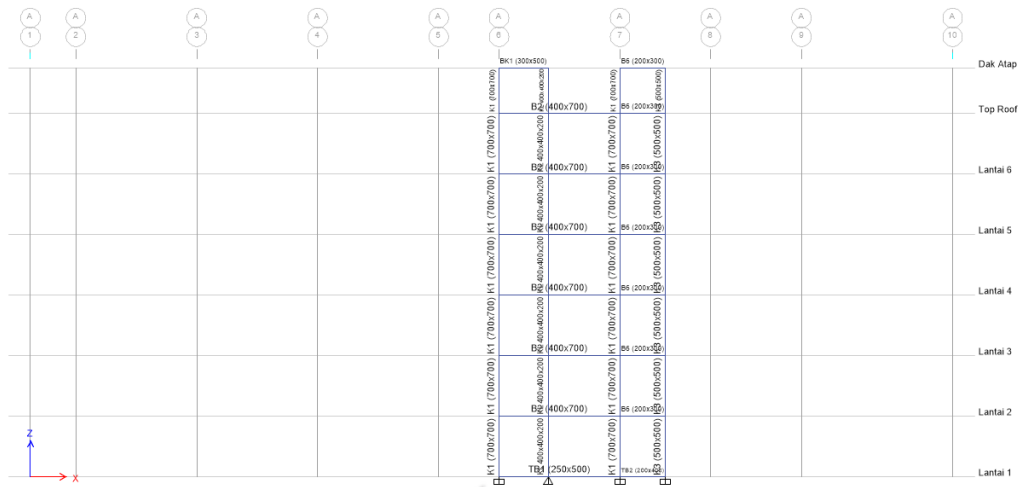
Gambar 4.16. Potongan Grid 8



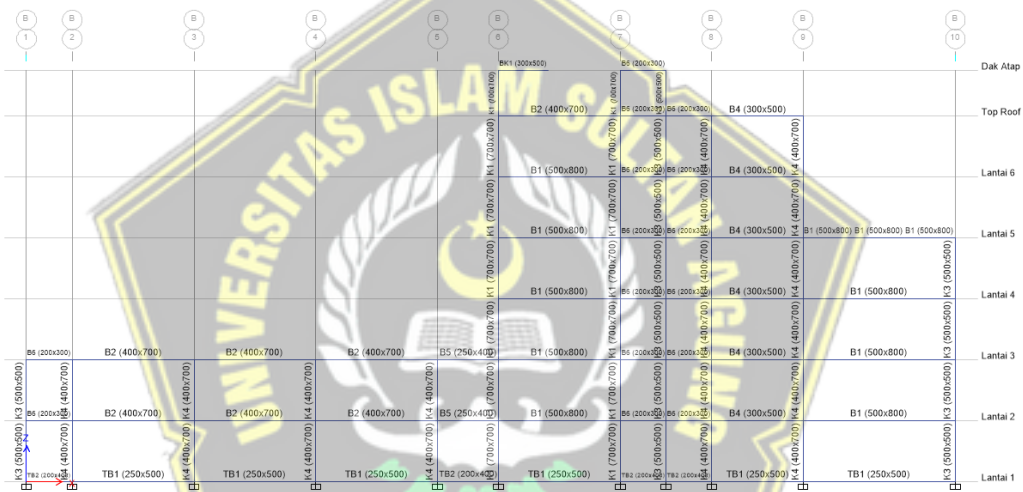
Gambar 4.17. Potongan Grid 9



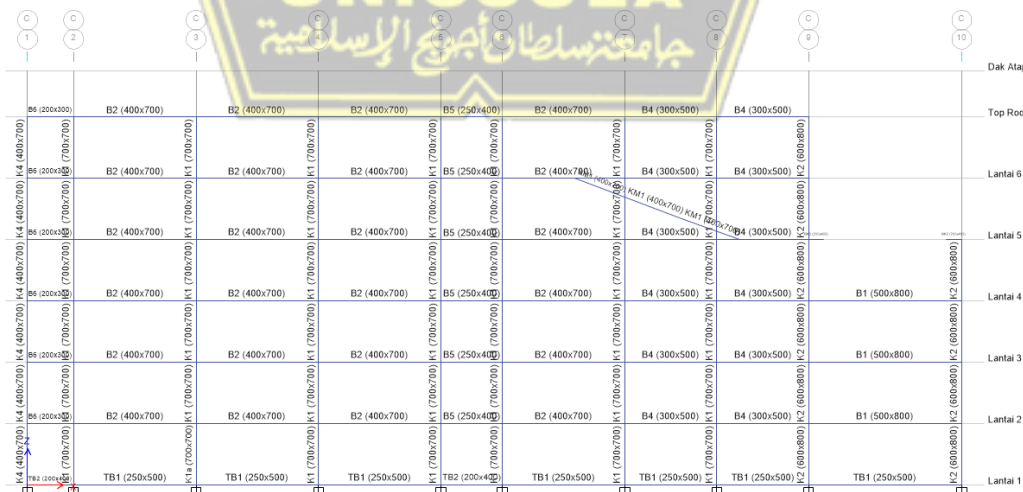
Gambar 4.18. Potongan Grid 10



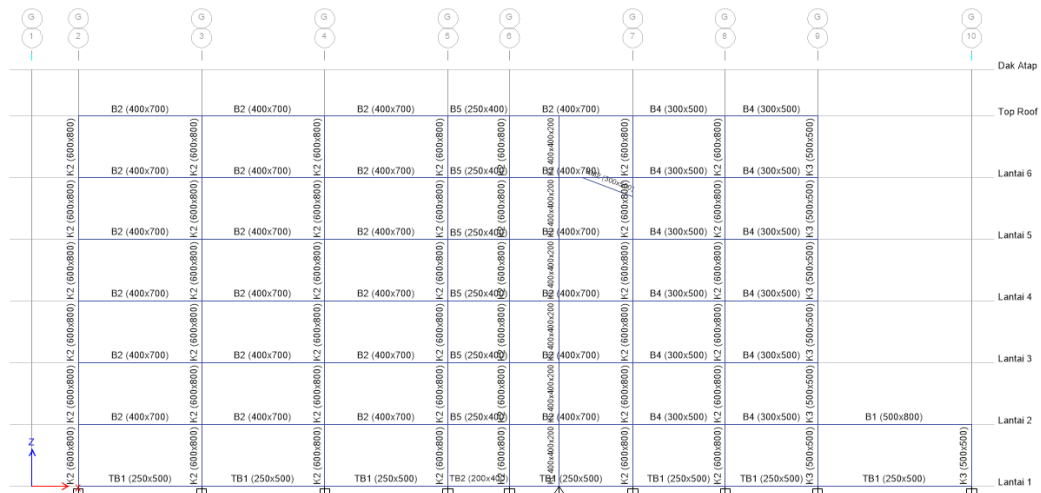
Gambar 4.19. Potongan Grid A



Gambar 4.20. Potongan Grid B



Gambar 4.21. Potongan Grid C



Gambar 4.25. Potongan Grid G

Spesifikasi Material yang digunakan untuk analisis penelitian ini adalah sebagai berikut

Tabel 4.1. Spesifikasi Material

Material	Elemen	Mutu
Beton	Bored Pile	$f_c' 30 \text{ MPa}$
	Pile Cap	
	Kolom	
	Balok	
	Pelat	
	Tangga	
Baja	Tulangan	BjTS 420B ($f_y 420 \text{ MPa}$)
	Profil	SS400 ($f_y 240 \text{ MPa}$)
Baut		A325 ($f_y 660 \text{ MPa}$, $f_u 830 \text{ MPa}$)
Angkur		A307 ($f_y 240 \text{ MPa}$)
Las		E70xx ($f_{uw} 480 \text{ MPa}$)

4.1.2 Pembebanan

4.1.2.1 Kombinasi Beban

Daftar kasus beban yang diperhitungkan dapat dilihat pada Tabel 4.2 berikut:

Tabel 4.2. Penjabaran Beban

Simbol	Jenis Beban	Penjabaran
D	Beban Mati	DL + SIDL
L	Beban Hidup	
Lr	Beban Hidup Atap	
R	Beban Hujan	
W	Beban Angin	W_x ; atau W_y ; atau $0.75 W_x + 0.75 W_y$
E_v	Beban Gempa Vertikal	$0.2 S_{DS} D$
E_h	Beban Gempa Horizontal	$\rho (\pm E_x \pm 0.3 E_y)$; atau $\rho (\pm 0.3 E_x \pm E_y)$ → untuk LRFD dan ASD gempa nominal. atau $\Omega_0 (\pm E_x \pm 0.3 E_y)$; atau $\Omega_0 (\pm 0.3 E_x \pm E_y)$ → untuk LRFD dan ASD gempa kuat.

Kombinasi beban metode ultimit / *Load Resistance Factor Design* (LRFD) digunakan untuk perhitungan elemen struktur. Berikut daftar kombinasi beban yang digunakan.

Kombinasi pembebanan dasar :

1. $1.4 D$
2. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ atau } R)$
3. $1.2 D + 1.6 (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0.5 W)$
4. $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (Lr \text{ atau } R)$
5. $0.9 D + 1.0 W$

Kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban seismik:

6. $1.2 D + E_v + E_h + L$
7. $0.9 D - E_v + E_h$

Kombinasi beban metode tegangan izin / *Allowable Stress Design* (ASD) digunakan untuk perhitungan fondasi. Berikut daftar kombinasi beban yang digunakan.

Kombinasi pembebanan dasar :

1. D
2. D + L
3. D + (Lr atau R)
4. D + 0.75 L + 0.75 (Lr atau R)
5. D + 0.6 W
6. D + 0.75 (0.6 W) + 0.75 L + 0.75 (Lr atau R)
7. 0.6 D + 0.6 W

Kombinasi pembebanan dengan pengaruh beban seismik:

8. D + 0.7 Ev + 0.7 Eh
9. D + 0.525 Ev + 0.525 Eh + 0.75 L
10. 0.6 D - 0.7 Ev + 0.7 Eh



4.1.2.2 Beban Gravitasi

Beban gravitasi terdiri atas berat sendiri (DL), beban mati tambahan (SIDL), beban hidup (LL), beban hidup atap (Lr), dan beban hujan (R).

Tabel 4.3. Penjabaran Beban Gravitasi

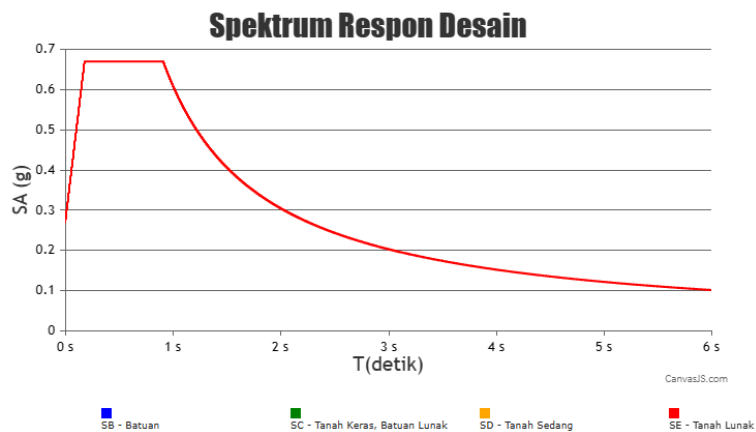
Berat Sendiri (DL)			
Berat sendiri dihitung otomatis oleh perangkat lunak dengan input:			
Berat Jenis Beton Bertulang	BJ_c	=	2400 kg/m ³
Berat Jenis Baja	BJ_s	=	7850 kg/m ³
Beban Mati Tambahan (SIDL)			
Beban mati tambahan yang digunakan adalah sebagai berikut:			
Lantai	$SIDL_1$	=	1.50 kN/m ²
Atap Dak	$SIDL_2$	=	1.00 kN/m ²
Atap Lift	$SIDL_3$	=	8.00 kN/m ²
Ruang ME, Podium	$SIDL_4$	=	3.00 kN/m ²
Dinding ½ Bata	$SIDL_5$	=	2.50 kN/m ²
Beban Hidup (LL dan Lr)			
Ruang Kuliah	LL_1	=	1.92 kN/m ²
Kantor	LL_2	=	2.40 kN/m ²
Ruang Meeting, Seminar, Serbaguna	LL_3	=	4.79 kN/m ²
Gudang	LL_4	=	6.00 kN/m ²
Podium	LL_5	=	7.18 kN/m ²
Koridor Lt. 1	LL_6	=	4.79 kN/m ²
Koridor Lt. 2-3	LL_7	=	3.83 kN/m ²
Atap Dak	Lr_1	=	0.96 kN/m ²
Atap Baja	Lr_2	=	0.58 kN/m ²
Beban Hujan (R)			
Asumsi total tinggi air ($d_s + d_h$) = 30 mm	R	=	0.0098×30
		=	0.294 kN/m ²

4.1.2.3 Beban Gempa dan Sistem Struktur Bangunan

Analisis beban gempa terhadap struktur bangunan ini menggunakan respon spektra, dengan parameter-parameternya didapatkan dari <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>. Parameter - parameter diambil berdasarkan kondisi tanah lunak di Kota Semarang. Data parameter respon spektra tanah lunak (SE) dirangkum pada Tabel 4.4 dan grafik respon spektranya diplot pada Gambar 4.4.

Tabel 4.4. Parameter Respon Spektrum Kelas Situs SE

Koordinat Lintang	=	-6.996
Koordinat Bujur	=	110.459
Spektral Percepatan Periode Pendek S_s	=	0.7997 g
Spektral Percepatan Periode 1 Detik S_l	=	0.3511 g
Koefisien Situs F_a	=	1.2602
<i>SNI 1726:2019 tabel 6</i>		
Koefisien Situs F_v	=	2.5956
<i>SNI 1726:2019 tabel 7</i>		
Percepatan Desain Periode Pendek S_{DS}	=	$2/3 * F_a * S_s$
<i>SNI 1726:2019 pasal 6.2 dan 6.3</i>		= 0.6719 g
Percepatan Desain Periode 1 Detik S_{D1}	=	$2/3 * F_v * S_l$
<i>SNI 1726:2019 pasal 6.2 dan 6.3</i>		= 0.6075 g
T_0	=	$0.2 * S_{D1} / S_{DS}$
<i>SNI 1726:2019 pasal 6.4</i>		= 0.1808 detik
T_s	=	S_{D1} / S_{DS}
<i>SNI 1726:2019 pasal 6.4</i>		= 0.9042 detik



Gambar 4.26. Spektrum Respon Desain Kelas Situs SE

Berdasarkan tabel di bawah, gedung sekolah, fasilitas pendidikan, dan sejenisnya termasuk ke dalam Kategori Risiko IV.

Tabel 4.5. Kategori Risiko (Sumber : SNI 1726-2019)

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan 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 ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, 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 nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Berdasarkan Tabel 4.6, struktur dengan Kategori Risiko IV memiliki Faktor Keutamaan Gempa, $I_e = 1.5$.

Tabel 4.6. Faktor Keutamaan Gempa (Sumber : SNI 1726-2019)

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Merujuk pada ASCE 7-22, SNI 8460-2017, dan SNI 1726-2019, identifikasi kelas situs dikerjakan dengan mempertimbangkan tiga (3) faktor, yaitu nilai rerata shear wave velocity (\bar{V}_s), rerata nilai NSPT (\bar{N}), dan rerata nilai kuat geser undrained (\bar{S}_u), pada kedalaman 30-m paling atas. Sebagai catatan, SNI 1726-2019 pasal 5.1 juga menyaratkan bahwa penetapan kelas situs minimal diukur secara independent melalui dua (2) dari tiga (3) parameter tanah yang dipertimbangkan. Selanjutnya, penetapan kelas situs dapat merujuk pada Tebal 4.7.

Tabel 4.7. Klasifikasi Situs (Sumber : SNI 1726-2019)

Site Class	Average shear wave velocity \bar{V}_s [m/s]	Average Standard Penetration Resistance \bar{N}	Average undrained shear strength \bar{S}_u [kPa]
SA (Hard Rock)	> 1500	N/A	N/A
SB (Rock)	750 to 1500	N/A	N/A
SC (Hard soil, very dense and soft rock)	350 to 750	> 50	≥ 100
SD (Medium soil)	175 to 350	15 to 50	50 to 100
SE (Soft soil)	< 175	< 15	< 50
SF (Special soil)	Or any soil profile with more than 3m of soil having the following characteristics: Plasticity Index, $PI > 20$, Water content, $w \geq 40\%$, Undrained shear strength, $\bar{S}_u < 25$ kPa Soil having specific characteristics (not applicable)		

Pada pekerjaan di area Gedung Kuliah Universitas Maritim AMNI ini, pemeriksaan awal kelas situs dikerjakan berdasarkan data hasil pengujian NSPT (\bar{N}) di setiap titik bor serta berdasarkan hasil pengujian Sondir dengan menggunakan korelasi empiris hubungan q_c dan S_u serta q_c dan v_s .

Identifikasi awal kelas situs berdasarkan hasil penyelidikan sondir dikerjakan dengan menggunakan korelasi empiris merujuk pada persamaan Hegazy & Mayne (1995) untuk tanah sand:

$$V_s = 13.18 q_c^{0.192} \sigma_{v0'}^{0.179}$$

Keterangan :

V_s = shear wave velocity (m/s)

q_c = cone resistance (kPa)

$\sigma_{v0'}$ = tegangan efektif overburden (kPa)

Penentuan kelas situs tanah merujuk dari SNI 1726-2019 dengan rumus sebagai berikut:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \frac{t_i}{\bar{N}}}$$

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \frac{t_i}{v_{si}}}$$

Keterangan :

- t = tebal lapisan (m)
- N = nilai N-SPT
- vs = shear wave velocity (m/s)

Hasil pemeriksaan awal kelas situs menunjukkan bahwa kelas situs di area pekerjaan ini berupa kelas situs SD jika berdasarkan nilai N-SPT dan kelas situs SE jika berdasarkan nilai qc dari sondir sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8. Rangkuman Hasil Identifikasi Kelas Situs

Bore Hole	\bar{N}	Site Class	Vs	Site Class
		SD		
B-1	34.9	(Tanah sedang)	-	-
B-2	33.7	(Tanah sedang)	-	-
S-1	-	-	107.7	SE (Tanah lunak)
S-2	-	-	109.8	SE (Tanah lunak)

4.2 Analisis Tumpuan Jepit

Setelah pemodelan selesai dilakukan, struktur akan dianalisis dengan prosedur analisis linier dinamis sesuai dengan SNI 1726-2019 pada Pasal 7.9. Analisis ini dilakukan untuk memastikan bahwa performa gedung tidak melewati batas izin sesuai dengan acuan standar. Gambar pemodelan struktur dapat dilihat pada Gambar 4.27 yang memiliki panjang 61 meter, lebar 26 meter, dan tinggi tiap lantai di atasnya 4 meter.



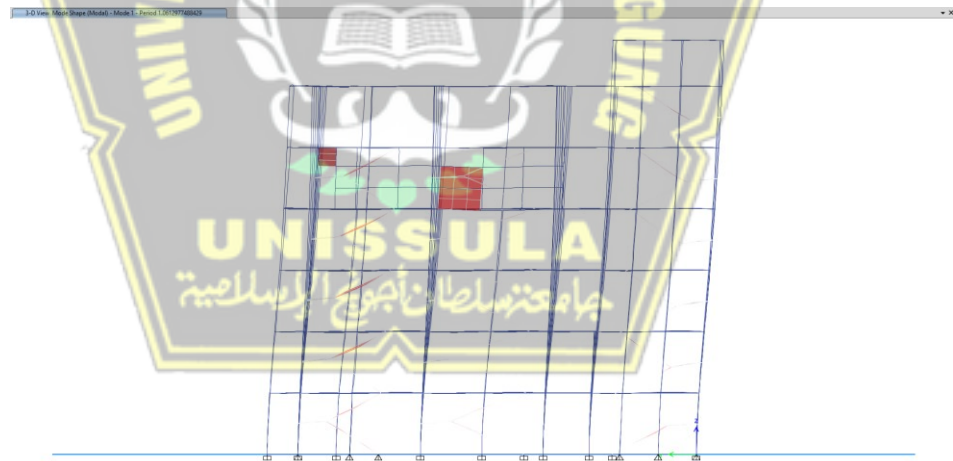
Gambar 4.27. 3D Pemodelan Struktur dengan Tumpuan Jepit

4.2.1 Pengecekan Jumlah Ragam

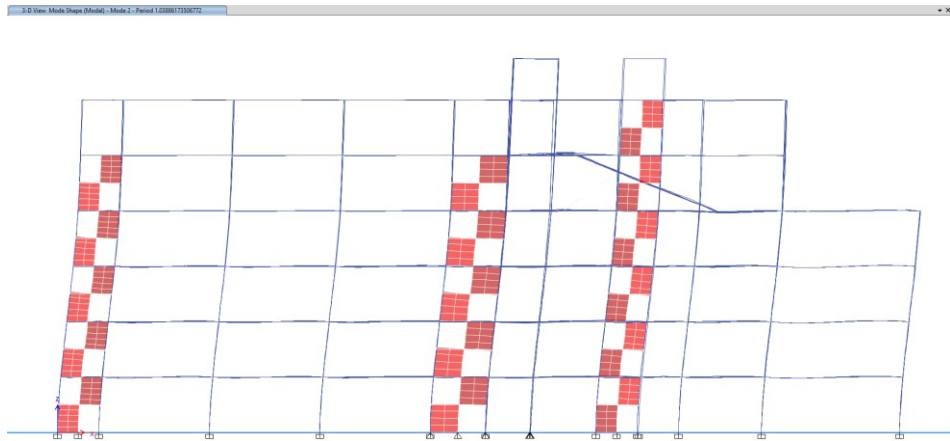
Berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.9.1.1, analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100% dari massa struktur. Pada pemodelan dengan tumpuan jepit, partisipasi massa ragam ditunjukkan pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9. Partisipasi Massa Ragam

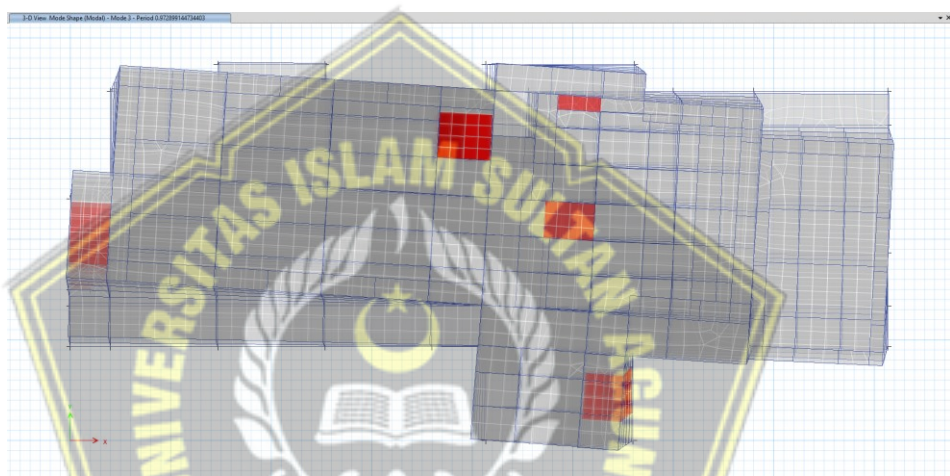
Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.051	4.973E-05	0.7426	0	4.973E-05	0.7426	0	0.3	0.0002	0.0156	0.3	0.0002	0.0156
2	1.039	0.7828	0.0003	0	0.7828	0.7426	0	0.0001	0.2956	0.0011	0.3001	0.2957	0.0167
3	0.973	0.0021	0.0237	0	0.7849	0.7666	0	0.0245	0.0011	0.7316	0.3246	0.2958	0.7485
4	0.391	0.0033	0.0664	0	0.7883	0.833	0	0.2215	0.0118	0.0414	0.5461	0.3076	0.7699
5	0.34	0.0285	0.0357	0	0.8167	0.8687	0	0.1482	0.1383	0.034	0.6944	0.4459	0.8238
6	0.314	0.0559	0.0111	0	0.8726	0.8798	0	0.0483	0.2721	0.0366	0.7427	0.718	0.8604
7	0.291	0.0178	0.0021	0	0.8904	0.8818	0	0.0071	0.0742	0.0021	0.7498	0.7922	0.8625
8	0.222	0.017	0.0031	0	0.9074	0.8849	0	0.0063	0.0329	0.0014	0.756	0.8251	0.8639
9	0.206	0.0067	0.0316	0	0.9141	0.9165	0	0.0577	0.0111	0.0137	0.8137	0.8362	0.8777
10	0.196	0.0002	0.0022	0	0.9144	0.9187	0	0.0039	0.0004	0.0004	0.8177	0.8366	0.8781
11	0.188	0.0022	0.0148	0	0.9166	0.9335	0	0.0314	0.0034	0.0165	0.849	0.84	0.8946
12	0.184	0.0041	0.0016	0	0.9207	0.9351	0	0.0011	0.0035	0.0307	0.8502	0.8435	0.9253
13	0.181	0.0166	0.0048	0	0.9373	0.9396	0	0.006	0.014	0.0068	0.8562	0.8576	0.9321
14	0.172	0.0049	0.0046	0	0.9422	0.9445	0	0.0088	0.0049	0.0055	0.865	0.8624	0.9376
15	0.15	0.0007	0.005	0	0.9429	0.9474	0	0.006	0.0008	0.0015	0.871	0.8633	0.9391
16	0.145	0.0001	0.0004	0	0.943	0.9478	0	0.0008	0.0002	0.0021	0.8718	0.8635	0.9412
17	0.135	0.0003	0.001	0	0.9433	0.9488	0	0.0024	0.0006	1.717E-05	0.8742	0.8641	0.9412
18	0.131	0.0006	0.0023	0	0.9439	0.951	0	0.0056	0.0012	0.0001	0.8796	0.8653	0.9413
19	0.126	0.0067	0.0014	0	0.9606	0.9524	0	0.0035	0.0121	0.0012	0.8832	0.8774	0.9425
20	0.124	1.761E-05	0.0001	0	0.9606	0.9525	0	0.0001	3.286E-05	3.648E-05	0.8833	0.8775	0.9425
21	0.121	4.113E-05	0.0012	0	0.9607	0.9536	0	0.0031	1.296E-05	0.0001	0.8864	0.8775	0.9426
22	0.12	0.0059	0.0032	0	0.9695	0.9568	0	0.0083	0.0131	0.0005	0.8947	0.8906	0.9431
23	0.118	0.0023	0.0117	0	0.9569	0.9680	0	0.0311	0.0053	0.0007	0.9258	0.8959	0.9439
24	0.115	4.4E-05	0.0007	0	0.9589	0.9683	0	0.0021	0.0002	0.0042	0.9279	0.8961	0.948



Gambar 4.28. Bentuk Ragam Mode 1 (Translasi Y)



Gambar 4.29. Bentuk Ragam Mode 2 (Translasi X)



Gambar 4.30. Bentuk Ragam Mode 3 (Rotasi)

Pada Tabel 4.9 dapat dilihat bahwa minimal partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 90% dari massa struktur sudah terpenuhi. Hal lain yang harus diperhatikan pada tabel partisipasi massa ragam ialah pada mode 1 dan mode 2 harus dominan translasi dan mode 3 diijinkan torsi. Pada Tabel 4.9 telah memenuhi persyaratan tersebut yang ditunjukkan oleh bagian warna biru.

4.2.2 Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental struktur, T , dalam arah ditinjau harus diperoleh menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam yang teruji. Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 17 SNI 1726-2019 dengan periode fundamental pendekatan (T_a) yang ditentukan berdasarkan Persamaan 36 SNI 1726-2019.

Tabel 4.10. Penentuan Periode Struktur

Percepatan Desain Periode 1 Detik	S_{D1}	=	0.6075	g
Koefisien untuk Batas Periode	C_u	=	1.4	
<i>SNI 1726:2019 tabel 17</i>				
Parameter Periode Pendekatan	C_t	=	0.0466	
<i>SNI 1726:2019 tabel 18</i>				
Parameter Periode Pendekatan	x	=	0.9	
<i>SNI 1726:2019 tabel 18</i>				
Tinggi Bangunan (Seismik)	h	=	24	m
Periode Fundamental Pendekatan	T_a	=	$C_t * h^x$	
<i>SNI 1726:2019 persamaan 36</i>		=	0.8139	detik
Periode Maksimum	T_{max}	=	$C_u * T_a$	
<i>SNI 1726:2019 pasal 7.8.2</i>		=	1.139	detik
Periode Hasil Analisis Arah X	$T_{c,X}$	=	1.041	detik
Periode Hasil Analisis Arah Y	$T_{c,Y}$	=	1.063	detik
Periode Pakai Arah X	T_X	=	1.041	detik
Periode Pakai Arah Y	T_Y	=	1.063	detik

4.2.3 Penskalaan Gaya Geser Dasar Seismik

Tabel 4.11. Penentuan Gaya Geser Dasar Seismik

Koefisien Respons Seismik	C_s	=	$S_{DS} / (R/I_e)$
<i>SNI 1726:2019 persamaan 31</i>		=	0.1260
Batas Atas	$C_{s,max}$	=	$S_{D1} / [T * (R/I_e)]$
<i>SNI 1726:2019 persamaan 32</i>	$C_{s,max,X}$	=	0.1094
	$C_{s,max,Y}$	=	0.1072
Batas Bawah	$C_{s,min,1}$	=	$0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$
<i>SNI 1726:2019 persamaan 34</i>		=	0.0443
Batas Bawah (dipakai jika $S_1 \geq 0,6$ g)	$C_{s,min,2}$	=	$0.5 S_1 / (R/I_e)$
<i>SNI 1726:2019 persamaan 35</i>		=	0.0329
Koefisien Respons Seismik Pakai	$C_{s,pakai,X}$	=	0.1094
	$C_{s,pakai,Y}$	=	0.1072
Berat Seismik Efektif	W	=	43682 kN
Gaya Geser Statik	V	=	$C_s * W$
<i>SNI 1726:2019 persamaan 30</i>	V_X	=	4780.05 kN
	V_Y	=	4681.12 kN

Penskalaan gaya geser dasar dilakukan apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam dinamik (V_D) kurang dari 100% dari gaya geser dasar (V_S) yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V_S/V_D . Skala gaya geser dasar awal ditentukan berdasarkan Persamaan 7.9.1.2 SNI 1726-2019.

Tabel 4.12. Penentuan Skala Gaya Geser Dasar Seismik

Faktor Skala Awal	$SF = g / (R / I)$
<i>SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.2</i>	$= 1.839 \text{ m/s}^2$
	$= 1838.75 \text{ mm/s}^2$
Gaya Geser Respon Spektra Unscaled	$V_{i,X} = 3871.204 \text{ kN}$
	$V_{i,Y} = 3664.596 \text{ kN}$
Penskalaan Gaya Gempa	$f_X = 1.235$
<i>SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1</i>	$f_Y = 1.277$
Faktor Skala Baru	$SF_X = 2270.43 \text{ mm/s}^2$
	$SF_Y = 2348.80 \text{ mm/s}^2$

4.2.4 Pengecekan Faktor Redundansi

Faktor redundansi dapat diambil = 1.0 jika poin a dan b pada Gambar 30 berikut terpenuhi.

7.3.4.2 Faktor redundansi, ρ , untuk kategori desain seismik D sampai F

Untuk struktur dengan kategori desain seismik D yang memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan sesuai Tabel 13, Tipe 1b, ρ harus sebesar 1,3. Kategori seismik desain E dan F tidak diizinkan memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan (lihat 0). Untuk struktur yang tidak memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan dengan kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus sebesar 1,3, kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi, di mana ρ diizinkan diambil sebesar 1,0:

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 % geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 15;
- Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem pemikul gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter pemikul gaya seismik yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35 % geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, h_{sx} , untuk konstruksi rangka ringan.

Gambar 4.31. Persyaratan Faktor Redundansi (Sumber SNI 1726-2019)

Pada struktur ini poin b tidak terpenuhi karena denah relatif tidak beraturan karena pada perimeter sisi depan bangunan hanya terdapat satu bentang dan lokasi void yang tidak simetris. Oleh karena itu akan dilakukan pemeriksaan untuk poin a sebagai berikut:

Tabel 4.13. Persyaratan Faktor Redundansi (Sumber SNI 1726-2019)

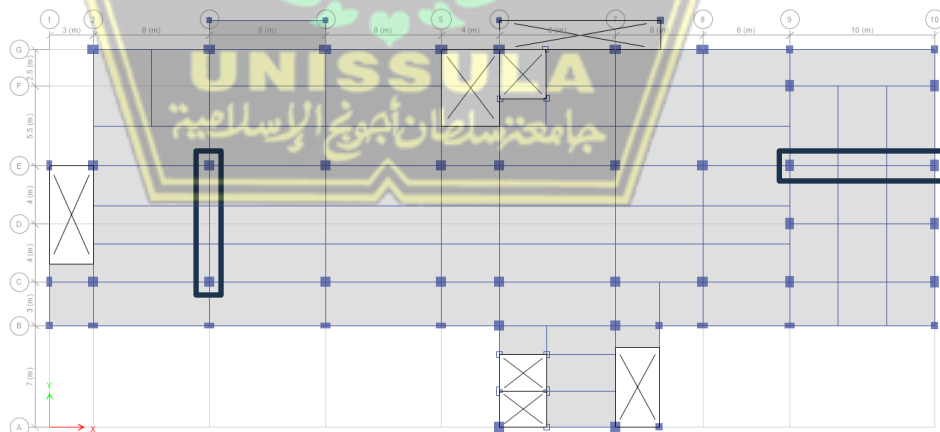
Elemen pemikul gaya lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Penghilangan suatu bresing individu, atau sambungan yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen di sambungan balok-kolom di kedua ujung suatu balok tunggal tidak akan mengakibatkan reduksi kekuatan tingkat lebih dari 33 %, dan tidak akan menghasilkan sistem dengan ketidakberaturan torsi yang berlebihan (ketidakberaturan struktur horizontal Tipe 1b).

Pengecekan terhadap persyaratan di atas dilakukan pada tingkat dengan gaya geser > 35% gaya geser dasar.

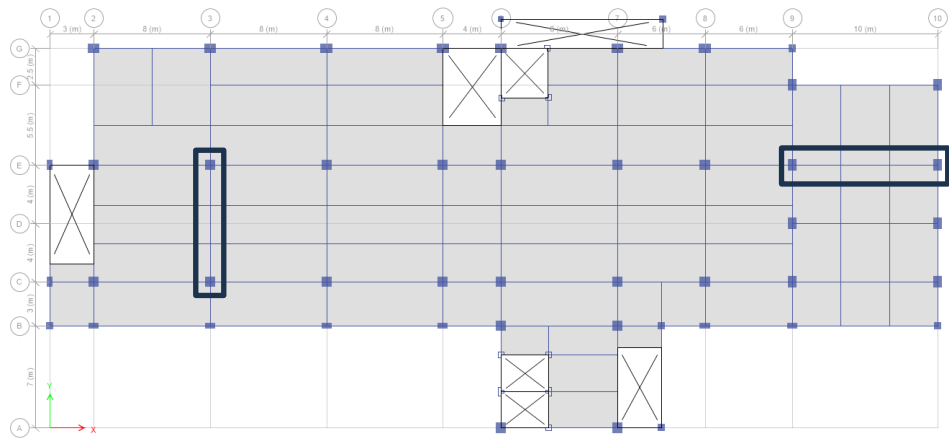
Tabel 4.14. Persentase Gaya Geser Tingkat terhadap Gaya Geser Dasar

Tingkat	Gaya Geser Tingkat		% Gaya	
	V_x (kN)	V_y (kN)	X	Y
Top Roof	893.0514	934.9388	18.9%	20.5%
Lantai 6	1865.612	1904.268	39.5%	41.7%
Lantai 5	2981.845	2943.485	63.2%	64.5%
Lantai 4	3878.811	3777.25	82.2%	82.8%
Lantai 3	4476.646	4338.704	94.9%	95.1%
Lantai 2	4719.015	4561.3	100.0%	100.0%

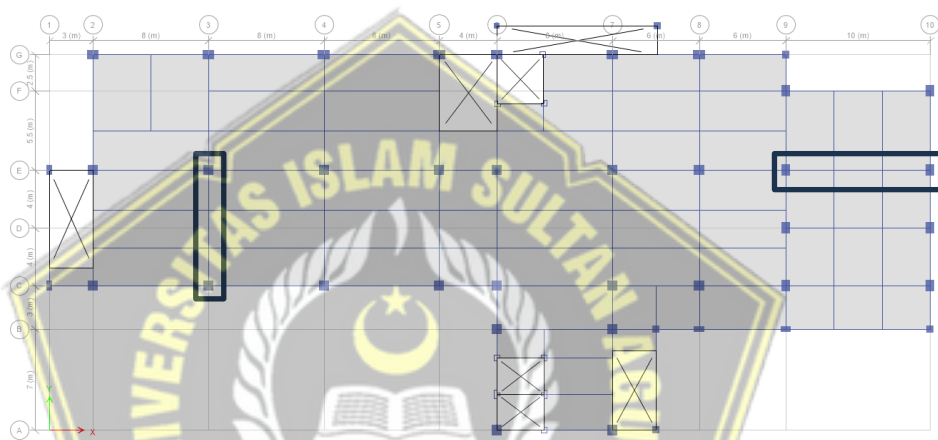
Kehilangan tahanan momen pada suatu balok tunggal dipilih berdasarkan nilai momen terbesar pada tingkat yang ditinjau.



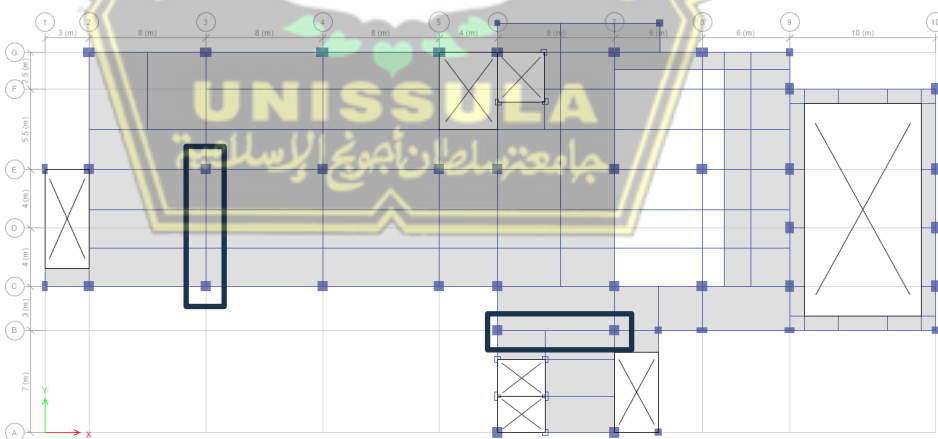
Gambar 4.32. Lokasi Balok Lantai 2 yang di-Release



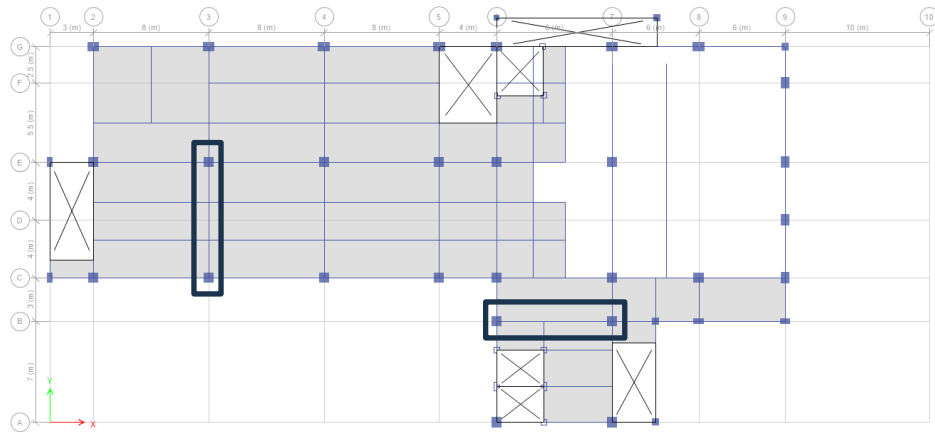
Gambar 4.33. Lokasi Balok Lantai 3 yang di-Release



Gambar 4.34. Lokasi Balok Lantai 4 yang di-Release



Gambar 4.35. Lokasi Balok Lantai 5 yang di-Release



Gambar 4.36. Lokasi Balok Lantai 6 yang di-Release

Setelah dilakukan *release* pada balok-balok tersebut, diperiksa nilai reduksi kekuatan dan ketidakberaturan horizontal 1b pada struktur.

Tabel 4.15. Pemeriksaan Perubahan Kekuatan Tingkat

Tingkat	Arah X			Arah Y		
	V_{awal}	V_{akhir}	Galat	V_{awal}	V_{akhir}	Galat
Lantai 6	1865.61	1831.12	1.8%	1904.27	1941.09	1.9%
Lantai 5	2981.85	2922.82	2.0%	2943.48	2985.57	1.4%
Lantai 4	3878.81	3798.66	2.1%	3777.25	3818.09	1.1%
Lantai 3	4476.65	4381.56	2.1%	4338.70	4380.71	1.0%
Lantai 2	4719.02	4617.45	2.2%	4561.30	4603.04	0.9%

Tabel 4.16. Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal 1b

Tingkat	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
Lantai 6	1.232	< 1.4 (OK)	1.250	< 1.4 (OK)
Lantai 5	1.040	< 1.4 (OK)	1.130	< 1.4 (OK)
Lantai 4	1.055	< 1.4 (OK)	1.121	< 1.4 (OK)
Lantai 3	1.071	< 1.4 (OK)	1.112	< 1.4 (OK)
Lantai 2	1.043	< 1.4 (OK)	1.087	< 1.4 (OK)

Berdasarkan kedua tabel di atas dapat dilihat bahwa akibat terdapat kehilangan tahanan momen pada balok hanya mereduksi kekuatan tingkat hingga 2.2% (< 33%) dan terjadi ketidakberaturan horizontal 1b sehingga dapat digunakan faktor redundansi $\rho = 1.0$.

4.2.5 Pengecekan Simpangan Antar Tingkat

Berdasarkan SNI 1726-2019, simpangan antar tingkat didesain harus kurang dari simpangan antar lantai ijin yang disyaratkan pada Tabel 4.17. Simpangan antar lantai yang didapatkan dari hasil analisis *software*, harus dikalikan dengan faktor pembesar defleksi (C_d) akibat diawal gaya gempa desain dikurangi oleh faktor modifikasi respon (R).

Tabel 4.17. Persyaratan Simpangan Ijin (Sumber SNI 1726-2019)

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

CATATAN

^a h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat-x.

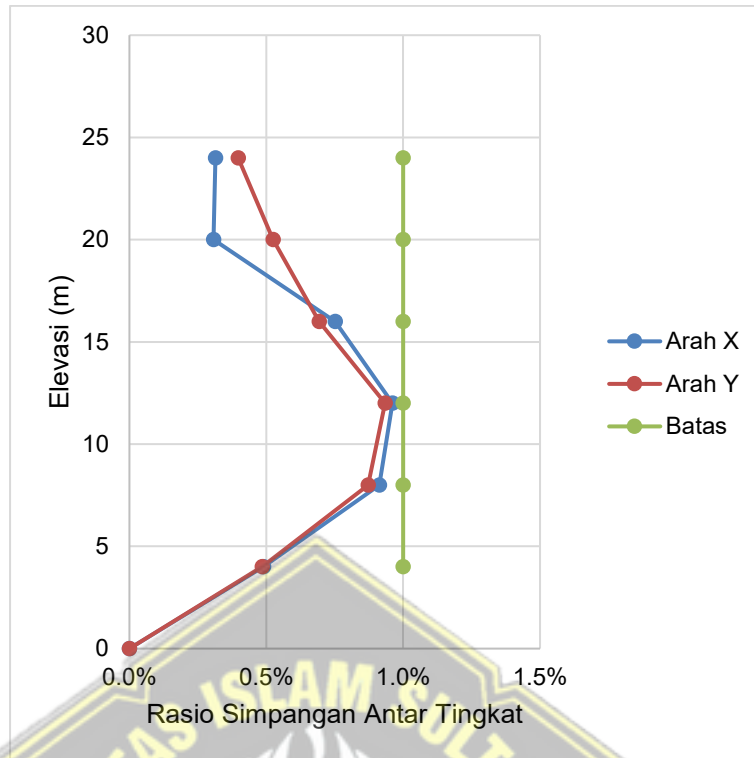
^b Untuk sistem pemikul gaya seismik yang terdiri dari hanya rangka momen dalam kategori desain seismik D, E, dan F, simpangan antar tingkat izin harus sesuai dengan persyaratan 7.12.1.1

^c Tidak boleh ada batasan simpangan antar tingkat untuk struktur satu tingkat dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat. Persyaratan pemisahan struktur dalam 7.12.3 tidak diabaikan.

^d Struktur di mana sistem struktur dasar terdiri dari dinding geser batu bata yang didesain sebagai elemen vertikal kantilever dari dasar atau pendukung fondasinya yang dikonstruksikan sedemikian agar penyaluran momen di antara dinding geser (kopel) dapat diabaikan.

Tabel 4.18. Simpangan Antar Tingkat

Story	Displacement		h (mm)	Inelastic Drift		Inelastic Drift Ratio		Drift Ratio Limit	Cek
	δ_{ex}	δ_{ey}		Δ_x	Δ_y	Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)				
Top Roof	40.752	42.605	4000	12.558	15.899	0.314%	0.397%	1.000%	OK
Lantai 6	37.327	38.269	4000	12.269	20.981	0.307%	0.525%	1.000%	OK
Lantai 5	33.981	32.547	4000	30.063	27.724	0.752%	0.693%	1.000%	OK
Lantai 4	25.782	24.986	4000	38.434	37.352	0.961%	0.934%	1.000%	OK
Lantai 3	15.300	14.799	4000	36.502	34.888	0.913%	0.872%	1.000%	OK
Lantai 2	5.345	5.284	4000	19.598	19.375	0.490%	0.484%	1.000%	OK



Gambar 4.37. Grafik *Drift Ratio*

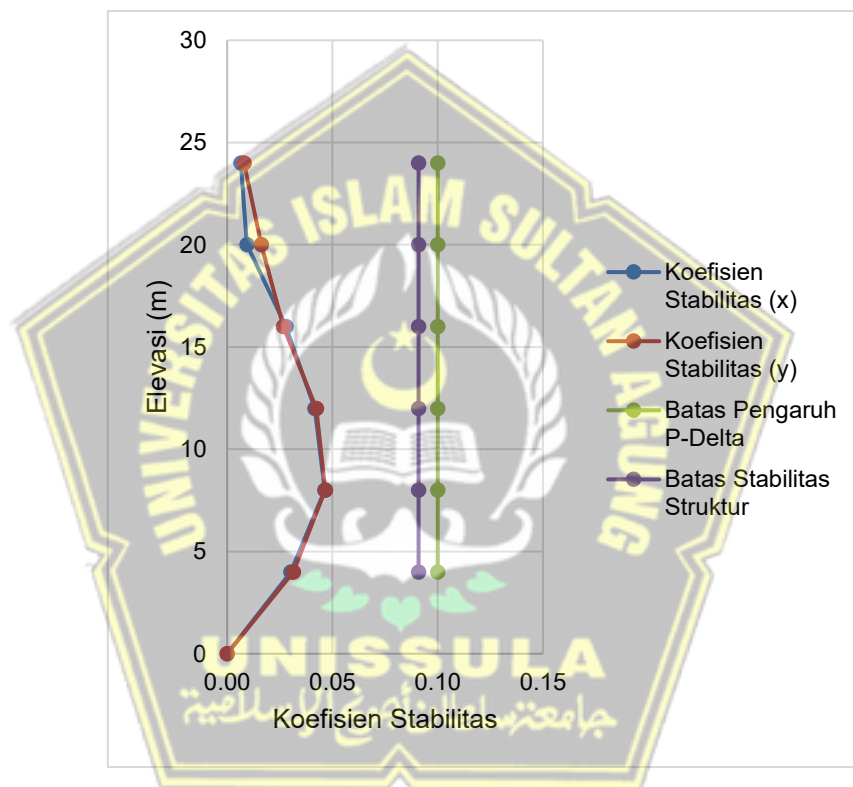
4.2.6 Pengecekan P-delta

Berdasarkan SNI 1726-2019, pengaruh $P - \Delta$ pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas $\theta < 0,1$. Koefisien stabilitas (θ) berdasarkan Persamaan 4.10 juga tidak diizinkan melebihi θ_{max} . Rumus koefisien stabilitas dan θ_{max} terdapat pada Persamaan 2.5.

Gaya tekan aksial yang digunakan ialah beban mati, beban SIDL, dan beban hidup yang dijumlahkan menjadi gaya tekan aksial total. Hasil dari pengecekan $P - \Delta$ untuk pemodelan tumpuan jepit dapat dilihat pada Tabel 4.19 dibawah ini.

Tabel 4.19. Pengecekan Pengaruh P-delta

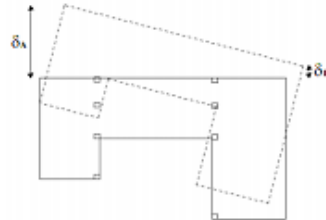
Story	Story Forces			Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	P	V _x	V _y	θX	θY			
	(kN)	(kN)	(kN)					
Top Roof	5021.587	667.53	680.28	0.0064	0.0080	0.1	0.0909	OK
Lantai 6	16392.94	1461.73	1450.78	0.0094	0.0162	0.1	0.0909	OK
Lantai 5	32206.2	2368.94	2285.02	0.0279	0.0266	0.1	0.0909	OK
Lantai 4	49023.38	3088.95	2949.80	0.0416	0.0423	0.1	0.0909	OK
Lantai 3	66489.33	3570.97	3396.07	0.0463	0.0466	0.1	0.0909	OK
Lantai 2	85071.37	3770.19	3584.61	0.0302	0.0314	0.1	0.0909	OK



Gambar 4.38. Grafik Koefisien Stabilitas

4.2.7 Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal

4.2.7.1 Ketidakberaturan Torsi



(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

Tabel 4.20. Pengecekan Ketidakberaturan Torsi

Lantai	Arah X				Arah Y			
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	Ax	Ecc.	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	Ax	Ecc.
Top Roof	1.313	H.1a	1.197	6.0%	1.082	OK	0.813	4.1%
Lantai 6	1.288	H.1a	1.152	5.8%	1.29	H.1a	1.156	5.8%
Lantai 5	1.045	OK	0.758	3.8%	1.181	OK	0.969	4.8%
Lantai 4	1.046	OK	0.760	3.8%	1.188	OK	0.980	4.9%
Lantai 3	1.057	OK	0.776	3.9%	1.173	OK	0.956	4.8%
Lantai 2	1.032	OK	0.740	3.7%	1.102	OK	0.843	4.2%

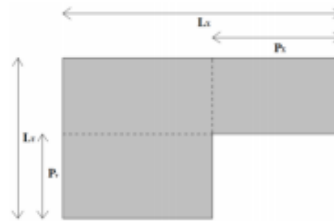
Berdasarkan Tabel 4.20 diatas, struktur ini terdapat ketidakberaturan horizontal 1a pada lantai 6, maka hal-hal berikut perlu dipenuhi:

Tabel 4.21. Pemenuhan Konsekuensi Ketidakberaturan Torsi

Poin yang harus dipenuhi	Referensi	Keterangan
Harus analisis 3 dimensi	7.7.3	Sudah dipenuhi.
Pembesaran momen torsi	7.8.4.3	Sudah dipenuhi.
Batas simpangan izin dibagi ρ	7.12.1	Sudah dipenuhi.
Menggunakan analisis spektrum respons ragam	Tabel 16	Sudah dipenuhi.

4.2.7.2 Ketidakberaturan Sudut Dalam

Tidak terdapat ketidakberaturan ini.



(b) Ketidakberaturan 2

4.2.7.3 Ketidakberaturan Diskontinuitas Dafragma



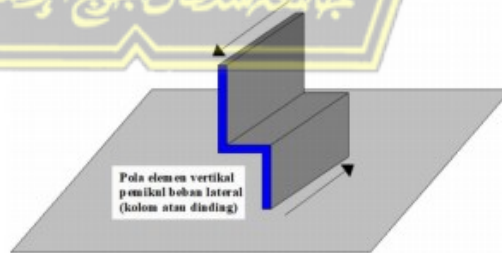
(c) Ketidakberaturan 3

Bukaan ruang seminar pada lantai 6 diperiksa :

$$\frac{250.19 \text{ m}^2}{951.2 \text{ m}^2} = 26.3\% < 50\% \rightarrow \text{OK}$$

4.2.7.4 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

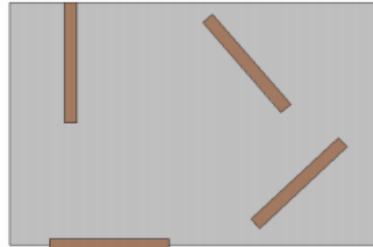
Tidak terdapat ketidakberaturan ini.



(d) Ketidakberaturan 4

4.2.7.5 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

Tidak terdapat ketidakberaturan ini.



(e) Ketidakberaturan 5

4.2.8 Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal

4.2.8.1 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Tabel 4.22. Pengecekan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

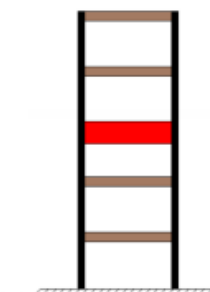


(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan kN/m	Cek	Kekakuan kN/m	Cek
Top Roof	219646.675		125403.648	
Lantai 6	336193.433	OK	228981.677	OK
Lantai 5	292571.181	OK	289012.518	OK
Lantai 4	311596.128	OK	321408.661	OK
Lantai 3	402114.765	OK	415492.173	OK
Lantai 2	723329.773	OK	742115.05	OK

4.2.8.2 Ketidakberaturan Massa

Tabel 4.23. Pengecekan Ketidakberaturan Massa

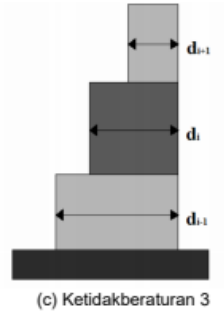


(b) Ketidakberaturan 2

Lantai	Massa	Cek
	kg	
Top Roof	375394.81	
Lantai 6	614456.01	OK
Lantai 5	795665.91	OK
Lantai 4	831966.84	OK
Lantai 3	882938.04	OK
Lantai 2	916612.44	OK

4.2.8.3 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Setelah dilakukan pengecekan struktur tidak terdapat ketidakberaturan ini.



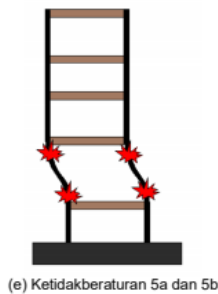
4.2.8.4 Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Setelah dilakukan pengecekan struktur tidak terdapat ketidakberaturan ini.



4.2.8.5 Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 4.24. Pengecekan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat



Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
Top Roof	679.03		689.10	
Lantai 6	1497.44	OK	1480.78	OK
Lantai 5	2435.09	OK	2342.57	OK
Lantai 4	3181.56	OK	3030.74	OK
Lantai 3	3681.33	OK	3492.49	OK
Lantai 2	3885.65	OK	3687.33	OK

4.2.9 Desain Fondasi

4.2.9.1 Kriteria Desain

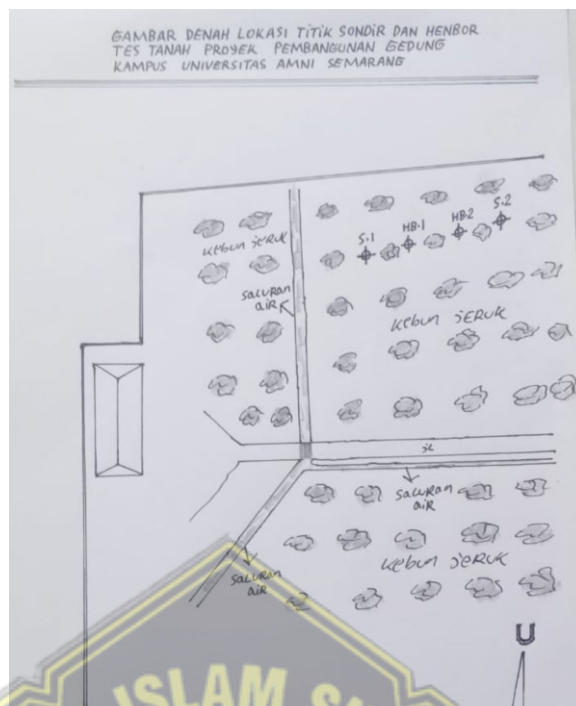
Perencanaan fondasi didasarkan pada persyaratan sesuai kriteria desain. Persyaratannya adalah sebagai berikut:

1. Faktor keamanan yang digunakan adalah:
 - $SF = 2.5$ untuk kondisi layan;
 - Untuk kondisi gempa nominal, daya dukung *allowable*/izin sama dengan 1,3 kali daya dukung izin kondisi layan ($SF = 1.92$);
 - Untuk kondisi gempa kuat, daya dukung *allowable*/izin sama dengan 1,56 kali daya dukung izin kondisi layan ($SF = 1.60$).
2. Kontrol lateral didasarkan pada defleksi yang terjadi. Berikut adalah syarat batas izin yang umum digunakan di Indonesia :
 - Deformasi lateral kondisi layan sebesar 5 mm (1/3 inci);
 - Deformasi lateral kondisi gempa nominal/rencana sebesar 12 mm (1/2 inci) ;
 - Deformasi lateral kondisi gempa kuat sebesar 25 mm. (1 inci).
3. Penurunan total pada fondasi harus lebih kecil dari 15 cm (150 mm).

4.2.9.2 Data Penyelidikan Tanah

Lokasi pekerjaan terletak di Jalan Cangkiran-Ungaran, Kecamatan Mijen, Kota Semarang, Provinsi Jawa Tengah.

Penyelidikan tanah telah dikerjakan pada tahun 2023 dan 2024. Sebanyak total 2 (dua) titik sondir/CPT kapasitas 2.5 ton dikerjakan hingga kedalaman terminasi 6.8-7.4 m, 2 (dua) titik handbor dengan kedalaman hingga 6 m, serta 2 (dua) titik pengeboran-dalam disertai pengujian SPT dan laboratorium dikerjakan dengan kedalaman terminasi 30 m. Mohon merujuk pada Gambar 3.38 terkait layout titik penyelidikan tanah berupa sondir dan boring yang telah dikerjakan.



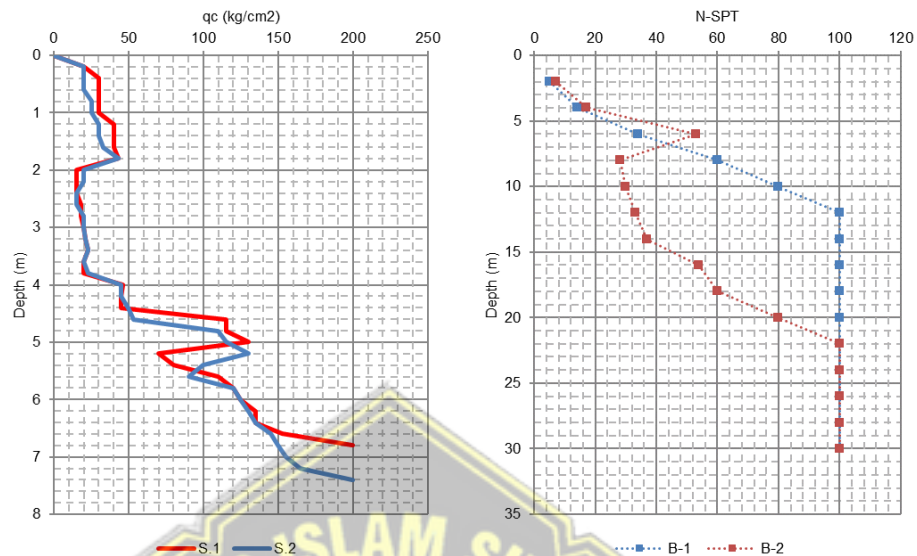
Gambar 4.39. Layout Titik Penyelidikan Tanah

4.2.9.3 Evaluasi Singkat Kondisi Pelapisan Tanah Bawah Permukaan

Hasil pengujian sondir menunjukkan bawah pelapisan tanah didominasi oleh lapisan pasir, dengan q_c 200 kg/cm² dijumpai pada kedalaman sekitar 6.8 m dan 7.4 m dari muka tanah ketika pengujian dikerjakan. Sementara, hasil pengujian laboratorium (dari sampel handbor) menunjukkan bahwa pelapisan tanah didominasi oleh lapisan berbutir halus atau lempung dengan kuat geser tanah di kedalaman 6 m sekitar 27 - 34 kPa atau dapat dikatakan lapisan tanah memiliki konsistensi lunak hingga cukup kaku (*soft-firm*). Mohon merujuk pada Gambar 4.39 terkait dengan distribusi nilai q_c sebagai fungsi dari kedalaman.

Hasil pengujian SPT menunjukkan bahwa pelapisan tanah permukaan didominasi oleh lapisan lempung sedikit pasir setebal 4 - 6 m dengan rentang nilai N-SPT berkisar antara 5 - 34. Selanjutnya, dijumpai lapisan batuan pasir sangat padat ditandai dengan nilai N-SPT > 50 hingga akhir pengeboran. Sebagai catatan, pada titik B-2 terdapat lapisan lensa lempung sedikit pasir dengan konsistensi very stiff – hard pada kedalaman 8 - 16m. Muka air tanah teramati pada kedalaman 12 m ketika pengeboran dikerjakan. Mohon

merujuk pada Gambar 4.39 terkait dengan distribusi nilai N-SPT sebagai fungsi dari kedalaman.



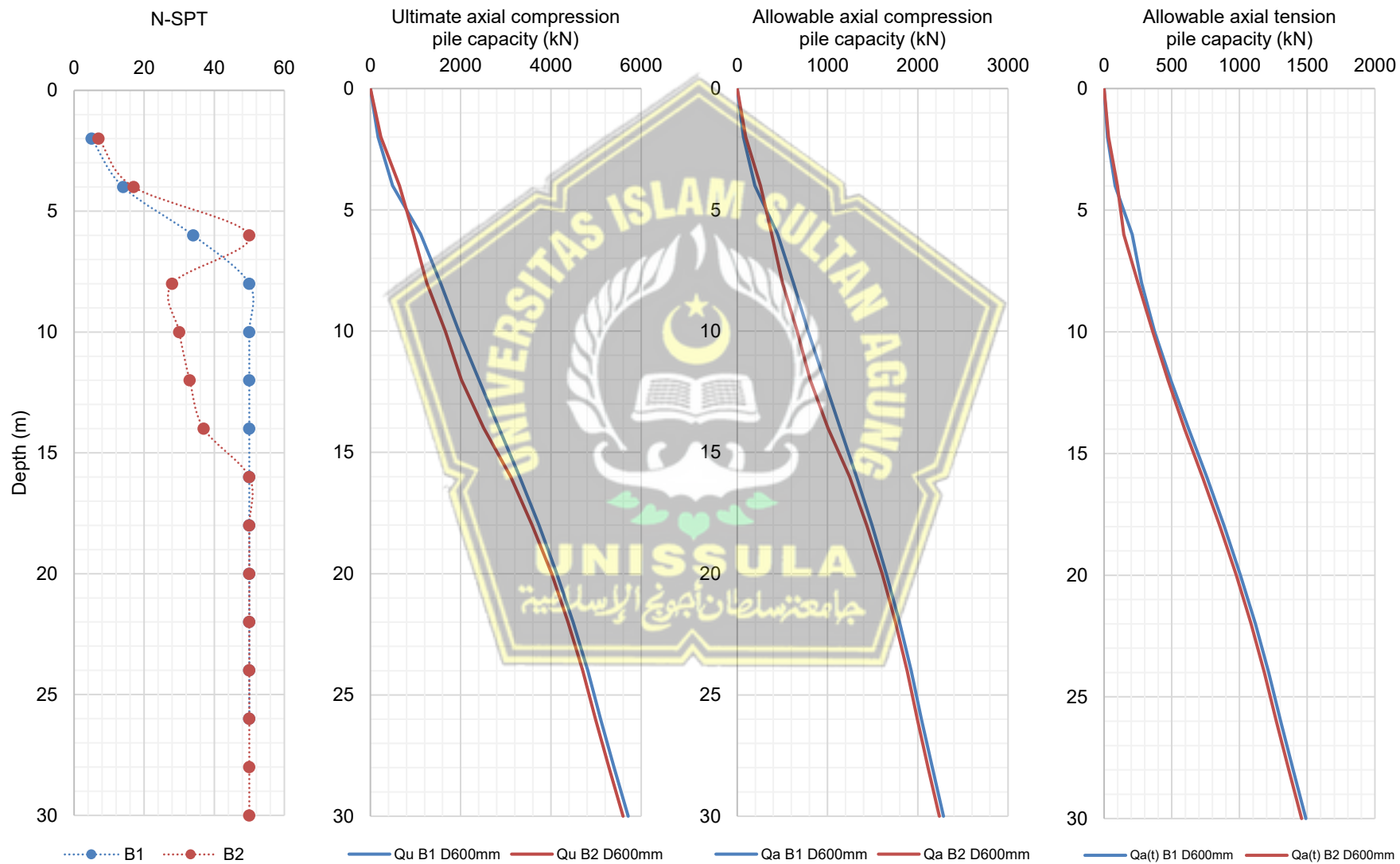
Gambar 4.40. Distribusi Nilai qc – Nilai SPT sebagai Fungsi dari Kedalaman

4.2.9.4 Daya Dukung Aksial Tiang Tunggal

Sistem fondasi yang diusulkan adalah sistem fondasi dalam. Hal ini mempertimbangkan beban struktur yang perlu dipikul dan kondisi pelapisan tanah bawah permukaan yang menunjukkan variasi.

Sistem fondasi tiang bor diusulkan dalam perhitungan estimasi daya dukung aksial tiang tunggal dengan mempertimbangkan keberadaan lapisan tanah dengan nilai SPT >50 yang relatif dekat dengan permukaan yang berpotensi menyulitkan kegiatan pemancangan, serta hasil-hasil sondir yang relatif memiliki kedalaman terminasi (dengan mencapai $q_c > 200\text{kg/cm}^2$) pada kedalaman yang relatif dangkal.

Perhitungan estimasi daya dukung aksial tiang tunggal dikerjakan pada usulan tiang bor diameter 600mm. Metode perhitungan daya dukung aksial tiang bor disampaikan pada subbab 2.2.1 dan 2.2.2. Mohon merujuk pada Gambar 4.40 terkait distribusi estimasi daya dukung aksial tiang bor sebagai fungsi dari kedalaman.



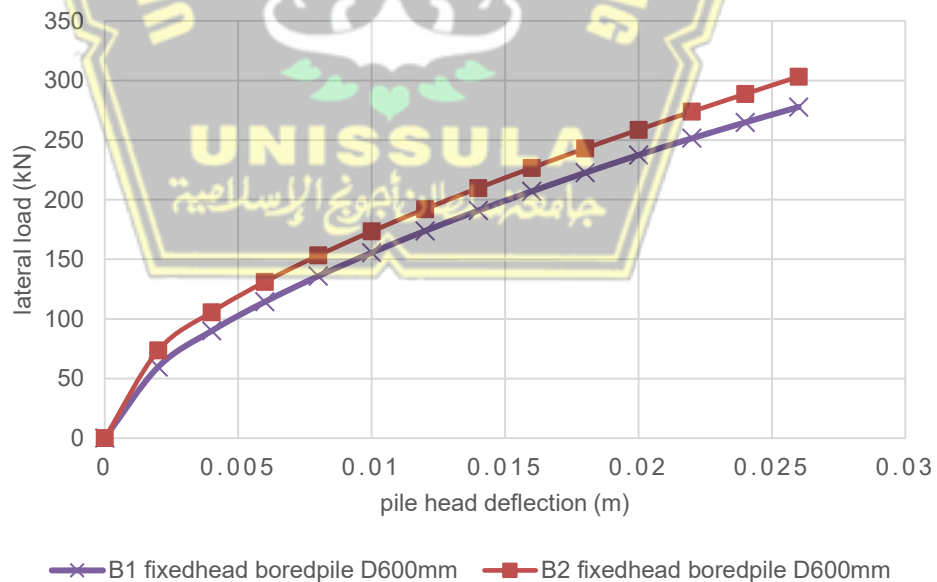
Gambar 4.41. Estimasi Daya Dukung Aksial Ultimate Tekan, Izin Tekan, dan Izin Tarik sebagai Fungsi dari Kedalaman

4.2.9.5 Kapasitas Lateral Tiang Tunggal

Estimasi kapasitas lateral tiang tunggal dihitung berdasarkan metode p-y dengan bantuan program computer Ensoft LPile. Perhitungan dikerjakan dengan meninjau kondisi *fixedhead*. Perhitungan estimasi kapasitas lateral tiang tunggal pada bagian ini dikerjakan pada usulan tiang bor D600mm.

Tabel 4.25. Rangkuman Estimasi Kapasitas Lateral Tiang Bor D600mm Kondisi Fixedhead

Ref. Bore Hole	Pile Type	Pile Diameter	Pile-head Condition	Load Condition	Pile-head Deflection	Pile Head Capacity (kN)
B1	Bored	D600mm	Fixedhead	Static	¼" (6mm)	114
				Gempa Nominal	½" (12mm)	174
				Gempa Kuat	1" (25mm)	271
B2	Bored	D600mm	Fixedhead	Static	¼" (6mm)	131
				Gempa Nominal	½" (12mm)	192
				Gempa Kuat	1" (25mm)	296



Gambar 4.42. Rangkuman Distribusi Estimasi Pergerakan Lateral Kepala Tiang Bor D600mm Kondisi Fixedhead Sebagai Fungsi Dari Kedalaman

4.2.9.6 Evaluasi Grup Tiang

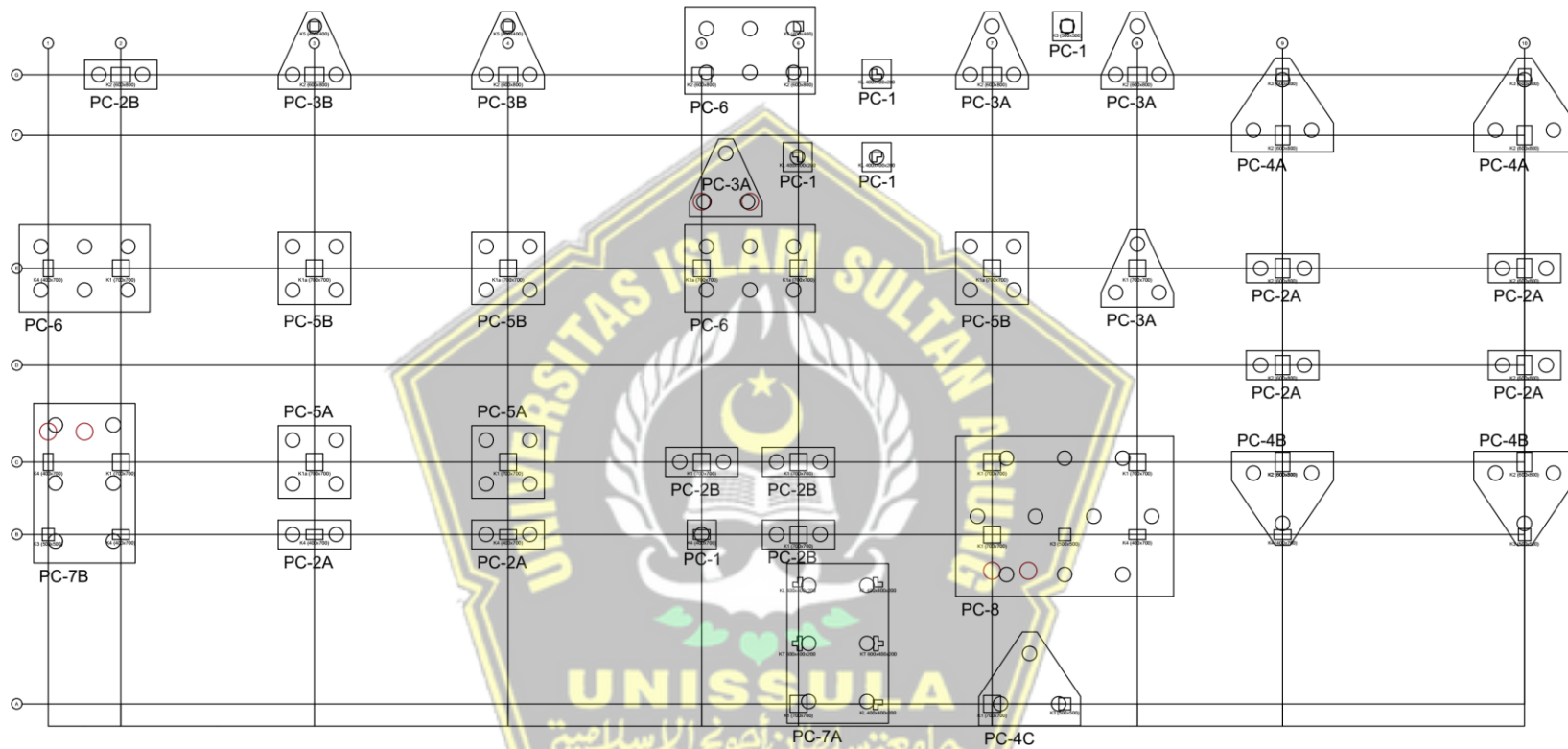
Evaluasi grup tiang dihitung berdasarkan metode p-y dan t-z dengan bantuan program komputer Ensoft Group. Perhitungan dikerjakan dengan memasukkan pembebanan aksial, lateral, dan momen pada grup tiang merujuk pada reaksi kolom terbesar sebagaimana telah disampaikan pada subbab 2.2.4. Secara umum, fondasi tiang grup dibedakan menjadi beberapa tipe berdasarkan pembebanan struktural yang diterima sebagaimana dirangkum pada Tabel 4.24. Mohon merujuk pada Gambar 4.42 terkait layout fondasi tiang bor yang diusulkan.

Tabel 4.26. Daftar Tipe Fondasi Tiang Group

No	Pile Cap ID	Diameter	Jumlah tiang	Leff	Unique Name (Kolom Struktur)
1	PC-1	600 mm	1	12 m	336
					392
					617
					625
					633
2	PC-2A	600 mm	2	16 m	168
					176
					272
					280
					320
3	PC-2B	600 mm	2	18 m	328
					24
					56
					64
					88
4	PC-3A	600 mm	3	16	184
					160
					224
					232
5	PC-3B	600 mm	3	18 m	307-315
					192-389
6	PC-4A	600 mm	3	14 m	200-390
					240-256
7	PC-4B	600 mm	3	16 m	248-264
					88-352
8	PC-4C	600 mm	3	20 m	96-296
					16-376
9	PC-5A	600 mm	4	14 m	40
					48

10	PC-5B	600 mm	4	16 m	120
					128
					152
11	PC-6	600 mm	6	16 m	112-360
					136-144
					208-216-391
12	PC-7A	600 mm	6	14 m	8-130-635-637-656-658
13	PC-7B	600 mm	6	16 m	304-312-368-104-493-498
14	PC-8	600 mm	10	20 m	72-80-32-384-344-538-546





Gambar 4.43. Layout Fondasi Tiang Bor D600mm

4.3 Analisis Tumpuan *Spring* Tanah

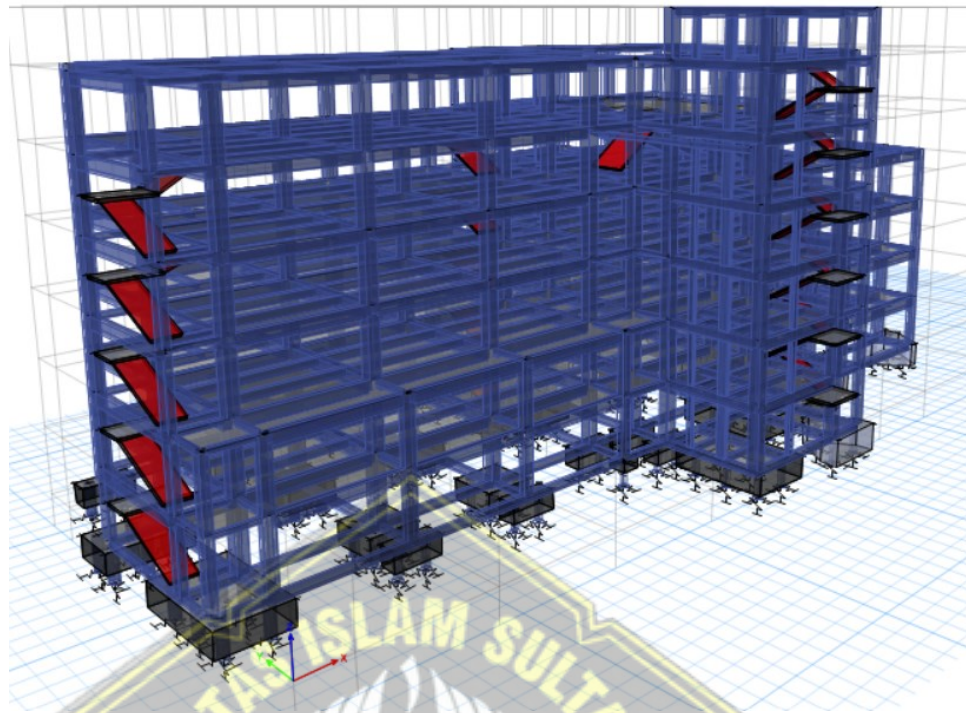
Untuk merepresentasikan interaksi antara struktur dan tanah maka digunakan pemodelan *spring* atau pegas pada pondasi tiang. Pemodelan pegas tersebut akan menjadi tumpuan yang fleksibel bagi struktur di atasnya. Nilai *spring* didapatkan berdasarkan daya dukung tiang yang digunakan. Estimasi nilai *spring* ditunjukkan pada Persamaan 2.19 dan Persamaan 2.20.

Berikut untuk rekapitulasi nilai *spring* untuk masing-masing titik pondasi sesuai dengan variasi daya dukung ultimatanya.

Tabel 4.27. Rekapitulasi Nilai *Spring* pada Tiang Bor

No	Pile Cap ID	L_{eff}	Daya Dukung Ultimate	<i>Spring Z</i>	<i>Spring H</i>
		m	kN	kN/mm	kN/mm
1	PC-1	12	2017,4	80,7	8,1
2	PC-2A	16	3110,7	124,4	12,4
3	PC-2B	18	3583,9	143,4	14,3
4	PC-3A	16	3110,7	124,4	12,4
5	PC-3B	18	3583,9	143,4	14,3
6	PC-4A	14	2510,9	100,4	10,0
7	PC-4B	16	3110,7	124,4	12,4
8	PC-4C	20	4015,5	160,6	16,0
9	PC-5A	14	2510,9	100,4	10,0
10	PC-5B	16	3110,7	124,4	12,4
11	PC-6	16	3110,7	124,4	12,4
12	PC-7A	14	2510,9	100,4	10,0
13	PC-7B	16	3110,7	124,4	12,4
14	PC-8	20	4015,5	160,6	16,0

Data-data pemodelan struktur dan karakteristik tanah untuk pemodelan struktur dengan tumpuan *spring* sama persis dengan pemodelan struktur dengan tumpuan jepit pada subbab IV.1, sehingga hasil keluaran dari pemodelan tumpuan *spring* dan pemodelan tumpuan jepit dapat dibandingkan. Pemodelan struktur dengan tumpuan *spring* dapat dilihat pada Gambar 43.



Gambar 4.44. 3D Pemodelan Struktur Dengan Tumpuan Spring

4.3.1 Pengecekan Jumlah Ragam

Seluruh pemodelan struktur dengan tumpuan *spring* pada laporan ini telah memenuhi pengecekan jumlah ragam dengan minimal jumlah partisipasi massa ragam ialah 90%. Seluruh pemodelan memenuhi persyaratan dimana mode 3 ialah torsi, tetapi terdapat pemodelan yang mode fundamental 1 dan 2 memiliki derajat kebebasan yang dominan kepada rotasi. Penambahan derajat kebebasan rotasi pada mode fundamental hanya bisa terjadi apabila struktur bertumpu pada tumpuan yang fleksibel. Oleh karena itu, fleksibilitas fondasi harus dimodelkan untuk menangkan gerakan translasi dan rotasi struktur pada antarmuka fondasi-tanah (ASCE 7-16).

Tabel 4.28. Partisipasi Massa Ragam Struktur Tumpuan *Spring*

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.24	0.0005	0.6437	0	0.0005	0.6437	0	0.2585	3.989E-05	0.04	0.2585	3.989E-05	0.04
2	1.202	0.7062	0.0005	0	0.7066	0.6442	0	0.0003	0.285	0.0008	0.2588	0.285	0.0408
3	1.133	0.0001	0.053	0	0.7067	0.6973	0	0.0431	0.0009	0.6361	0.3019	0.2859	0.6769
4	0.454	0.004	0.1057	0	0.7107	0.803	0	0.2673	0.0087	0.0513	0.5692	0.2947	0.7281
5	0.406	0.0339	0.0503	0	0.7446	0.8533	0	0.1491	0.0935	0.0874	0.7182	0.3882	0.8156
6	0.386	0.1337	0.0029	0	0.8783	0.8561	0	0.0102	0.4019	0.0334	0.7285	0.7901	0.8489
7	0.305	0.0125	0.0003	0	0.8908	0.8564	0	0.0096	0.0214	0.0069	0.7291	0.8115	0.8558
8	0.285	0.0027	0.0663	0	0.8935	0.9227	0	0.1143	0.0048	0.0615	0.8434	0.8163	0.9173
9	0.253	0.0456	0.0108	0	0.9391	0.9335	0	0.0162	0.0513	0.0043	0.8595	0.8676	0.9216
10	0.237	0.0134	0.0213	0	0.9525	0.9549	0	0.0285	0.0132	0.0408	0.8881	0.8808	0.9624
11	0.212	0.0145	0.0042	0	0.967	0.959	0	0.007	0.0213	0.0019	0.8951	0.9022	0.9643
12	0.203	0.0013	0.0001	0	0.9682	0.9591	0	0.0001	0.0017	0.0002	0.8952	0.9039	0.9644
13	0.2	0.0005	0.0046	0	0.9688	0.9637	0	0.0095	0.0021	0.0002	0.9047	0.9059	0.9646
14	0.196	0.0001	0.0005	0	0.9689	0.9642	0	0.001	0.0001	0.001	0.9057	0.906	0.9657
15	0.194	0.0037	0.0019	0	0.9725	0.9661	0	0.005	0.0048	0.0003	0.9107	0.9109	0.966
16	0.181	0.0015	0.0063	0	0.974	0.9724	0	0.0163	0.0044	0.0001	0.927	0.9153	0.9661
17	0.176	0.0006	0.002	0	0.9746	0.9744	0	0.0059	0.002	0.0016	0.9329	0.9173	0.9677
18	0.172	0.0001	0.0038	0	0.9747	0.9782	0	0.0086	0.0005	0.0047	0.9414	0.9179	0.9723
19	0.171	0.0055	0.0003	0	0.9802	0.9785	0	0.0002	0.0215	0.0063	0.9416	0.9393	0.9787
20	0.17	0.0035	0.0047	0	0.9837	0.9832	0	0.0116	0.0125	0.0001	0.9532	0.9519	0.9787
21	0.164	0.002	0.0005	0	0.9857	0.9837	0	0.002	0.0072	0.0072	0.9552	0.9591	0.9859
22	0.16	4.986E-06	0.0047	0	0.9857	0.9884	0	0.0124	0.0001	0.0037	0.9676	0.9592	0.9897
23	0.159	0.0001	0.0011	0	0.9858	0.9895	0	0.0029	0.0001	0.0001	0.9705	0.9592	0.9898
24	0.155	0.001	0.0001	0	0.9866	0.9896	0	0.0003	0.0025	2.968E-05	0.9708	0.9618	0.9898

Berdasarkan tabel diatas dapat dilihat bahwa pada pada 2 ragam pertama sudah terjadi bentuk ragam translasi dan jumlah ragam yang digunakan sudah cukup.

4.3.2 Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental struktur ditentukan berdasarkan hasil analisis dari *software ETABS* yang hasilnya harus dikoreksi terhadap ketentuan pada SNI 1726-2019.

Tabel 4.29. Penentuan Periode Struktur Tumpuan *Spring*

Percepatan Desain Periode 1 Detik	SD1	=	0.6075	g
Koefisien untuk Batas Periode	Cu	=	1.4	
<i>SNI 1726:2019 tabel 17</i>				
Parameter Periode Pendekatan	Ct	=	0.0466	
<i>SNI 1726:2019 tabel 18</i>				
Parameter Periode Pendekatan	x	=	0.9	
<i>SNI 1726:2019 tabel 18</i>				
Tinggi Bangunan (Seismik)	h	=	24	m
Periode Fundamental Pendekatan	Ta	=	Ct * hx	
<i>SNI 1726:2019 persamaan 36</i>				
		=	0.8139	detik
Periode Maksimum	Tmax	=	Cu * Ta	
<i>SNI 1726:2019 pasal 7.8.2</i>				
		=	1.139	detik
Periode Hasil Analisis Arah X	Tc,X	=	1.202	detik
Periode Hasil Analisis Arah Y	Tc,Y	=	1.240	detik
Periode Pakai Arah X	TX	=	1.139	detik
Periode Pakai Arah Y	TY	=	1.139	detik

4.3.3 Penskalaan Gaya Geser Dasar Seismik

Tabel 4.30. Penentuan Gaya Geser Dasar Struktur Tumpuan *Spring*

Koefisien Respons Seismik	C_s	=	$S_{DS} / (R/I_e)$
<i>SNI 1726:2019 persamaan 31</i>		=	0.1260
Batas Atas	$C_{s,max}$	=	$S_{D1} / [T * (R/I_e)]$
<i>SNI 1726:2019 persamaan 32</i>	$C_{s,max,X}$	=	0.1000
	$C_{s,max,Y}$	=	0.1000
Batas Bawah	$C_{s,min,1}$	=	$0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$
<i>SNI 1726:2019 persamaan 34</i>		=	0.0443
Batas Bawah (dipakai jika $S_1 \geq 0,6 g$)	$C_{s,min,2}$	=	$0.5 S_1 / (R/I_e)$
<i>SNI 1726:2019 persamaan 35</i>		=	0.0329
Koefisien Respons Seismik Pakai	$C_{s,pakai,X}$	=	0.1000
	$C_{s,pakai,Y}$	=	0.1000
Berat Seismik Efektif	W	=	43682 kN

Berdasarkan ASCE 7-16 Pasal 12.9.2.5.2, kombinasi respon untuk geser dasar dinamik yang lebih kecil dari geser yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen harus dikalikan dengan faktor skala. Tabel berikut menjelaskan penjabaran dari nilai faktor skala tersebut.

Tabel 4.31. Penentuan Skala Gaya Geser Dasar Struktur Tumpuan *Spring*

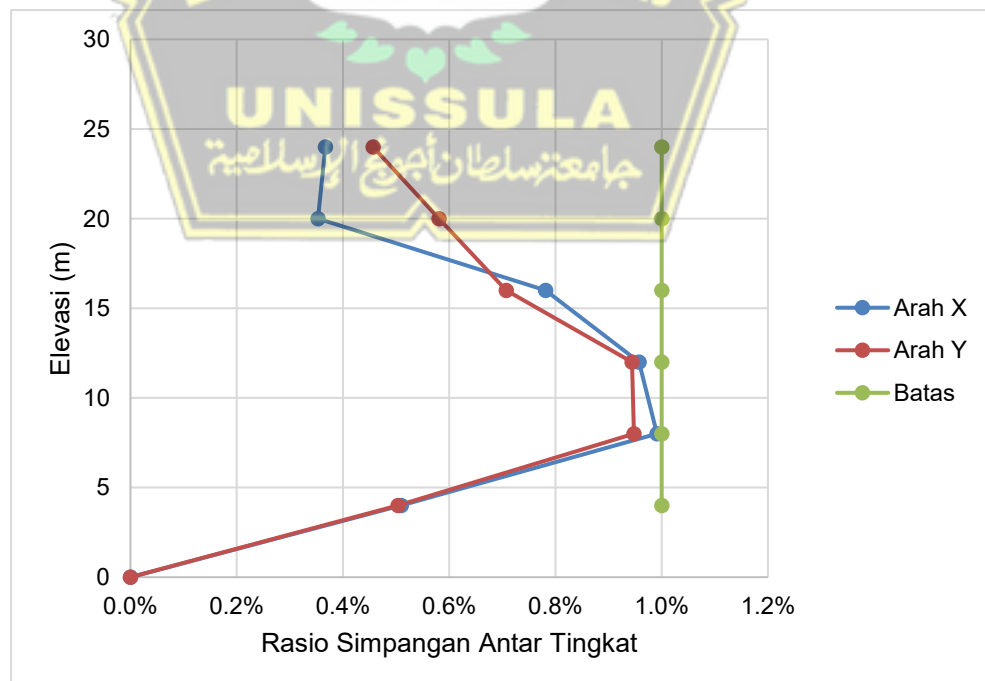
Penskalaan Gaya			
Gaya Geser Statik	V	=	$C_s * W$
<i>SNI 1726:2019 persamaan 30</i>	V_x	=	4366.96 kN
	V_y	=	4366.96 kN
Faktor Skala Awal	SF	=	$g / (R / I)$
<i>SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.2</i>		=	1.839 m/s ²
		=	1838.75 mm/s ²
Gaya Geser Respon Spektra Unscaled	$V_{i,x}$	=	4257.265 kN
	$V_{i,y}$	=	3966.320 kN
Penskalaan Gaya Gempa	f_x	=	1.026
<i>SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1</i>	f_y	=	1.101
Faktor Skala Baru	SF_x	=	1886.12 mm/s ²
	SF_y	=	2024.48 mm/s ²

4.3.4 Pengecekan Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726-2019, simpangan antar lantai didesain harus kurang dari simpangan antar lantai ijin yang dipersyaratkan pada Tabel SNI 1726-2019. Untuk nilai simpangan ijin, nilai yang diambil ialah $0,01h_{xx}$. Karena tinggi tiap lantai ialah sama yaitu 4 meter, sehingga nilai simpangan ijin ialah 40 mm. Pengecekan simpangan antar lantai untuk pemodelan struktur dengan tumpuan *spring* dapat dilihat pada Tabel. Hasil dari pengecekan simpangan antar lantai untuk struktur dengan tumpuan *spring* tidak melewati nilai simpangan izin.

Tabel 4.32. Pengecekan Simpangan Antar Lantai Struktur Tumpuan *Spring*

Story	Displacement		h (mm)	Inelastic Drift		Inelastic Drift Ratio		Drift Ratio Limit	Cek
	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)		Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	Δ_x	Δ_y		
Top Roof	43.197	45.161	4000	14.680	18.256	0.367%	0.456%	1.000%	OK
Lantai 6	39.193	40.182	4000	14.128	23.223	0.353%	0.581%	1.000%	OK
Lantai 5	35.340	33.849	4000	31.266	28.833	0.782%	0.721%	1.000%	OK
Lantai 4	26.813	25.985	4000	38.288	37.219	0.957%	0.930%	1.000%	OK
Lantai 3	16.371	15.835	4000	39.645	37.912	0.991%	0.948%	1.000%	OK
Lantai 2	5.559	5.495	4000	20.382	20.150	0.510%	0.504%	1.000%	OK



Gambar 4.45. Grafik *Drift Ratio* Struktur Tumpuan *Spring*

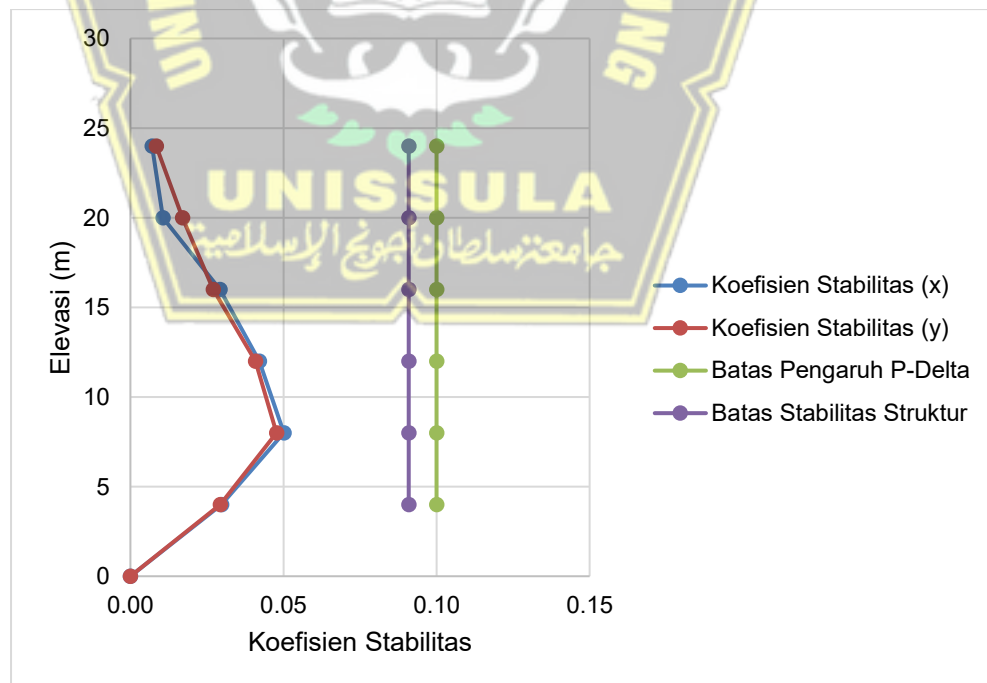
4.3.5 Pengecekan P-delta

Berdasarkan SNI 1726-2019, pengaruh $P - \Delta$ pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas $\theta < 0,1$. Koefisien stabilitas (θ) berdasarkan Persamaan 4.10 juga tidak diizinkan melebihi θ_{max} . Rumus koefisien stabilitas dan θ_{max} terdapat pada persamaan berikut.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \leq \theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25$$

Tabel 4.33. Pengecekan Pengaruh P-delta Struktur Tumpuan Spring

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h (mm)	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
Top Roof	14.680	18.256	5021.587	709.647	742.542	4000	0.0071	0.0084	0.1	0.0909	OK
Lantai 6	14.128	23.223	16392.941	1490.249	1521.498	4000	0.0106	0.0171	0.1	0.0909	OK
Lantai 5	31.266	28.833	32206.201	2347.768	2342.633	4000	0.0292	0.0270	0.1	0.0909	OK
Lantai 4	38.288	37.219	49023.376	3038.830	3044.162	4000	0.0421	0.0409	0.1	0.0909	OK
Lantai 3	39.645	37.912	66489.335	3585.619	3601.727	4000	0.0501	0.0477	0.1	0.0909	OK
Lantai 2	20.382	20.150	85071.374	3969.281	3981.656	4000	0.0298	0.0294	0.1	0.0909	OK



Gambar 4.46. Grafik Koefisien Stabilitas Struktur Tumpuan Spring

4.4 Perbandingan Hasil Analisis Pemodelan Struktur Tumpuan Jepit dan Spring

4.4.1 Perbandingan Periode Fundamental Struktur

Perbandingan periode fundamental struktur bertujuan untuk mengetahui perpanjangan periode yang terjadi apabila efek iterasi tanah-struktur ikut serta dalam pemodelan struktur. Perbandingan yang dimaksud sudah direkapitulasikan pada Tabel 4.32 berikut.

Tabel 4.34. Perbandingan Periode Fundamental Struktur

Arah	Periode dengan tumpuan jepit	Periode dengan tumpuan <i>spring</i>	Perpanjangan periode
X	1.039	1.202	15.7 %
Y	1.061	1.240	16.9%

Apabila perpanjangan periode terjadi jika dianalisis dengan pemodelan struktur dengan tumpuan *spring*, maka pemodelan dengan tumpuan jepit memiliki hasil konservatif. Karena aktualnya struktur cenderung berperilaku lebih fleksibel yang artinya menerima lebih sedikit gaya. Berdasarkan Tabel, dapat dilihat bahwa struktur dengan tumpuan *spring* mengalami perpanjangan periode dari periode natural pemodelan dengan tumpuan jepit.

Apabila dianalisis berdasarkan grafik respon spektrum, perpanjangan periode pada pemodelan dengan tumpuan *spring* terjadi pada lereng negatif, sehingga perpanjangan periode tersebut menghasilkan gaya geser dasar yang lebih kecil daripada gaya geser dasar dengan tumpuan jepit.

4.4.2 Perbandingan Gaya Geser Dasar

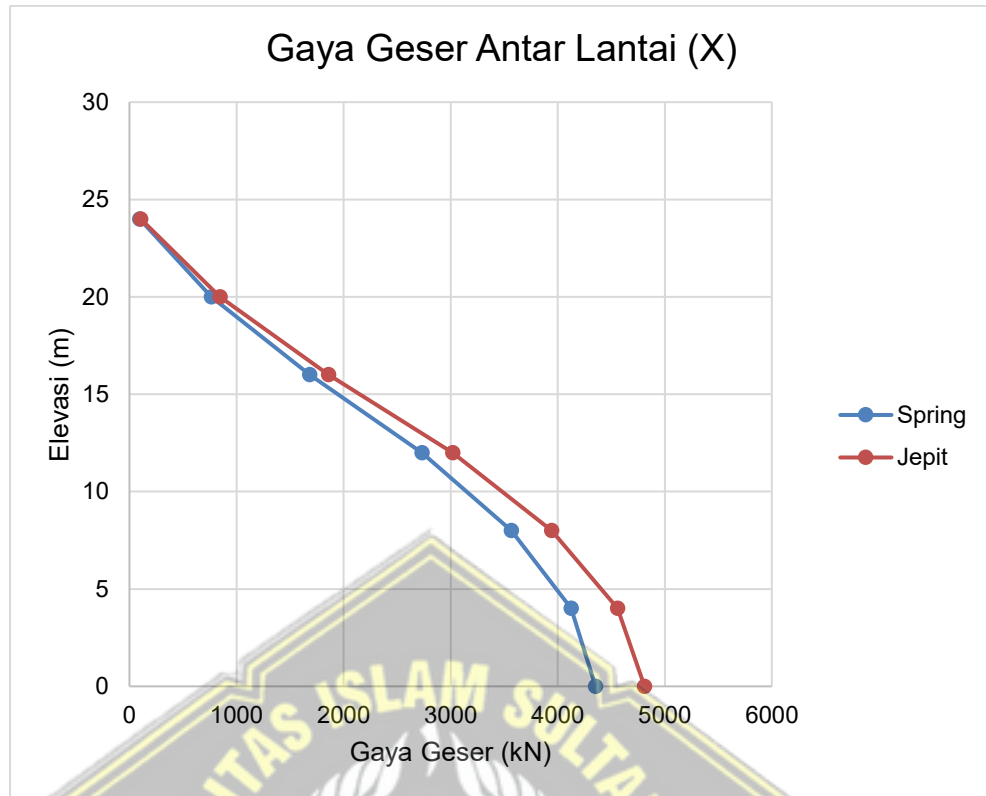
Perbandingan gaya geser dasar pada pemodelan tumpuan jepit dan *spring* dapat dilihat pada Tabel 4.33. Perbandingan gaya geser dasar dapat dibandingkan apabila pemodelan struktur tidak terdapat *basement*. Sehingga pemodelan hanya dibedakan berdasarkan tumpuan kaku dan fleksibel pada permukaan tanah yang bersentuhan dengan lantai dasar. Gaya geser dasar dengan tumpuan fleksibel akan menghasilkan gaya geser dasar yang lebih kecil dibandingkan dengan struktur dengan tumpuan kaku, hal ini sesuai dengan SNI 1726-2019 Pasal 14.2.1, gaya geser dasar tumpuan fleksibel merupakan gaya geser dasar tumpuan kaku yang telah direduksi.

Tabel 4.35. Perbandingan Gaya Geser Dasar

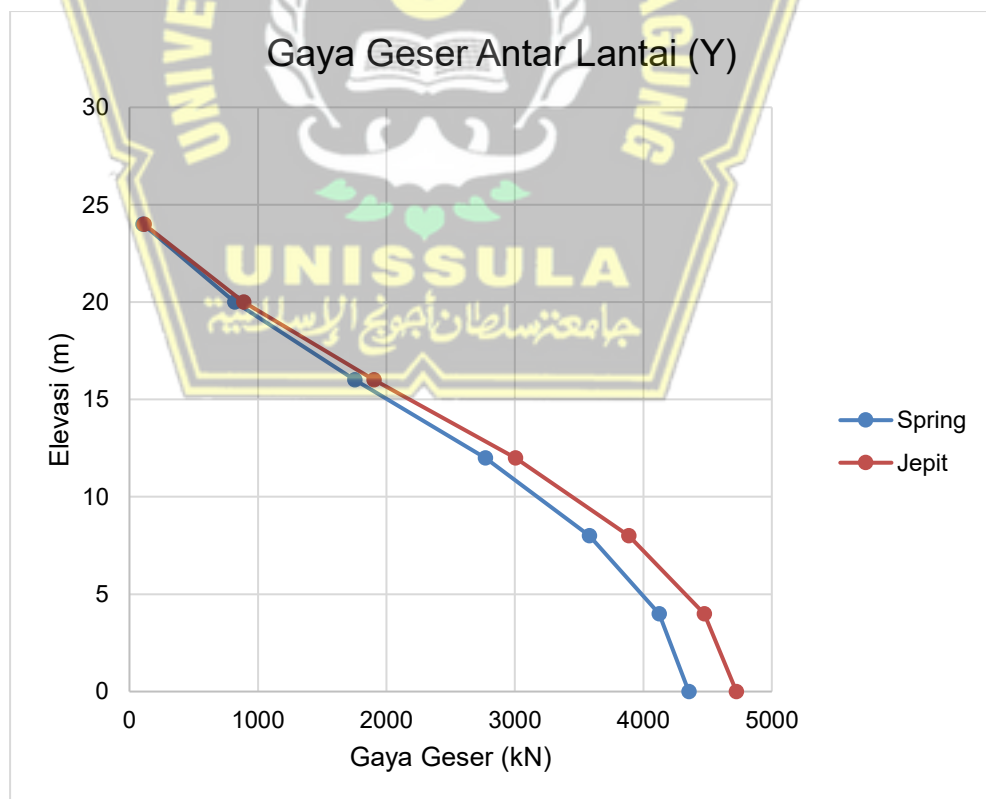
Arah	Gaya Geser tumpuan jepit	Gaya Geser tumpuan <i>spring</i>	Selisih
X	4780.05 kN	4366.96 kN	9.5 %
Y	4681.12 kN	4366.96 kN	7.2 %

4.4.3 Perbandingan Gaya Geser Tingkat

Perbandingan ini bertujuan untuk membuktikan bahwa gaya geser tiap lantai pada pemodelan dengan tumpuan *spring* lebih kecil daripada pemodelan dengan tumpuan jepit. Gambar 4.45 dan 4.46 menunjukkan hasil reduksi gaya geser tiap lantai pada struktur. Ini membuktikan bahwa pemodelan dua tahap memiliki hasil yang konservatif. Apabila elemen struktur didesain berdasarkan gaya luar yang didapatkan dari pemodelan dengan tumpuan jepit, berdasarkan FEMA 356, pengurangan gaya luar akibat gempa untuk desain elemen struktur tidak boleh melebihi 25% dari gaya dalam yang dihitung tanpa efek interaksi tanah-struktur.



Gambar 4.47 Perbandingan Gaya Geser Dasar Arah X



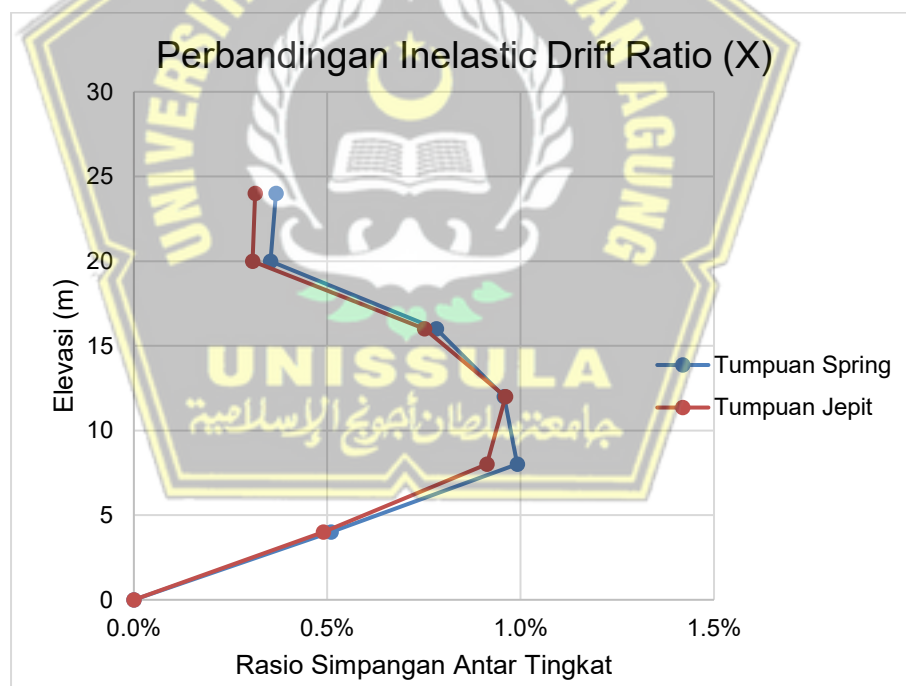
Gambar 4.48. Perbandingan Gaya Geser Dasar Arah Y

4.4.4 Perbandingan Simpangan Antar Lantai

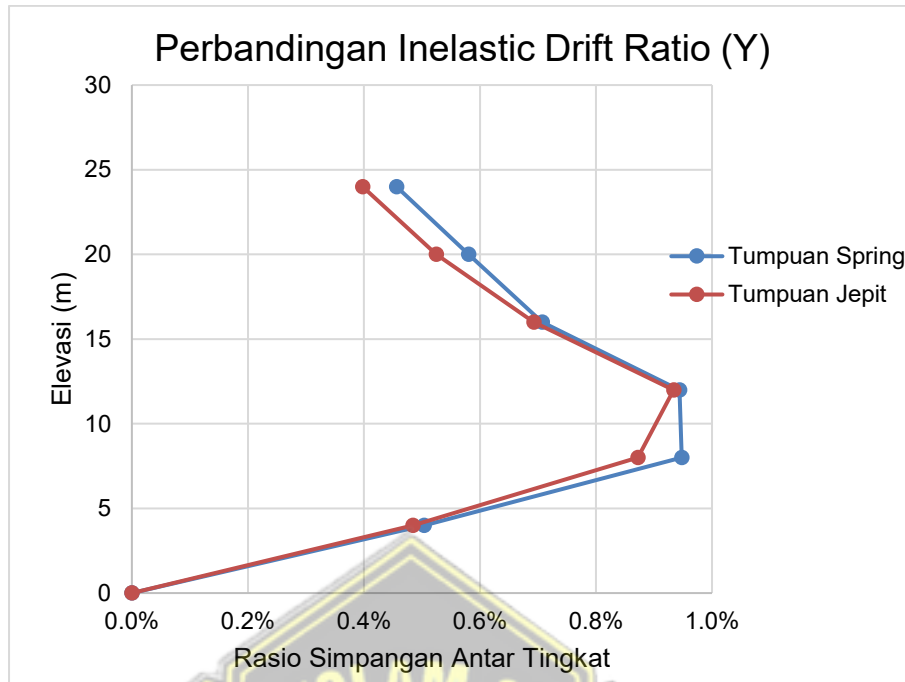
Tujuan dari perbandingan simpangan antar lantai ialah untuk mengetahui simpangan tiap lantai apabila efek interaksi tanah-struktur ikut serta dalam pemodelan desain struktur.

Jika hasil simpangan tiap lantai pada pemodelan dengan tumpuan *spring* lebih besar daripada pemodelan dengan tumpuan jepit, artinya struktur tersebut dalam keadaan aktual berperilaku lebih fleksibel dan simpangan maksimumnya harus dicek sesuai dengan persyaratan yang berlaku.

Apabila sebaliknya, dimana simpangan tiap lantai pada pemodelan dengan tumpuan *spring* lebih kecil daripada pemodelan dengan tumpuan jepit, artinya pemodelan dengan tumpuan *spring* lebih ekonomis karena mengurangi gaya geser tiap lantai sehingga mengurangi perpindahan pada bangunan.

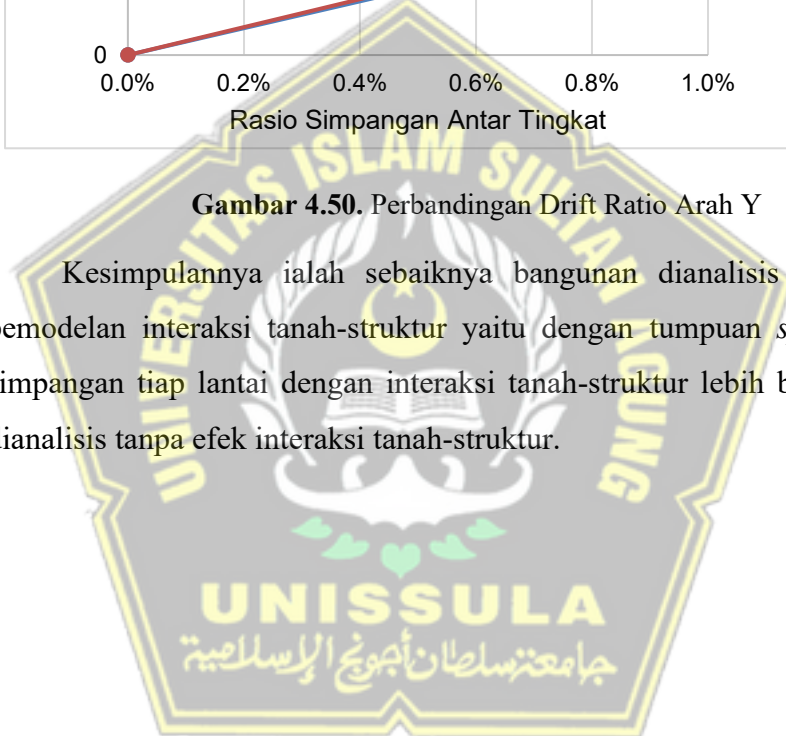


Gambar 4.49. Perbandingan Drift Ratio Arah X



Gambar 4.50. Perbandingan Drift Ratio Arah Y

Kesimpulannya ialah sebaiknya bangunan dianalisis juga dengan pemodelan interaksi tanah-struktur yaitu dengan tumpuan *spring*, karena simpangan tiap lantai dengan interaksi tanah-struktur lebih besar daripada dianalisis tanpa efek interaksi tanah-struktur.



BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan, dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut

1. Berdasarkan Tabel 4.32 membuktikan bahwa interaksi tanah-struktur mempengaruhi perilaku struktur. Perpanjangan periode pada penelitian ini sebesar 15,7% untuk arah X dan 16,9% untuk arah Y.
2. Gaya geser dasar maupun gaya geser antar tingkat pada pemodelan dengan jenis tumpuan *spring* menghasilkan nilai yang lebih kecil dibandingkan dengan pemodelan dengan jenis tumpuan jepit.
3. Simpangan antar lantai berdasarkan Gambar 4.47 dan Gambar 4.48 menjelaskan bahwa analisis dengan jenis tumpuan *spring* memiliki simpangan yang lebih besar dibandingkan dengan jenis tumpuan jepit, namun perbedaannya tidak signifikan.

5.2 Saran

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan, terdapat saran yang dapat diberikan oleh penulis untuk penelitian selanjutnya sebagai berikut:

1. Untuk mendapatkan efek interaksi tanah-struktur yang lebih mendekati kondisi sebenarnya . Sebaiknya kekakuan dan redaman tanah dimodelkan secara *nonlinear* sesuai dengan kriteria tanah yang ditinjau. Salah satu *software* yang dapat meninjau efek nonlinear pegas tanah ialah *software OpenSees*
2. Desain elemen struktur dengan acuan pemodelan dengan jenis tumpuan *spring* akan menghasilkan desain yang ekonomis. Sehingga diperlukan analisis *nonlinear time history* dengan efek interaksi tanah-struktur untuk memverifikasi hasil desain dari pemodelan pemodelan dengan tumpuan *spring*

3. Selain menggunakan SNI 1726-2019, ada baiknya melihat acuan lain tentang pemodelan dengan tumpuan spring. Seperti FEMA 356 yang mengatakan bahwa gaya geser akibat gempa untuk desain elemen dengan tumpuan spring tidak boleh lebih kecil dari 75% gaya geser akibat gempa dengan tanpa interaksi tanah-struktur



DAFTAR PUSTAKA

- Anonim, 2019. SNI 1726. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional.
- Anonim, 2020. SNI 1727. Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional.
- Anonim, 2019. SNI 2847. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional.
- ASCE 41-13. 2013. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia : *American Society of Civil Engineers*.
- ATC-40. 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building Volume I*. California : *Applied Technology Council*.
- FEMA 365. 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington DC : *Federal Emergency Management Agency*.
- FEMA 440. 2005. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington DC : *Federal Emergency Management Agency*.
- Imran, I., Hendrik, F., 2010. *Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa*. Bandung : Penerbit Ganesha
- Khoueir, D. H. and Khouri, M. F. 2015. *Integrating Soil-Structure Interaction Along Basement Walls In Structural Analysis Programs*, Lebanon : *Department of Civil Engineering, Branch II, Lebanese University*,
- NEHRP Consultants Joint Venture. 2012. *Soil-Structure Interaction for Building Structures*, U.S. Department of Commerce.
- Gazetas, G., 1991, Foundation vibrations, *Foundation Engineering Handbook*, 2nd Edition, Chapter 15, H.-Y. Fang, ed., Chapman and Hall, New York.
- Pais, A., and Kausel, E., 1988, Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 7, No. 4, pp. 213-227.

Sengara, I Wayan. 2014. *Seismic Hazard Investigation on De-Aggregation Analysis and Development of Risk-Targeted Ground Motions from Probabilistic Seismic Hazard (PSHA) for Jakarta*. Bandung : *Geotechnical Engineering Laboratory, Engineering Center for Industry*, Institut Teknologi Bandung.

Kraft, L.M., Ray, R.P., dan Kagawa, T. 1981. Theoretical of T-Z Curve, *J. Geotech. Engrg. ASCE*. 107(11):1543-1561

Tanuardy, Hendy. 2020. *Studi Komparasi Struktur Beton Bertulang Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Antara Metode Dua Tahap Dengan Metode Soil Structure Interaction*, Tesis Program Magister, Institut Teknologi Bandung.

Abdillah, Alfi. 2020. *Perbandingan Pemodelan Dua Tahap Dan Satu Tahap Pada Bangunan Tahan Gempa Dengan Analisis Interaksi Tanah-Struktur*, Tugas Akhir Program Sarjana, Institut Teknologi Bandung.

Rahardjo, Paulus. 2021. *Manual Pondasi Tiang Edisi ke 5*. Bandung : Penerbit Universitas Parahyangan.

