

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG

STRUKTUR ATAS BANGUNAN GEDUNG 8 LANTAI

DIREKTORAT PEKERJAAN UMUM DAN PERUMAHAN

RAKYAT (PUPR) SEMARANG

BERDASARKAN SNI 2847 TAHUN 2019

Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan

Program Sarjana Program Studi Teknik Sipil

Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung



Disusun Oleh :

Rezky Arya Gumelar
NIM : 30201900179

Tata Dentha Pribadi
NIM : 30201900203

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG

2023

HALAMAN PENGESAHAN

PERENCANAAN ULANG STRUKTUR ATAS
BANGUNAN GEDUNG 8 LANTAI DIREKTORAT PEKERJAAN UMUM
DAN PERUMAHAN RAKYAT (PUPR) SEMARANG
BERDASARKAN SNI 2847 TAHUN 2019



Rezky Arya Gumelar
NIM : 30201900179



Tata Dentha Pribadi
NIM : 30201900203

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, 3 Agustus 2023

Tim Penguji

1. **Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT., Ph.D**
NIDN: 0607046802
2. **Prof. Dr. Ir. Antonius, MT**
NIDN: 0605046703
3. **Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.**
NIDN: 0625059102

Tanda Tangan

Ketua Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas Islam Sultan Agung

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.
NIDN: 0625059102

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 65 / A.3 / SA – T / VIII / 2023

Pada hari ini tanggal 3 Agustus 2023 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing I dan Dosen Pembimbing II :

1. Nama : Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT., Ph.D
Jabatan Akademik : Lektor
2. Nama : Prof. Dr. Ir. Antonius, MT
Jabatan Akademik : Guru Besar

Dengan ini menyatakan bahwa mahasiswa yang tersebut di bawah ini telah menyelesaikan bimbingan Tugas Akhir:

Rezky Arya Gumelar
NIM : 30201900179

Tata Dentha Pribadi
NIM : 30201900203

Judul : PERENCANAAN ULANG STRUKTUR ATAS BANGUNAN GEDUNG 8 LANTAI DIREKTORAT PEKERJAAN UMUM DAN PERUMAHAN RAKYAT (PUPR) SEMARANG BERDASARKAN SNI 2847 TAHUN 2019

Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing		-
2	Seminar Proposal		ACC
3	Pengumpulan data		-
4	Analisis data		-
5	Penyusunan laporan		-
6	Selesai laporan		ACC

Demikian Berita Acara Bimbingan Tugas Akhir / Skripsi ini dibuat untuk diketahui dan dipergunakan seperlunya oleh pihak-pihak yang berkepentingan

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT., Ph.D

Prof. Dr. Ir. Antonius, MT.

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Rezky Arya Gumelar

NIM : 30201900179

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul : Perencanaan Ulang Struktur Atas Bangunan Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Rakyat (PUPR) Berdasarkan SNI 2847 Tahun 2019 benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang, 3 Agustus 2023

Yang membuat pernyataan,



Rezky Arya Gumelar

NIM : 30201900179

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Tata Dentha Pribadi

NIM : 30201900203

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul : Perencanaan Ulang Struktur Atas Bangunan Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Rakyat (PUPR) Berdasarkan SNI 2847 Tahun 2019 benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Semarang, 3 Agustus 2023

Yang membuat pernyataan.



Tata Dentha Pribadi
NIM : 30201900203

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Rezky Arya Gumelar
NIM : 30201900179
JUDUL TUGAS AKHIR : Perencanaan Ulang Struktur Atas Bangunan Gedung
8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Rakyat
(PUPR) Berdasarkan SNI 2847 Tahun 2019

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli saya sendiri. Saya tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan - bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain, atau sebagai bahan yang pernah diajukan untuk gelar atau ijasah pada Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau perguruan tinggi lainnya.

Apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini saya buat.

Semarang, 3 Agustus 2023
Yang membuat pernyataan,

Rezky Arya Gumelar
NIM : 30201900179

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

NAMA : Tata Dentha Pribadi
NIM : 30201900203
JUDUL TUGAS AKHIR : Perencanaan Ulang Struktur Atas Bangunan Gedung
8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Rakyat
(PUPR) Berdasarkan SNI 2847 Tahun 2019

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli saya sendiri. Saya tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan - bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain, atau sebagai bahan yang pernah diajukan untuk gelar atau ijazah pada Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau perguruan tinggi lainnya.

Apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini saya buat.

Semarang, 3 Agustus 2023
Yang membuat pernyataan,


(r
TEMPEL
E7D65AKX554471822
Tata Dentha Pribadi
NIM : 30201900203

MOTTO

“Kamu adalah umat terbaik yang dilahirkan untuk manusia, menyuruh yang makruf, dan mencegah dari yang mungkar, dan beriman kepada Allah. Sekiranya Ahli kitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka. Di antara mereka ada yang beriman, namun kebanyakan mereka adalah orang-orang fasik”.

[Q.S. Ali Imron : 110]

“Allah tidak membebani seseorang melainkan sesuai dengan kesanggupannya”.

[Q.S Al-Baqarah : 286]

“Hatiku tenang karena mengetahui bahwa apa yang melewatkanmu tidak akan pernah menjadi takdirku, dan apa yang telah ditakdirkan untukku tidak akan pernah melewatkanmu”

(Umar bin Khattab)

“Segala sesuatu menunggu pada waktunya, tak ada mawar yang mekar sebelum waktunya, matahari juga tidak terbit sebelum waktunya, tunggu saja, apa yang menjadi milikmu akan datang kepadamu”

(Maulana Jalaludin Rumi)

“Suatu saat kau akan dapati sesuatu yang kau pinta dari Allah sejak lama, mungkin sejak masa kecilmu yang bahkan kau sudah lupakan itu, tapi Allah tak akan melupakannya”

(Habib Umar bin Hafidz)

“Percayalah disaat kamu ikhlas dengan keadaanmu disitulah Allah merencanakan kebahagiaan untukmu, Allah mampu mengubah situasi paling terpuruk menjadi momen terbaik dalam kehidupanmu”

(KH. Maimoen Zubair)

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga saya dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Dalam hal ini saya persembahkan dan saya ucapkan terimakasih kepada :

1. Kedua orang tua saya, Bapak Nanang Aip Kurniawan. dan Ibu Halimah Ratnaningsih, kakak-kakak saya Adhinas Izmi Alam Rachmani S.Pd, Adinda Kursina S.E, dan Atika Sabrina Santry S.E yang telah memberikan segenap kasih sayang, dukungan materil, semangat, do'a dan pendidikan mental untuk terus mengejar impian menjadi seseorang yang mulia di dunia dan akhirat.
2. Bapak Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT., Ph.D. selaku dosen pembimbing pertama saya yang telah sabar mengajarkan dari awal saya dalam pembuatan laporan ini.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. selaku dosen pembimbing kedua saya yang telah sabar mengajarkan saya dari awal dalam pembuatan laporan ini.
4. Dosen-dosen Fakultas Teknik UNISSULA yang telah mengajarkan saya tentang ilmu-ilmu keteknikan yang sebelumnya saya tidak ketahui dan selalu memberikan motivasi dan arahan kepada saya.
5. Fairus Izdiyar Athallah, S.T. terimakasih telah memberikan ilmunya dan sabar menghadapi kami.
6. Tata Dentha Pribadi selaku rekan yang telah bekerja keras dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
7. Citra Firnanda dan Ryan Aditya Putra Pradana selaku penyemangat dan support system dalam mengerjakan Tugas Akhir ini
8. Semua teman-teman "ABU GOSOK" dan semua teman-teman KMFT 2019, telah membantu dan memberikan semangat dalam berbagai hal.

Rezky Arya Gumelar

30201900179

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah, Puji syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga saya dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Dalam hal ini saya persembahkan dan saya ucapkan terimakasih kepada :

1. Kedua orang tua saya, Bapak Sudarman dan Ibu Suciata S.E dan serta kakak saya Sasa Tian Dani S.Si yang telah memberikan segenap kasih sayang, dukungan materil, semangat, do'a dan pendidikan mental untuk terus mengejar impian menjadi seseorang yang mulia di dunia dan akhirat.
2. Bapak Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT., Ph.D. selaku dosen pembimbing saya yang telah sabar mengajarkan dari awal saya dalam pembuatan laporan ini.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. selaku dosen pembimbing saya yang telah sabar mengajarkan saya dari awal dalam pembuatan laporan ini.
4. Dosen-dosen Fakultas Teknik UNISSULA yang telah mengajarkan saya tentang ilmu-ilmu keteknikan yang sebelumnya saya tidak ketahui dan selalu memberikan motivasi dan arahan kepada saya.
5. Fairus Izdihar Athallah, S.T. terimakasih telah memberikan ilmunya dan sabar menghadapi kami.
6. Rezky Arya Gumelar selaku rekan yang telah bekerja keras dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
7. Rizqi Lathifa Arum Puspita selaku sahabat saya yang telah memberikan support system untuk mengerjakan Tugas Akhir ini.
8. Semua teman-teman “WATWITWUT2019” “ABU GOSOK” dan semua teman-teman KMFT 2019, telah membantu dan memberikan semangat dalam berbagai hal.

Tata Dentha Pribadi

30201900203

KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah, segala puji bagi Allah SWT, karena hanya dengan rahmat dan karunia-Nya penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini dengan judul “PERENCANAAN ULANG STRUKTUR ATAS BANGUNAN GEDUNG 8 LANTAI DIREKTORAT PEKERJAAN UMUM DAN PERUMAHAN RAKYAT (PUPR) SEMARANG BERDASARKAN SNI 2847 TAHUN 2019”. Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi persyaratan dalam menyelesaikan Program Sarjana Strata 1 (S-1) Teknik Sipil di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Selama menyelesaikan tugas akhir dan menyusun laporan, penyusun telah banyak mendapat bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu dalam kesempatan ini penyusun menyampaikan terimakasih kepada :

1. Allah SWT dan Rasulullah Muhammad SAW.
2. Kedua orang tua kami yang memberi kami motivasi dan selalu memberi semangat kepada kami.
3. Yth. Bapak Ir. H. Rachmat Mudiyo, MT, PhD, selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang
4. Yth. Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang dan selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir.
5. Yth. Bapak Ir. H. Prabowo Setiyawan, MT., Ph.D, selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir.
6. Yth. Bapak Prof. Dr. Ir. Antonius, MT. selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir.
7. Semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Semarang, 10 Agustus 2023

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iv
PERNYATAAN KEASLIAN	vi
MOTTO	viii
PERSEMBAHAN	ix
KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR ISI	xii
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR GAMBAR.....	xvii
DAFTAR NOTASI.....	xix
DAFTAR LAMPIRAN	xxvi
ABSTRAK.....	xxix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Maksud dan Tujuan	2
1.4. Batasan Masalah	3
1.5. Sistematika Penulisan.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1. Tinjauan Umum	5
2.2. Pembebanan Gedung.....	5
2.2.1. Beban Mati.....	6
2.2.2. Beban Hidup	8
2.2.3. Beban Angin	8
2.2.3. Beban Gempa.....	9
2.3. Syarat Struktur Tahan Gempa	11
2.3.1. Spektrum Respon Desain.....	11
2.3.2. Kategori Desain Seismik	12
2.3.3. Parameter Percepatan Spektral Desain	13
2.3.4. Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Maksimum Risiko Tertarget.....	13
2.3.5. Kategori Risiko Bangunan Gedung.....	14
2.3.6. Klasifikasi Situs	16
2.3.7. Kombinasi Sistem Perangkai Dalam Arah yang Berbeda	17
2.3.8. Gaya Dasar Seismik	18
2.3.9. Pengaruh P - Delta.....	19
2.3.10. Simpangan Antar Tingkat.....	20
2.3.11. Klasifikasi Ketidakberaturan Struktur.....	21
2.3.12. Analisis Spektrum Respon Ragam	24
2.3.13. Periode Fundamental.....	25
2.3.14. Kombinasi Pembebanan Dasar	26
2.3.15. Kombinasi Beban Gempa	27

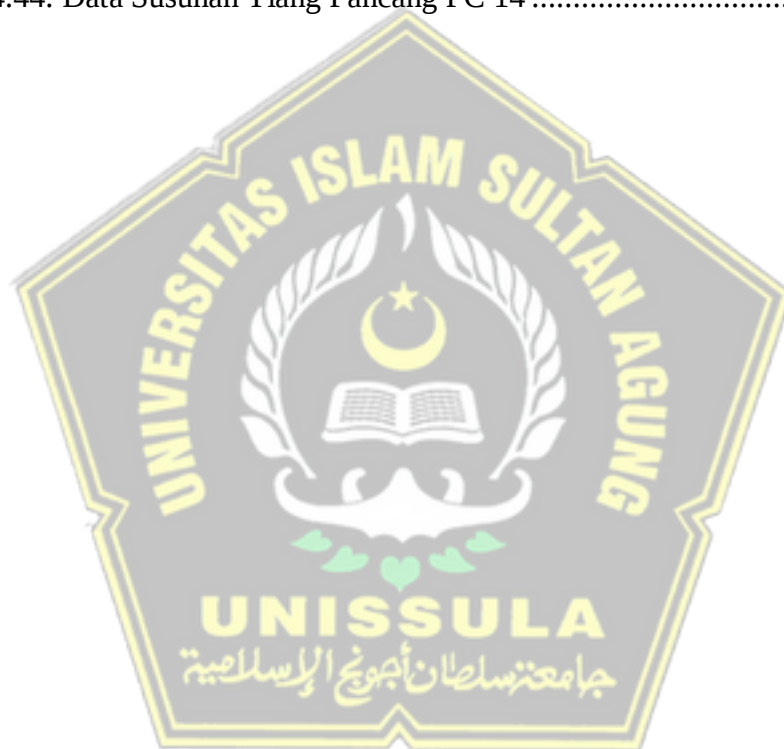
2.4. Sistem Rangka Pemikul Momen.....	27
2.5. Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	28
2.6. Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	32
2.7. Dinding Geser	34
2.8. Pelat.....	34
2.9. Tie Beam (<i>Sloof</i>).....	36
2.10. <i>Joint</i> Rangka Momen Khusus (Hubungan Kolom – Balok).....	36
BAB III METODE PERANCANGAN.....	38
3.1. Pengumpulan Data	38
3.2. Diagram Alir	38
3.3. Langkah – langkah Perancangan	39
3.4. Standar yang Digunakan	40
3.5. <i>Software</i> yang Digunakan.....	41
BAB IV ANALISIS DAN PERANCANGAN.....	42
4.1. Mutu Bahan Struktur	42
4.2. Pradimensi	42
4.2.1. Pembebanan Gravitasi	42
4.3. Permodelan Struktur	44
4.4. Analisis Struktur	48
4.4.1. Pembebanan Gravitasi.....	48
4.4.2. Pembebanan Gempa pada Struktur	54
4.4.3. Gaya Lateral Ekuivalen	69
4.5. Cek Kapasitas Penampang	95
4.5.1. Balok	96
4.5.2. Kolom.....	128
4.5.3. Pelat	139
4.6. Perancangan Struktur Bawah.....	159
4.6.1. Perhitungan Pondasi	159
4.6.2. Perhitungan <i>PileCap</i> PC 9.....	167
4.6.3. Perhitungan <i>PileCap</i> PC 14.....	184
4.6.4. Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Pancang.....	200
BAB V PENUTUP	202
5.1. Kesimpulan.....	202
5.2. Saran.....	209
DAFTAR PUSTAKA.....	xxxii
LAMPIRAN	xxvi

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Beban Minimum Bangunan Gedung	6
Tabel 2.2. Beban Hidup Minimum Bangunan Gedung	8
Tabel 2.3. Faktor Arah Angin.....	9
Tabel 2.4. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Respon Percepatan Pada Periode Pendek	12
Tabel 2.5. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Respon Percepatan Pada Periode 1 Detik.....	13
Tabel 2.6. Koefisien Situs F_a	14
Tabel 2.7. Koefisien Situs F_v	14
Tabel 2.8. Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Akibat Beban Gempa	15
Tabel 2.9. Faktor Keutamaan Gempa	16
Tabel 2.10. Klasifikasi Situs.....	17
Tabel 2.11. Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	18
Tabel 2.12. Simpangan Antar Tingkat Izin.....	21
Tabel 2.13. Ketidakberaturan Horizontal.....	21
Tabel 2.14. Ketidakberaturan Vertikal.....	23
Tabel 2.15. Koefisien Batas Atas pada Periode yang Dihitung	26
Tabel 2.16. Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	26
Tabel 2.17. Transversal Kolom SRPMK	31
Tabel 2.18. Tulangan Minimum Dinding Geser	34
Tabel 2.19. Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Non Prategang tanpa Balok Interior	35
Tabel 2.20. Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Non Prategang tanpa Balok dengan Balok Interior.....	35
Tabel 2.21. A_{smin} untuk Pelat Dua Arah Non Prategang.....	35
Tabel 3.1. Partisipasi Massa Struktur	41
Tabel 4.1. Tebal Minimum Pelat Dua Arah	43
Tabel 4.2. Data Analisis Spektrum	49
Tabel 4.3. Persyaratan Beban Tiap Lantai	54

Tabel 4.4. Kelas Situs Tanah.....	56
Tabel 4.5. Data Tanah.....	57
Tabel 4.6. Parameter Respon Spektral S_s	58
Tabel 4.7. Interpolasi Linier F_a	58
Tabel 4.8. Parameter Respon Spektral S_1	59
Tabel 4.9. Interpolasi Linier F_v	59
Tabel 4.10. Kategori Desain Seismik	60
Tabel 4.11. Kategori Resiko.....	60
Tabel 4.12. Cek Periode Getar	63
Tabel 4.13. Periode Fundamental Struktur.....	64
Tabel 4.14. Cek Periode Getar	66
Tabel 4.15. Partisipasi Massa Struktur	68
Tabel 4.16. Perhitungan Gaya Geser Seismik.....	71
Tabel 4.17. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X.....	72
Tabel 4.18. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y.....	73
Tabel 4.19. Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai.....	74
Tabel 4.20. Perhitungan Gempa Statik	75
Tabel 4.21. Rekapitulasi Beban Statik Arah X.....	77
Tabel 4.22. Rekapitulasi Beban Statik Arah Y.....	78
Tabel 4.23. Rekapitulasi Beban Gempa Dinamik	78
Tabel 4.24. Rekapitulasi Gaya Lateral Desain.....	80
Tabel 4.25. Simpangan Antar Tingkat Izin.....	81
Tabel 4.26. Simpangan Antar Lantai X dan Y	83
Tabel 4.27. Kontrol Efek P-Delta.....	84
Tabel 4.28. Cek ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Arah Y	87
Tabel 4.29. Cek ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak.....	89
Tabel 4.30. Perhitungan Ketidakberaturan Massa	90
Tabel 4.31. Perhitungan Ketidakberaturan Geometri Vertikal.....	91
Tabel 4.32. Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat.....	91
Tabel 4.33. Momen Torsi Arah X	92
Tabel 4.34. Momen Torsi Arah Y	92

Tabel 4.35. Gay Geser Dasar.....	94
Tabel 4.36. Kombinasi Pembebanan Ultimit	95
Tabel 4.37. Rekapitulasi Tulangan Balok	127
Tabel 4.38. Rekapitulasi Tulangan Kolom.....	138
Tabel 4.39. Rekapitulasi Tulangan Pelat.....	159
Tabel 4.40. Data Tanah Lokasi yang Ditinjau.....	160
Tabel 4.41. Hasil Uji NSPT.....	162
Tabel 4.42. Kohesi Tanah Sepanjang Tiang	165
Tabel 4.43. Data Susunan Tiang Pancang PC 9	170
Tabel 4.44. Data Susunan Tiang Pancang PC 14	187



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Peta Gempa berdasarkan Parameter Gerak Tanah S_s	10
Gambar 2.2. Peta Gempa berdasarkan Parameter Gerak Tanah S_1	10
Gambar 2.3. Spektrum Respon Desain	12
Gambar 2.4. Penentuan Simpangan Antar Tingkat	20
Gambar 2.5. Ketidakberaturan Horizontal	22
Gambar 2.6. Ketidakberaturan Vertikal	24
Gambar 2.7. Konsep <i>Strong Columns Weak Beam</i> (SCWB).....	30
Gambar 2.8. Penulangan Transversal Kolom.....	31
Gambar 2.9. Lebar Efektif dan Persyaratan Tulangan Transversal	32
Gambar 2.10. Ilustrasi Batasan Maksimum Spasi Horizontal.....	33
Gambar 3.1. Diagram Alir.....	38
Gambar 4.1. Permodelan 3D Struktur Menggunakan ETABS	44
Gambar 4.2. Permodelan 3D Tampak Samping Struktur	44
Gambar 4.3. Permodelan 3D Tampak Depan Struktur	45
Gambar 4.4. Permodelan 3D Tampak Atas Struktur	45
Gambar 4.5. Denah Kolom Lantai 2 dan 3	46
Gambar 4.6. Denah Kolom Lantai 4 dan 5	46
Gambar 4.7. Denah Kolom Lantai 6 dan 7	46
Gambar 4.8. Denah Kolom Lantai 8 (Dak Atap) dan Rumah Lift	46
Gambar 4.9. Denah Balok Lantai 2 dan 3	47
Gambar 4.10. Denah Balok Lantai 4 dan 5	47
Gambar 4.11. Denah Balok Lantai 6 dan 7	48
Gambar 4.12. Denah Balok Lantai 8 (Dak Atap) dan Rumah Lift	48
Gambar 4.13. Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 2.....	50
Gambar 4.14. Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 3.....	50
Gambar 4.15. Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 4.....	50
Gambar 4.16. Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 5.....	51
Gambar 4.17. Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 6.....	51
Gambar 4.18. Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 7.....	51
Gambar 4.19. Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 8.....	52

Gambar 4.20. Input Beban Mati Rumah Lift	52
Gambar 4.21. Input Beban Hidup Lantai 2 dan 3.....	53
Gambar 4.22. Input Beban Hidup Lantai 4 dan 5.....	53
Gambar 4.23. Input Beban Hidup Lantai 6 dan 7.....	53
Gambar 4.24. Input Beban Hidup Lantai 8 dan Rumah Lift.....	54
Gambar 4.25. Spektral Percepatan RSA 2021	55
Gambar 4.26. Respon Spektrum.....	62
Gambar 4.27. Diagram Geser Antar Tingkat Arah X.....	72
Gambar 4.28. Diagram Geser Antar Tingkat Arah Y	73
Gambar 4.29. Gaya Geser Perlantai.....	74
Gambar 4.30. Diagram Geser Kumulatif Arah X.....	80
Gambar 4.31. Diagram Geser Kumulatif Arah Y.....	83
Gambar 4.32. Gaya Lateral Desain.....	80
Gambar 4.32. Simpangan Arah Lantai X dan Y.....	85
Gambar 4.33. Efek P-Delta	88
Gambar 4.34. Area Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma	94
Gambar 4.35. Cek Redundansi.....	110
Gambar 4.36. Gaya Geser Ultimit Tumpuan Balok B1.....	111
Gambar 4.37. Gaya Geser Ultimit Lapangan Balok B1	127
Gambar 4.38. Potongan Memanjang Balok	139
Gambar 4.39. Potongn Kolom.....	139
Gambar 4.40. Tipe Pelat.....	159
Gambar 4.41. Titik Lokasi PC 9.....	167
Gambar 4.42. Denah Pondasi	168
Gambar 4.43. Jumlah Susunan Pondasi	169
Gambar 4.44. Tinjauan Geser Arah X	172
Gambar 4.45. Titik Lokasi PC 14.....	184
Gambar 4.46. Jumlah Susunan Pelat	186

DAFTAR NOTASI

a	= Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen (mm)
A_b	= Luas setiap batang atau kawat individu (mm ²)
A_{ch}	= Luas penampang komponen struktur yang diukur sampai tepi luar tulangan transversal (mm ²)
A_{cp}	= Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton (mm ²)
A_{cv}	= Luas bruto penampang beton yang dibatasi oleh tebal badan dan panjang penampang dalam arah gaya geser yang ditinjau pada kasus dinding dan luas bruto penampang beton dalam kasus diafragma, tebalnya tidak melebihi lebar diafragma (mm ²)
A_{cw}	= Luas penampang beton pilar tunggal, segmen horizontal dinding, atau balok kopel yang menahan geser (mm ²)
A_g	= Luas bruto penampang (mm ²)
A_j	= Luas penampang efektif pada <i>joint</i> di bidang paralel terhadap bidang tulangan yang menimbulkan geser dalam <i>joint</i> (mm ²)
A_l	= Luas total tulangan longitudinal untuk menahan torsi (mm ²)
A_o	= Luas bruto yang dilingkupi oleh lintasan alir geser (mm ²)
A_{oh}	= Luas yang dilingkupi oleh garis pusat tulangan torsi transversal tertutup terluar (mm ²)
A_s	= Luas tulangan tarik longitudinal nonprategang (mm ²)
A_s'	= Luas tulangan tekan (mm ²)
A_{sh}	= Luas penampang total tulangan transversal (termasuk ikat silang) dalam spasi s dan tegak lurus terhadap dimensi b_c
$A_{s \min}$	= Luas minimum tulangan lentur (mm ²)
A_{st}	= Luas total tulangan longitudinal nonprategang (mm ²)
A_t	= Luas 1 kaki sengkang tertutup menahan torsi dalam spasi s (mm ²)
A_v	= Luas tulangan geser dalam spasi s (mm ²)
$A_{v \min}$	= Luas minimum tulangan geser dalam spasi s (mm ²)
A_x	= Faktor amplifikasi torsi
A_s'	= Luas tulangan tekan (mm ²)
b	= Lebar muka tekan komponen struktur (mm)

b_c	= Dimensi penampang inti komponen struktur yang diukur ke tepi luar tulangan transversal yang membentuk luas A_{sh} (mm)
b_f	= Lebar sayap efektif penampang T (mm)
b_w	= Lebar badan, tebal dinding, diameter penampang lingkaran (mm)
c	= Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral (mm)
c_c	= Selimut bersih (<i>clear cover</i>) tulangan (mm)
c_t	= Jarak dari muka interior kolom ke tepi pelat yang diukur parallel terhadap c_1 , tetapi tidak melebihi c_1 (mm)
c_1	= Dimensi kolom persegi atau persegi ekuivalen, kepala kolom (<i>capital</i>), atau braket yang diukur dalam arah bentang dimana momen ditentukan (mm)
c_2	= Dimensi kolom persegi atau persegi ekuivalen, kepala kolom (<i>capital</i>), atau braket yang diukur dalam arah tegak lurus terhadap c_1 (mm)
C	= Konstanta penampang untuk menentukan properti torsi pelat dan balok
C_d	= Faktor pembesaran simpangan lateral
C_s	= Koefisien respons seismik
C_u	= Koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung
C_v	= Koefisien vertical
d	= Tinggi efektif pelat; jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan tarik longitudinal (mm)
d'	= Jarak serat tekan jauh ke pusat tulangan tekan longitudinal (mm)
d_b	= Diameter nominal batang tulangan (mm)
D	= Pengaruh beban mati layan
D_F	= Faktor distribusi momen di bagian atas dan kolom yang didesain
E	= Pengaruh gaya gempa horizontal dan vertikal
E_c	= Modulus elastisitas beton (MPa)
E_h	= Pengaruh gaya seismik horizontal
E_s	= Modulus elastisitas tulangan dan baja struktural (MPa)
E_v	= Pengaruh gaya seismik vertikal
f'_c	= Kekuatan tekan beton (MPa)

f_r	= Modulus hancur (<i>rupture</i>) beton (MPa)
f_s	= Tegangan tarik dihitung dalam tulangan saat beban layan (MPa)
f_s'	= Tegangan dalam tulangan tekan terkena beban terfaktor (MPa)
f_y	= Kekuatan leleh tulangan (MPa)
f_{yt}	= Kekuatan leleh tulangan transversal yang disyaratkan f_y (MPa)
F_a	= Koefisien situs untuk periode pendek (pada periode 0,2 detik)
F_i, F_x	= Bagian dari gaya geser dasar, V , pada tingkat- i atau tingkat- x
F_p	= Gaya seismik yang bekerja pada elemen atau komponen dari struktur
F_v	= Koefisien situs untuk periode panjang (pada periode 1 detik)
F_x	= Gaya seismik lateral (kN) di level- x
h	= Tebal atau tinggi keseluruhan komponen struktur (mm)
h_n	= Batasan tinggi struktur (m)
h_{sx}	= Tinggi tingkat untuk tingkat- x (mm)
h_w	= Tinggi dinding keseluruhan dari dasar ke tepi atas atau tinggi bersih segmen dinding atau pilar dinding yang ditinjau (mm)
h_x	= Spasi horizontal ikat silang atau kaki sengkang pengekang (<i>hoop</i>) pusat ke pusat maksimum pada semua muka kolom
I_{cr}	= Momen inersia penampang retak ditransformasi ke beton (mm ⁴)
I_e	= Faktor keutamaan gempa; momen inersia efektif untuk perhitungan defleksi (mm ⁴)
I_g	= Momen inersia penampang beton bruto terhadap sumbu pusat, yang mengabaikan tulangan (mm ⁴)
k	= Faktor panjang efektif untuk komponen struktur tekan
k_f	= Faktor kekuatan beton
k_n	= Faktor efektivitas pengekangan
l	= Panjang bentang balok atau pelat satu arah (mm)
l_c	= Panjang komponen tekan, diukur dari pusat ke pusat <i>joint</i> (mm)
l_n	= Panjang bentang bersih diukur muka ke muka tumpuan (mm)
l_o	= Panjang, diukur dari muka <i>joint</i> sepanjang sumbu komponen struktur, dimana tulangan transversal khusus disediakan (mm)

l_w	= Panjang seluruh dinding, atau panjang segmen dinding atau pilar dinding yang ditinjau dalam arah gaya geser (mm)
L	= Pengaruh beban hidup layan
Lr	= Pengaruh beban hidup atap layan
MCE_R	= Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget
M_{cr}	= Momen retak (N-mm)
M_{max}	= Momen maksimum terfaktor pada penampang akibat beban luar yang bekerja (N-mm)
M_n	= Kekuatan lentur nominal pada penampang (N-mm)
M_{nb}	= Kekuatan lentur nominal balok termasuk pelat bilamana tertarik, yang merangka ke dalam <i>joint</i> (N-mm)
M_{nc}	= Kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam joint, yang dihitung untuk gaya aksial terfaktor, konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kekuatan lentur yang terendah (N-mm)
M_{pr}	= Kekuatan lentur mungkin komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan properti komponen struktur pada muka joint yang mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit $1,25f_y$ dan faktor reduksi kekuatan ϕ sebesar 1,0
M_u	= Momen terfaktor pada penampang (N-mm)
n	= Jumlah batang tulangan
N_i	= Tahanan penetrasi standar sesuai SNI 4153:2008
$\bar{N}$	= Tahanan penetrasi standar rata-rata lapisan 30 m paling atas
$\bar{N}_{ch}$	= Tahanan penetrasi standar rata-rata tanah nonkohesif dalam lapisan 30 m paling atas
N_u	= Gaya aksial terfaktor tegak lurus terhadap penampang yang terjadi serentak dengan V_u atau T_u (N-mm)
p_{cp}	= Keliling luar penampang beton (mm)
p_h	= Keliling pusat tulangan torsi transversal tertutup terluar (mm)
P_n	= Kekuatan aksial nominal penampang (N)
P_u	= Gaya aksial terfaktor (N)

q_u	= Beban terfaktor per satuan luas (N/m^2)
Q_E	= Pengaruh gaya seismik horizontal
r	= Radius girasi penampang komponen struktur tekan (mm)
R	= Koefisien modifikasi respons
s	= Spasi pusat ke pusat suatu benda (mm)
s_o	= Spasi pusat ke pusat tulangan transversal dalam panjang I_e (mm)
s_u	= Kuat geser niralir
$\bar{s}_u$	= Kuat geser niralir rata-rata di dalam lapisan 30 m paling atas
S_{ui}	= Kuat geser niralir suatu lapisan tanah kohesif i di dalam lapisan 30 m paling atas
S_a	= Respons spektra percepatan
S_{DS}	= Parameter percepatan respons spektral pada periode pendek
S_{D1}	= Parameter percepatan respons spektral pada periode 1 detik
S_{MS}	= Parameter percepatan respons spektral <i>MCE</i> pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{M1}	= Percepatan percepatan respons spektral <i>MCE</i> pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_s	= Parameter percepatan respons spektral <i>MCE</i> dari peta gempa pada periode pendek
S_1	= Parameter percepatan respons spektral <i>MCE</i> dari peta gempa pada periode 1 detik
S_n	= Kekuatan momen, geser, aksial, torsi atau tumpu nominal
t	= Tebal dinding penampang (mm)
T	= Periode fundamental bangunan
T_a	= Perioda fundamental pendekatan
T_{cr}	= Momen retak torsi (N-mm)
T_L	= Peta transisi perioda panjang
T_n	= Kekuatan momen torsi nominal (N-mm)
T_u	= Momen torsi terfaktor pada penampang (N-mm)
U	= Kekuatan perlu untuk menahan beban terfaktor atau momen dan gaya dalam yang terkait dengan kombinasinya

v_s	= Kecepatan rambat gelombang geser pada regangan geser yang kecil (m/detik) ($< 10^{-3}$ persen)
$\bar{v}_s$	= Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata pada regangan geser yang kecil, di dalam lapisan 30 m teratas
v_{si}	= Kecepatan rambat gelombang geser dalam lapisan tanah atau batuan ke- i , di dalam lapisan 30 m paling atas
V	= Geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau
V_c	= Kekuatan geser nominal yang disediakan oleh beton (N)
V_e	= Gaya geser desain untuk kombinasi pembebanan termasuk pengaruh gempa (N)
V_{IX}	= Gaya geser dasar inelastik pada arah X
V_{IY}	= Gaya geser dasar inelastik pada arah Y
V_n	= Kekuatan geser nominal (N)
V_s	= Kekuatan geser nominal diberikan oleh penulangan geser (N)
V_{sway}	= Gaya geser rencana berdasarkan momen kapasitas pada balok
V_t	= Nilai desain dari gaya geser dasar akibat seismik
V_u	= Gaya geser terfaktor penampang (N)
V_x	= Geser seismik desain di tingkat-x
V_X	= ELF gaya geser dasar pada arah X
V_Y	= ELF gaya geser dasar pada arah Y
w_c	= Berat volume beton normal atau berat volume ekuivalen beton ringan (kg/m^3)
w_u	= Beban terfaktor per satuan panjang balok atau pelat satu arah (N/mm)
W	= Berat seismik efektif bangunan
W_t	= Berat total struktur
x	= Dimensi keseluruhan bagian persegi penampang yang lebih pendek (mm)
y	= Dimensi keseluruhan bagian persegi penampang yang lebih panjang (mm)
α	= Sudut yang menentukan orientasi tulangan

α_c	= Koefisien yang menentukan kontribusi relatif kekuatan beton terhadap kekuatan geser dinding nominal
β_1	= Faktor yang menghubungkan tinggi blok tegangan tekan persegi ekuivalen dengan tinggi sumbu netral
δ	= Faktor pembesaran momen untuk mencerminkan pengaruh kurvatur komponen struktur antara ujung-ujung komponen struktur tekan
δ_u	= Perpindahan desain
δ_{max}	= Perpindahan maksimum (mm) di tingkat-x
δ_{avg}	= Rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat-x
δ_x	= Defleksi pusat massa di tingkat-x
δ_{xe}	= Defleksi pada lokasi ditentukan dengan analisis elastik
Δ	= Simpangan antar tingkat desain
Δ_a	= Simpangan antar tingkat yang diizinkan
ε_t	= Regangan tarik netto dalam lapisan terjauh baja tarik longitudinal pada kekuatan nominal, tidak termasuk regangan akibat dari prategang efektif, rangkai, susut, dan suhu
ε_{ty}	= Nilai regangan tarik netto pada lapisan terluar dari tulangan tarik longitudinal yang digunakan untuk menentukan penampang terkontrol tekan
θ	= Sudut antara sumbu strut, diagonal tekan, atau bidang tekan dan kord (chord) tarik komponen struktur; Koefisien stabilitas untuk pengaruh P-Delta
ρ	= Rasio A_s terhadap bd ; Faktor redundansi struktur
ϕ	= Faktor reduksi kekuatan
λ	= Faktor modifikasi yang merefleksikan properti mekanis tereduksi dari beton ringan, semuanya relatif terhadap beton normal dengan kekuatan tekan yang sama; Faktor pengaruh waktu
Ω_0	= Faktor kuat lebih; Faktor amplifikasi untuk memperhitungkan kekuatan lebih sistem penahan gaya seismik yang ditetapkan sesuai dengan tata cara bangunan gedung umum yang diadopsi secara legal

**PERANCANGAN ULANG STRUKTUR ATAS BANGUNAN
GEDUNG 8 LANTAI DIREKTORAT PEKERJAAN UMUM
DAN PERUMAHAN RAKYAT (PUPR) SEMARANG
BERDASARKAN SNI 2847 TAHUN 2019**

Oleh :

Rezky Arya Gumelar¹, Tata Dentha Pribadi², Prabowo Setiyawan³, Antonius⁴

Abstrak

Perancangan bangunan merupakan suatu hal yang sangat penting untuk diperhatikan dalam proses akan didirikannya sebuah bangunan. Perancangan merupakan salah satu hal mendasar yang harus dikerjakan terlebih dahulu. Ada banyak aturan – aturan dan spesifikasi yang telah ditetapkan untuk merancang sebuah bangunan.

Gedung Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang yang memiliki 8 lantai dirancang menggunakan struktur rangka beton bertulang. Gedung ini memiliki fungsi sebagai tempat Pelayanan Umum dan juga perkantoran.

Perancangan struktur Gedung Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang ini mengacu pada peraturan SNI 1726:2019, SNI 2847:2019 dan SNI 1727:2019. Software menggunakan ETABS V21.1.1 yang berfungsi untuk perancangan permodelan, pembebanan, pelat, balok, kolom, dinding geser. Gedung ini menggunakan sistem ganda yaitu, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Hasil analisis gaya geser lantai akibat beban statik arah x dan arah y diperoleh nilai 48034,16 kN. Beban gempa dinamik dengan koreksi skala (Lantai 2) senilai 4502,0 untuk arah x dan 4413,8 untuk arah y. Simpangan antar lantai (8) senilai 14,581 mm untuk arah x dan 13,613 mm untuk arah y.

Kata Kunci : Gedung Direktorat; SRPMK,

^{1,2} Mahasiswa Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil UNISSULA

^{3,4} Dosen Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil UNISSULA

**REDESIGN THE STRUCTURE
THE 8 FLOOR BUILDING DIRECTORATE OF
PUBLIC WORKS AND PEOPLE'S HOUSING (PUPR)
SEMARANG
BASED ON SNI 2847 YEAR 2019**

By :

Rezky Arya Gumelar¹, Tata Denth Pribadi², Prabowo Setiyawan³, Antonius⁴

Abstract

Building design is a very important thing to consider in the process of constructing a building. Design is one of the fundamental things that must be done first. There are many predefined rules and specifications for designing a building.

The Semarang Directorate of Public Works and Public Housing (PUPR) building which has 8 floors is designed using a reinforced concrete frame structure. This building has a function as a place for public services and offices.

The structural design of the Semarang Directorate of Public Works and Public Housing (PUPR) building refers to the regulations of SNI 1726:2019, SNI 2847:2019 and SNI 1727:2019. The software uses ETABS V21.1.1 which functions to design models, loads, plates, beams, columns, shear walls. This building uses a dual system, namely the Special Moment Resisting Frame System (SRPMK).

The results of the floor shear analysis due to static loads in the x and y directions obtained a value of 48034.16 kN. Dynamic earthquake loads with scale correction (2nd floor) are 4502.0 for the x direction and 4413.8 for the y direction. The deviation between floors (8) is 14.581 mm for the x direction and 13.613 mm for the y direction.

Keywords: Directorate Building; SRPMK

^{1,2} Student of Faculty of Engineering, Civil Engineering Study Program,
UNISSULA

^{3,4} Lecturer at the Faculty of Engineering, UNISSULA Civil Engineering Study
Program

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Perancangan bangunan merupakan suatu hal yang sangat penting untuk diperhatikan dalam proses akan didirikannya sebuah bangunan. Perancangan merupakan salah satu hal mendasar yang harus dikerjakan terlebih dahulu. Ada banyak aturan-aturan dan spesifikasi yang telah ditetapkan untuk merancang sebuah bangunan.

Dalam era perkembangan zaman perancangan suatu bangunan selalu berkembang dengan ditemukannya sistem-sistem dan metode pelaksanaan yang terbaru. Bangunan gedung bertingkat tinggi merupakan salah satu bangunan yang akan terus berkembang dalam beberapa tahun ke depan. Di kota-kota besar bangunan gedung bertingkat dibutuhkan dalam beberapa hal seperti sebagai tempat tinggal, perkantoran, tempat usaha dan lain sebagainya. Hal itu dikarenakan lahannya semakin sempit untuk mendirikan bangunan dan harga lahan yang semakin mahal sehingga lebih efisien untuk pembangunan gedung secara bertingkat.

Bangunan gedung adalah wujud fisik hasil pekerjaan konstruksi yang menyatu dengan tempat kedudukannya, sebagian atau seluruhnya berada di atas dan/atau di dalam tanah dan/atau air. Bangunan gedung berfungsi sebagai tempat manusia melakukan kegiatannya, baik untuk hunian atau tempat tinggal, kegiatan keagamaan, kegiatan usaha, kegiatan sosial, budaya, maupun kegiatan khusus. Sistem perancangan bangunan gedung harus benar-benar memperhatikan struktur bangunannya. Struktur bangunan harus dirancang berdasarkan peraturan yang berlaku sehingga akan menciptakan struktur bangunan yang kuat dan akan memberikan rasa aman dan nyaman bagi para pengunjung atau penghuni gedung itu nantinya.

Redesign merupakan sebuah proses perancangan ulang untuk melakukan perubahan pada struktur bangunan maupun sistem untuk mendapatkan manfaat yang lebih baik dari desain sebelumnya. Pada Perancangan Ulang Gedung 8

Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang Penulis akan merancang kembali dimensi komponen struktur atas dari gedung tersebut agar diperoleh hasil perancangan yang lebih efisien.

Bangunan Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang dirancang menggunakan *Software* ETABSv18.1.1 dengan struktur utama beton bertulang. Perancangan Bangunan Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Moment Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktural Khusus (SDSK). Perancangan Gedung ini disesuaikan dengan Standar Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2019) dan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2019).

1.2. Rumusan Masalah

Rumusan masalah dalam Perancangan Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang ini adalah seperti yang dinyatakan dibawah ini :

1. Bagaimana hasil pemodelan Struktur Bangunan 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang menggunakan ETABSv18.1.1.
2. Bagaimana perancangan dimensi-dimensi struktur atas Gedung 8 Lantai Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang

1.3. Maksud dan Tujuan

Maksud dari Perancangan Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang ini adalah memperluas wawasan dalam ilmu rekayasa sipil khususnya perancangan struktur atas Gedung bertingkat.

Tujuan dari Perancangan Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang adalah sebagai berikut :

1. Menganalisis struktur gedung bertingkat dengan beban gempa berdasarkan standar SNI 1726-2019;

2. Mendesain dimensi serta penulangan balok, plat, kolom, dinding geser, dan *joint* menggunakan standar SNI 2847-2019.

1.4. Batasan Masalah

Batasan masalah dalam Perancangan Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang adalah sebagai berikut :

1. Gedung difungsikan sebagai bangunan pelayanan umum
2. Peraturan yang digunakan dalam Perancangan Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang ini adalah sebagai berikut :
 - a. Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019)
 - b. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2019)
 - c. Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan Lain (SNI 1727:2020)
3. Analisis dan Perancangan Struktur menggunakan *Software* ETABS v21.1.1.

1.5. Sistematika Tugas Akhir

Sistematika Laporan Tugas Akhir ini terdiri dari 8 BAB yang disusun sebagai berikut :

BAB I

PENDAHULUAN

Bab ini menerangkan tentang latar belakang, rumusan masalah, maksud dan tujuan, batasan masalah dan sistematika Tugas Akhir.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menerangkan tentang konsep analisis beban-beban yang didapatkan beserta persyaratan yang akan digunakan berdasarkan SNI.

BAB III METODE PERANCANGAN

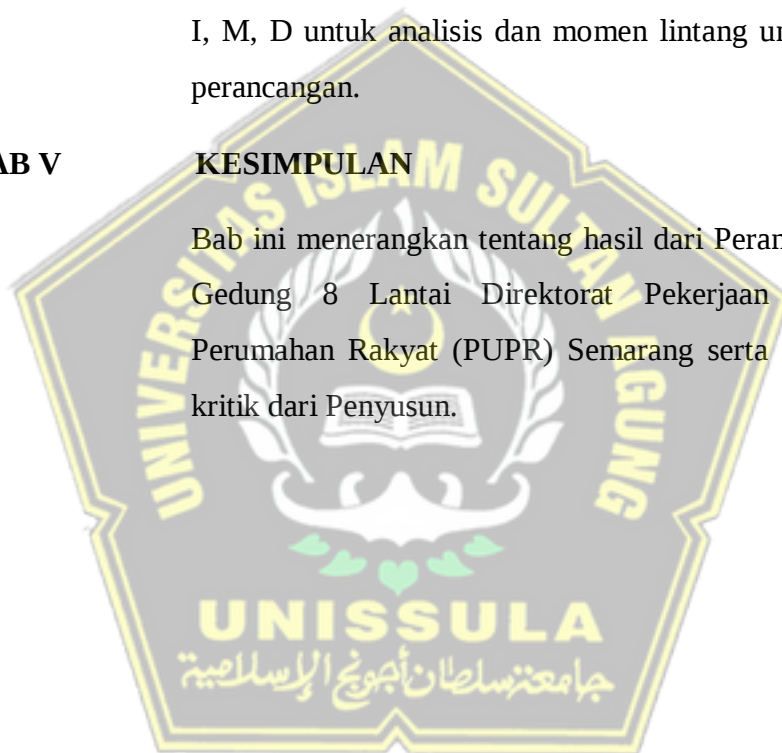
Bab ini menerangkan tentang pengumpulan data, analisis dan perhitungan, diagram alir, peraturan SNI yang digunakan, serta *software* yang digunakan.

BAB IV ANALISIS DAN PERANCANGAN

Bab ini menerangkan cara analisis dan permodelan dari perancangan struktur dan hasilnya yang merupakan momen I, M, D untuk analisis dan momen lintang untuk hasil dari perancangan.

BAB V KESIMPULAN

Bab ini menerangkan tentang hasil dari Perancangan Ulang Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang serta saran maupun kritik dari Penyusun.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Tinjauan Umum

Bangunan gedung bertingkat tinggi merupakan bangunan yang perlu diperhatikan dalam proses perancangannya. Dalam proses perancangan yang dilakukan harus sesuai dengan aturan-aturan yang ditetapkan sehingga bangunan tersebut aman dan layak digunakan. Dalam proses perancangan bangunan gedung bertingkat tinggi harus memperhatikan ketahanan strukturnya terhadap berat sendiri bangunannya, beban hidup yang nanti akan bekerja pada pada bangunan tersebut dan beban gempa.

Struktur bangunan merupakan komponen penting untuk membangun sebuah bangunan atau gedung yang terdiri dari elemen-elemen penting yang nantinya akan menjadi satu kesatuan yang indah dan kokoh. Namun, dalam membangun sebuah gedung tidak boleh sembarang. Apalagi untuk membangun bangunan bertingkat tinggi sangat diperlukan perancangan struktur yang baik dan mengacu pada standar yang telah ditetapkan.

Proses perancangan bangunan gedung bertingkat tinggi khususnya mengacu pada beberapa peraturan agar dihasilkan struktur yang aman dan kokoh antara lain Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan Lain (SNI 1727:2020), Standar Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2019) dan Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2019).

2.2. Pembebanan Gedung

Pembebanan merupakan faktor penting dalam merancang struktur bangunan. Untuk itu dalam merancang struktur perlu mengidentifikasi beban-beban yang bekerja pada struktur.

Beban pada struktur bangunan gedung meliputi berat sendiri, beban kerja, pengaruh gaya prategang, gaya gempa, gaya kekangan terhadap volume dan perbedaan penurunan.

2.2.1. Beban Mati

Beban mati adalah beban yang didominasi berat sendiri struktur bangunan yang tetap diam dan beberapa perlengkapan serta barang yang tidak bergerak. Nilai besaran beban mati bisa dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Beban Mati Minimum Bangunan Gedung (Berlanjut)

Komponen	Beban (kNm ²)
CEILING	
Acoustical fiberboard	0,05
Gypsum board (per mm thickness)	0,008
Mechanical duct allowance	0,19
Plaster on tile or concrete	0,24
Plaster on wood lath	0,38
Suspended steel channel system	0,10
Suspended metal lath and cement plaster	0,72
Suspended metal lath and gypsum plaster	0,48
Wood furring suspension system	0,12
COVERINGS, ROOF, AND WALL	
Asbestos-cement shingles	0,19
Asphalt shingles	0,10
Cement tile	0,77
Clay tile (for mortar add 0.48 kNm ²)	
Book tile, 51 mm	0,57
Book tile, 76 mm	0,96
Ludowici	0,48
Roman	0,57
Spanish	0,91
Composition:	
Three-ply ready roofing	0,05
Four-ply felt and gravel	0,26
Five-ply felt and gravel	0,29
Copper or tin	0,05
Corrugated asbestos-cement roofing	0,19
Deck, metal, 20 gauge	0,12
Deck, metal, 18 gauge	0,14
Decking, 51-mm wood (Douglas fir)	0,24
Decking, 76-mm wood (Douglas fir)	0,38
Fiberboard, 13 mm	0,04
Gypsum sheathing, 13 mm	0,10
Insulation, roof boards (per mm thickness)	
Cellular glass	0,0013
Fibrous glass	0,0021
Fiberboard	0,0028
Perlite	0,0015
Polystyrene foam	0,0004
Urethane foam with skin	0,0009
Plywood (per mm thickness)	0,006
Rigid insulation, 13 mm	0,04
Skylight, metal frame, 10-mm wire glass	0,38
Slate, 5 mm	0,34
Slate, 6 mm	0,48
Waterproofing membranes:	
Bituminous, gravel-covered	0,26
Bituminous, smooth surface	0,07
Liquid applied	0,05
Single-ply, sheet	0,03
Wood sheathing (per mm thickness)	
Plywood	0,0057
Oriented strand board	0,0062
Wood shingles	0,14
FLOOR FILL	
Cinder concrete, per mm	0,017
Lightweight concrete, per mm	0,015
Sand, per mm	0,015
Stone concrete, per mm	0,023
FLOORS AND FLOOR FINISHES	
Asphalt block (51 mm), 13-mm mortar	1,44
Cement finish (25 mm) on stone-concrete fill	1,53
Ceramic or quarry tile (19 mm) on 13-mm mortar bed	0,77
Ceramic or quarry tile (19 mm) on 25-mm mortar bed	1,10

Tabel 2.1 Beban Mati Minimum Bangunan Gedung (lanjutan)

Komponen	Beban (kN/m ²)				
Concrete fill finish (per mm thickness) 0.023	0,023				
Hardwood flooring, 22 mm 0.19	0,19				
Linoleum or asphalt tile, 6 mm 0.05	0,05				
Marble and mortar on stone-concrete fill 1.58	1,58				
Slate (per mm thickness) 0.028	0,028				
Solid flat tile on 25-mm mortar base 1.10	1,10				
Subflooring, 19 mm 0.14	0,14				
Terrazzo (38 mm) directly on slab 0.91	0,91				
Terrazzo (25 mm) on stone-concrete fill 1.53	1,53				
Terrazzo (25 mm), 51-mm stone concrete 1.53	1,53				
Wood block (76 mm) on mastic, no fill 0.48	0,48				
Wood block (76 mm) on 13-mm mortar base 0.77	0,77				
FLOORS, WOOD-JOIST (NO PLASTER)					
DOUBLE WOOD FLOOR					
Joint sizes (mm):	305-mm spacing	406-mm spacing	610-mm spacing		
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)		
51 × 152	0.29	0.24	0.24		
51 × 203	0.29	0.29	0.24		
51 × 254	0.34	0.29	0.29		
51 × 305	0.38	0.34	0.29		
FRAME PARTITIONS					
Movable steel partitions	0,19				
Wood or steel studs, 13-mm gypsum board each side	0,38				
Wood studs, 51 × 102, unplastered	0,19				
Wood studs, 51 × 102, plastered one side	0,57				
Wood studs, 51 × 102, plastered two sides	0,96				
FRAME WALLS					
Exterior stud walls:					
51 mm × 102 mm@406 mm, 16-mm gypsum, insulated, 10-mm siding	0,53				
51 mm × 152 mm@406 mm, 16-mm gypsum, insulated, 10-mm siding	0,57				
Exterior stud walls with brick veneer	2,30				
Windows, glass, frame, and sash	0,38				
Clay brick wythes:					
102 mm	1,87				
203 mm	3,78				
305 mm	5,51				
406 mm	7,42				
Hollow concrete masonry unit wythes:					
Wythe thickness (in mm)	102	152	203	254	305
Density of unit (16.49 kN/m ³) with grout spacing as follows:					
No grout	1.05	1.29	1.68	2.01	2.35
1,219 mm		1.48	1.92	2.35	2.78
1,016 mm		1.58	2.06	2.54	3,02
813 mm		1.63	2.15	2.68	3,16
610 mm		1.77	2.35	2.92	3,45
406 mm		2.01	2.68	3.35	4,02
Full grout		2.73	3.69	4.69	5,70
Density of unit (19.64 kN/m ³) with grout spacing as follows:					
No grout	1.25	1.34	1.72	2.11	2,39
1,219 mm		1.58	2.11	2.59	2,97
1,016 mm		1.63	2.15	2.68	3,11
813 mm		1.72	2.25	2.78	3,26
610 mm		1.87	2.44	3.02	3,59
406 mm		2.11	2.78	3.50	4,17
Full grout		2.82	3.88	4.88	5,89
Density of unit (21.21 kN/m ³) with grout spacing as follows:					
No grout	1.39	1.68	2.15	2.59	3,02
1,219 mm		1.70	2.39	2.92	3,45
1,016 mm		1.72	2.54	3.11	3,69
813 mm		1.82	2.63	3.26	3,83
610 mm		1.96	2.82	3.50	4,12
406 mm		2.25	3.16	3.93	4,69
Full grout		3.06	4.17	5.27	6,37

Komponen	Beban (kN/m ²)				
Solid concrete masonry unit					
Wythe thickness (in mm)	102	152	203	254	305
Density of unit (16,49 kN/m ³)	1,53	2,35	3,21	4,02	4,88
Density of unit (19,64 kN/m ³)	1,82	2,82	3,78	4,79	5,79
Density of unit (21,21 kN/m ³)	1,96	3,02	4,12	5,17	6,27

(Sumber : SNI 1727 : 2020)

2.2.2. Beban Hidup

Beban Hidup adalah beban yang diakibatkan oleh penghunian dan penggunaan bangunan gedung atau struktur lain. Termasuk beban hidup yang berupa beban lingkungan seperti beban angin, beban hujan, beban banjir dan beban gempa.

Tabel 2.2 Beban Hidup Minimum Bangunan Gedung

Hunian atau penggunaan	Merata, L_s psf (kN/m ²)	Reduksi beban hidup dizinkan? (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak dizinkan? (No. Pasal)	Terpusat lb (kN)	Juga Lihat Pasal
Apartemen (lihat rumah tinggal)					
Sistem lantai akses					
Ruang kantor	50 (2,4)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2.000 (8,9)	
Ruang komputer	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2.000 (8,9)	
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Ruang pertemuan					
Kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Lobi	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Panggung pertemuan	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Lantai podium	150 (7,18)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Tribun penonton Stadion dan arena	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		4.14
dengan kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Ruang pertemuan lainnya	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		4.14
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang diayahi. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m ²)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	300 (1,33)	
Koridor					
Lantai pertama	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain				
Ruang makan dan restoran	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Hunian (lihat rumah tinggal)					
Dudukan mesin elevator (pada area 2 in.x 2 in. [50 mm x 50 mm])		-	-	300 (1,33)	
Konstruksi pelat lantai finishing ringan (pada area 1 in.x 1 in. [25 mm x 25 mm])		-	-	200 (0,89)	

(Sumber : SNI 1727:2020)

2.2.3. Beban Angin

Beban Angin adalah beban pada gedung yang terjadi karena adanya selisih dalam tekanan udara. Arah gaya beban angin tegak lurus dengan

bangunan. Gaya terbesar beban angin berada pada bangunan yang paling tinggi. Faktor Arah Angin bisa dilihat dalam Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Faktor Arah Angin

Tipe struktur	Faktor arah angin K_d
Bangunan gedung	
Sistem Penahan Gaya Angin Utama (SPGAU)	0,85
Komponen dan Klading (K&K)	0,85
Atap lengkung	0,85
Kubah berbentuk bundar	1,0 ^a
Cerobong, tangki, dan struktur serupa	0,90
Persegi	0,95
Segi enam	1,0 ^a
Segi delapan	1,0 ^a
Bundar	
Dinding solid yang berdiri bebas, peralatan bagian atap, dan panel petunjuk solid yang berdiri bebas serta panel petunjuk terikat	0,85
Panel petunjuk terbuka dan rangka terbuka bidang tunggal	0,85
Rangka batang menara	
Segitiga, persegi, atau persegi panjang	0,85
Semua penampang lainnya	0,95

(Sumber : SNI 1727 : 2020)

2.2.4. Beban Gempa

Gempa bumi merupakan beban dinamis yaitu beban yang besar dan arahnya dapat berganti-ganti menurut waktu. Salah satu dari akibat beban dinamis ini adalah gedung akan mengalami simpangan horisontal. Apabila goyangan melebihi batas yang telah ditetapkan maka bangunan tersebut akan mengalami keruntuhan.

Beban Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen akibat gempa (V) yang bekerja pada struktur bangunan gedung ditentukan dengan persamaan berikut :

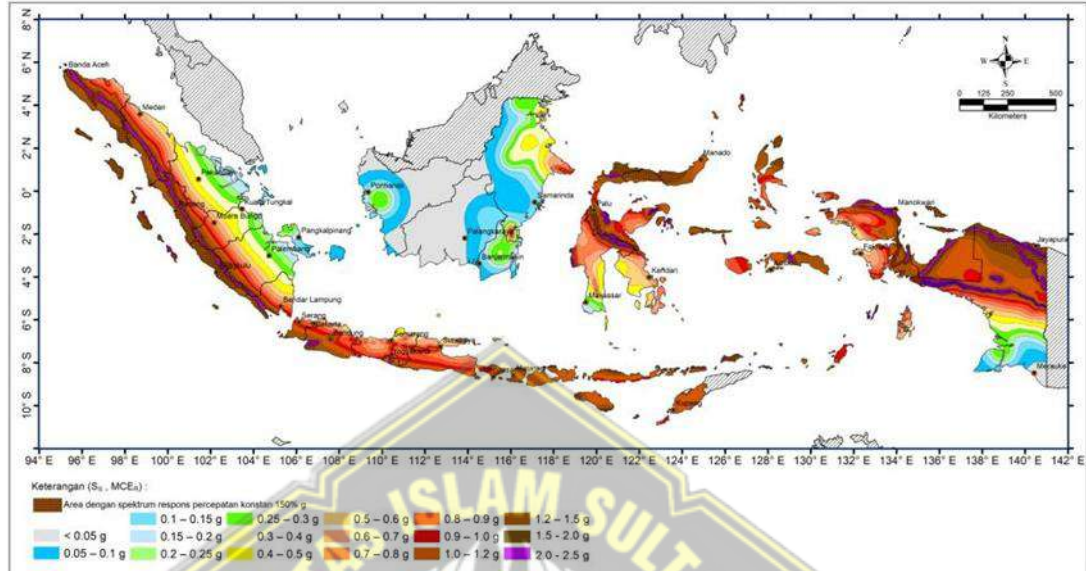
$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (2.1)$$

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik

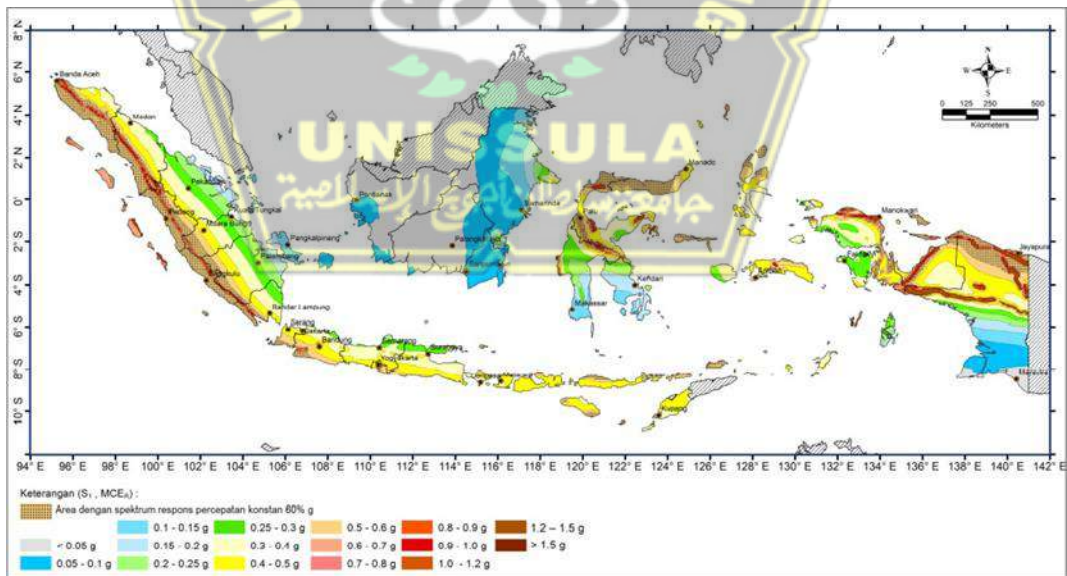
W = Berat seismik efektif

Peta gempa di Indonesia berdasarkan parameter gerak tanah S_s gempa maksimum dan parameter gerak tanah S_1 gempa maksimum dapat dilihat pada Gambar 2.1 dan Gambar 2.2.



Gambar 2.1 Peta Gempa Indonesia berdasarkan parameter gerak tanah S_s gempa maksimum

(Sumber : SNI 1726 – 2019)



Gambar 2.2 Peta Gempa Indonesia berdasarkan parameter gerak tanah S_1 gempa maksimum

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

2.3. Syarat-Syarat Struktur Bangunan Gedung Tahan Gempa

2.3.1. Respon Spektrum Desain

Dalam perhitungan nilai respon spektrum desain mengacu pada Gambar 2.1 dan rumus-rumus berikut sesuai dengan aturan SNI 1726 – 2019 Pasal 6.4

1. Nilai $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6^{T/T_0}) \dots\dots\dots (2.2)$$

2. Nilai $T_0 \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS} \dots\dots\dots (2.3)$$

3. Nilai $T_s \leq T \leq T_L$

$$S_a = \frac{S_{p1}}{T} \dots\dots\dots (2.4)$$

4. Nilai $T_L \leq T$

$$S_a = \frac{S_{p1} \times T_L}{T^2} \dots\dots\dots (2.5)$$

Keterangan :

T : Periode getar fundamental struktur (detik)

T_L : Peta transisi periode panjang

S_a : Nilai respons spektrum desain

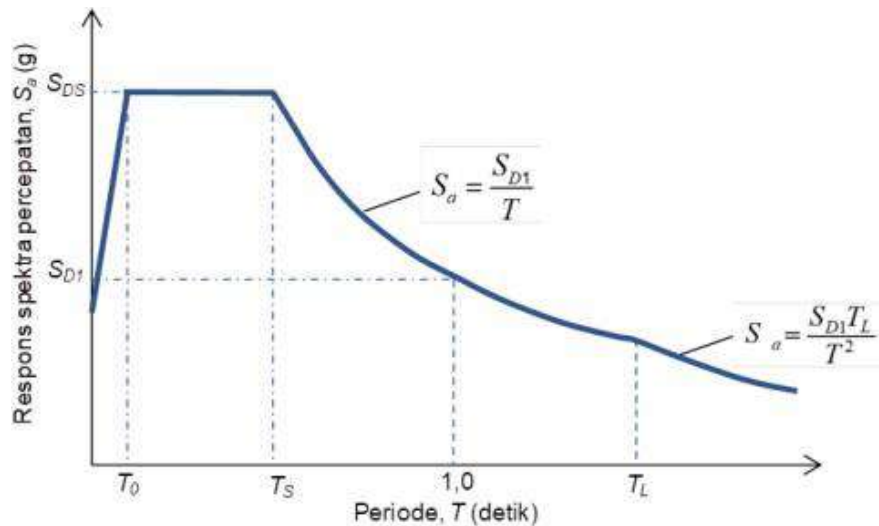
S_{DS} : Parameter respons spektral percepatan desain periode pendek

S_{D1} : Parameter respons spektral percepatan desain periode 1 detik

Nilai T_0 dan T_s diperoleh dari :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.6)$$

$$T_s = \frac{S_D}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.7)$$



Gambar 2.3 Spektrum Respons Desain

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

2.3.2. Kategori Desain Seismik

Sebuah bangunan harus diklasifikasikan ke dalam kategori desain seismik untuk menentukan besarnya kemungkinan gempa saat merancang struktur bangunan tahan gempa. Tabel 2.4 dan 2.5 merupakan kategori desain seismic berdasarkan SNI 1726 – 2019 / Pasal 6.5.

Tabel 2.4 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

Tabel 2.5 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

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

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

2.3.3. Parameter Percepatan Spektral Desain

Rumus berikut dapat digunakan untuk menghitung parameter percepatan spektral desain untuk periode S_{DS} dan periode S_{D1} :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.9)$$

Keterangan :

S_{DS} = Parameter respons spektral percepatan desain periode pendek

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

2.3.4. Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum Risiko Tertarget

Nilai parameter respons spektral akselerasi pada periode pendek (S_{MS}) dan pada periode 1 detik (S_{M1}) ditentukan masing-masing menggunakan Persamaan 2.10 dan Persamaan 2.11

$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots (2.10)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.11)$$

Keterangan :

S_s : Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek

S_1 : Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1 detik

Berdasarkan pedoman dalam SNI 1726 – 2019, Tabel 2.6 menunjukkan koefisien tapak untuk F_a dan F_v .

Tabel 2.6 Koefisien Situs F_a

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

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

Tabel 2.7 Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

2.3.5. Kategori Risiko Bangunan Gedung

Kategori risiko bangunan ditentukan oleh sifat dan tujuan struktur. Pentingnya mengetahui Kategori Risiko Bangunan berkaitan dengan tingkat risiko yang diperbolehkan pada bangunan yang

direncanakan sesuai peruntukannya. Kategori risiko bangunan ditampilkan dalam Tabel 2.8 sesuai dengan SNI 1726 – 2019.

Tabel 2.8 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Akibat Beban Gempa (Berlanjut)

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

Tabel 2.8 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Akibat Beban Gempa (Lanjutan)

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

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

Setelah mengetahui kategori resiko bangunannya maka akan diperoleh faktor keutamaan gempanya dengan mengacu pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9 Faktor Keutamaan Gempa

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

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

2.3.6. Klasifikasi Situs

Besarnya percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu lokasi harus dikategorikan sebelum membuat kriteria desain seismik untuk bangunan di permukaan tanah. Tabel klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726 – 2019 ditunjukkan dalam Tabel 2.10

Tabel 2.10 Klasifikasi Situs

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

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

2.3.7. Kombinasi Sistem Perangkai Dalam Arah yang Berbeda

Saat menggunakan beberapa sistem gaya gempa, nilai R , D_c , dan Ω_0 harus diterapkan pada setiap sistem, bersamaan dengan batasan struktural yang

tercantum dalam Tabel 1.2 SNI 1726 – 2019. Besarnya nilai R , D_c , dan Ω_0 ditunjukkan dalam Tabel 2.11.

Tabel 2.11 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus ^{g,h}	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa ^g	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

Keterangan :

R = Koefisien modifikasi respons

C_d = Faktor pembesaran defleksi

Ω_0 = Faktor kuat lebih sistem

2.3.8. Gaya Dasar Seismik

Dalam SNI 1726 – 2019 gaya dasar seismik dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (2.36)$$

$$C_s = \left(\frac{S_{DS}}{R} \right) \dots\dots\dots (2.37)$$

$$C_{smax} = \frac{S_{DS}}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \dots\dots\dots (2.38)$$

$$C_{smin} = 0,004 \times S_{DS} \times I_e > 0,001 \dots\dots\dots (2.39)$$

Untuk $S_1 \geq 0,6$ kg, Persamaan 2.39 digunakan untuk menentukan nilai C_s

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\frac{R}{I_e}} \dots\dots\dots (2.39)$$

2.3.9. Pengaruh P-Delta

SNI 1726 – 2019 menyatakan bahwa jika koefisien stabilitas (θ) $\leq 0,10$, tidak perlu memperhitungkan dampak P – delta pada geser, momen tingkat, tekanan dan momen yang dihasilkan dari elemen struktur atau akibat simpangan antar tingkat.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \dots\dots\dots (2.40)$$

Keterangan :

θ : Koefisien stabilitas

P_x : Beban desain vertikal total di atas tingkat X

Δ : Simpangan antar tingkat desain

I_e : Faktor Keutamaan gempa

V_x : Gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat X dan X-1

H_{sx} : Tinggi tingkat di bawah tingkat X

C_d : Faktor pembesaran defleksi pada SNI 1726 – 2019 Tabel 12

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi θ_{max} Nilai θ_{max} dapat diperoleh menggunakan rumus berikut :

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \dots\dots\dots (2.41)$$

Dengan β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat X dan (X-1). Nilai β ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0 .

2.3.10. Simpangan Antar Tingkat

Perhitungan simpangan antar tingkat rancangan (Δ) dinyatakan sebagai selisih deviasi antara pusat massa dan di bawah tingkat. Rumus berikut dapat digunakan untuk menghitung simpangan pusat massa pada tingkat -X (δ_x) (mm) :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (2.42)$$

Keterangan :

C_d : Faktor pembesaran simpangan lateral dalam Tabel 12 SNI - 2019

δ_{xe} : Simpangan di tingkat -X yang disyaratkan ditentukan dengan analisis elastik

I_e : Faktor keutamaan gempa dalam Tabel 4 SNI 1726 – 2019



Gambar 2.4 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

Simpangan Antar Tingkat Desain tidak boleh melebihi simpangan tingkat yang diizinkan, menurut SNI 1726 – 2019.

Tabel 2.12 Simpangan Antar Tingkat Izin

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

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

2.3.11. Klasifikasi Ketidakberaturan Struktur

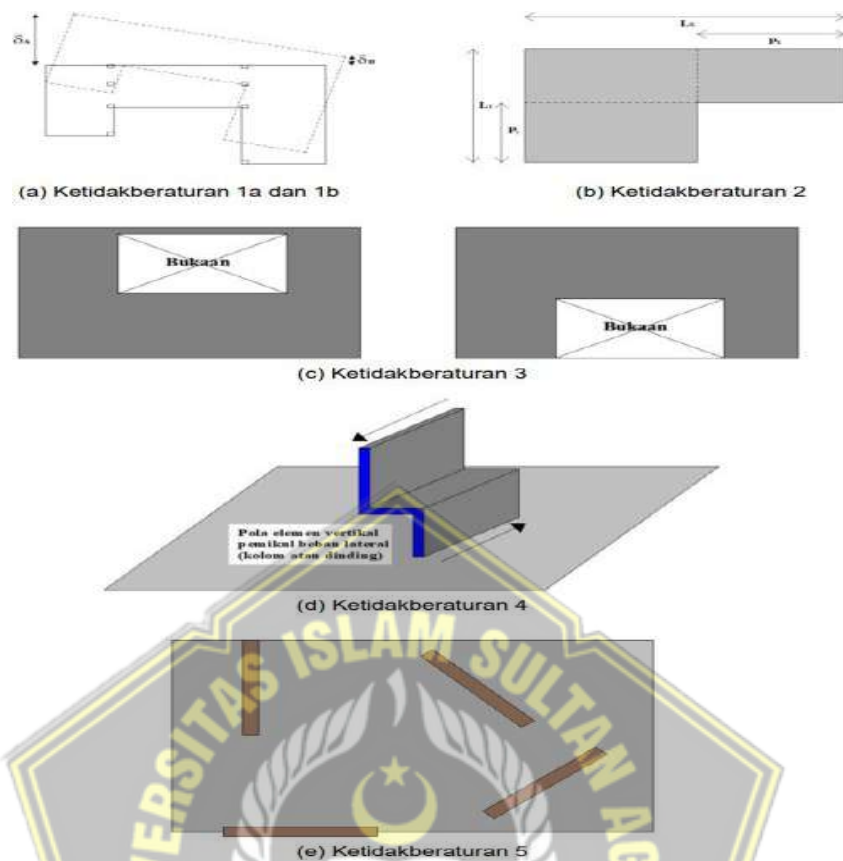
A. Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan struktur horizontal adalah kategori untuk struktur dengan satu atau lebih bentuk ketidakberaturan. Pada Tabel 2.13 merupakan Tabel Ketidakberaturan Horizontal Struktur sesuai ketentuan SNI 1726-2019.

Tabel 2.13 Ketidakberaturan Horizontal

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $\lambda_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 Tabel 16 0	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $\lambda_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 0 0 Tabel 16 0	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	0 0 0 Tabel 16 0	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	0 0 Tabel 16 0	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

(Sumber : SNI 1726 – 2019)



Gambar 2.5 Ketidakberaturan Horizontal

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

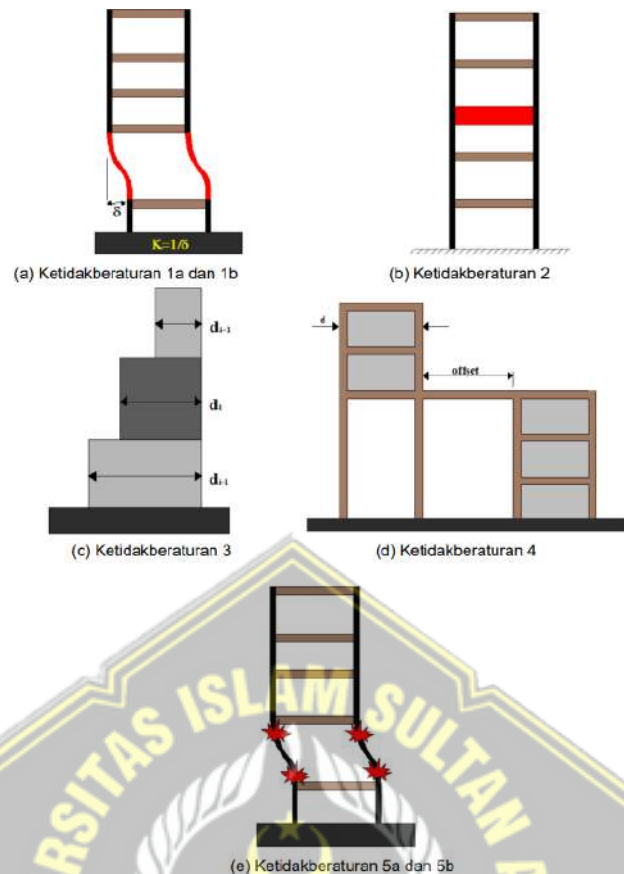
B. Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal struktur didefinisikan sebagai struktur dengan satu atau lebih bentuk ketidakberaturan. Ketidakberaturan horizontal pada struktur yang tercantum pada Tabel 2.14 yang sesuai dengan pedoman SNI 1726 – 2019.

Tabel 2.14 Ketidakberaturan Vertikal

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	0 0 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 0 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

(Sumber : SNI 1726 – 2019)



Gambar 2.6 Ketidakberaturan Vertikal

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

2.3.12. Analisis Spektrum Respons Ragam

A. Jumlah Ragam

Untuk mencapai massa ragam terkombinasi 100% dari massa struktur, maka untuk ragam satu badan kaku (*single rigid body*) dengan periode 0,05 detik diizinkan untuk mengambil semua ragam dengan periode di bawah 0,05 detik.

B. Parameter Respons Ragam

Nilai parameter desain, termasuk simpangan antar lantai, gaya dukung dan gaya elemen struktur individu harus dihitung dengan masing-masing ragam dan spektrum respons didefinisikan dalam 0 atau 0 dibagi kuantitas (R / I_e). Sedangkan nilai untuk perpindahan dan kuantitas simpangan antar lantai harus dikalikan dengan kuantitas (Cd / I_e).

2.3.13. Periode Fundamental

Nilai krusial yang perlu dipertimbangkan saat merancang konstruksi bangunan tahan gempa adalah periode getar (T). Karakteristik struktural dan karakteristik deformasi bagian pendukung dalam analisis yang diuji dapat digunakan untuk menentukan nilai periode dasar struktur. Periode pendekatan (T_a) juga dapat digunakan secara langsung untuk menentukan nilai periode getar (T). Berdasarkan SNI 1726-2019 nilai T_a dapat dicari menggunakan persamaan berikut :

$$T_{max} = C_u T_a \dots \dots \dots (2.43)$$

$$T_a = C_t h_n^x \dots \dots \dots (2.44)$$

Berikut merupakan persamaan yang menjadi acuan untuk menentukan periode desain yang akan digunakan :

Jika $T_c < T_a$, maka yang diambil adalah dari perhitungan manual T_a

Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$, maka yang diambil adalah perhitungan software T_c

Jika $C_u \times T_a < T_c$, maka yang diambil adalah perhitungan pendekatan $C_u \times T_c$

Keterangan :

T = Periode getar struktur (detik)

C_u = Koefisien untuk Batasan atas periode yang dihitung

T_a = Periode pendekatan (detik)

T_{max} = Periode maksimum (detik)

H_n = Ketinggian Struktur (m)

T_c = Periode fundamental struktur hasil ETABS (detik)

C_t dan X ditentukan dari SNI 1726 – 2019 didalam Tabel 2.15

Tabel 2.15 Koefisien Batas Atas pada Periode yang Dihitung

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

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

Tabel 2.16 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

(Sumber : SNI 1726 – 2019)

2.3.14. Kombinasi Pembebanan Dasar

Sebuah bangunan dibangun untuk dapat memikul beban yang akan diletakkan di atasnya. Berikut merupakan kombinasi pembebanan menurut SNI 1726-2019:

$$1,4D \dots\dots\dots (2.45)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.46)$$

$$1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W) \dots\dots\dots (2.47)$$

$$1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2.48)$$

$$0,9D + 1,0W \dots\dots\dots (2.49)$$

Keterangan :

D : Pengaruh beban mati layan

L : Pengaruh beban hidup layan

L_r : Pengaruh beban hidup atap layan

- R : Koefisien modifikasi respons
 W : Berat seismic efektif bangunan

2.3.15. Kombinasi Beban Gempa

Sangat penting untuk mempertimbangkan perhitungan beban gempa saat merancang bangunan, terutama bangunan bertingkat tinggi. Berikut merupakan kombinasi beban gempa menurut peraturan SNI 1726-2019.

$$1,2D + E_y + E_h + L \dots\dots\dots (2.50)$$

$$0,9D - E_y + E_h \dots\dots\dots (2.51)$$

$$1,2D + E_y + E_{mh} + L \dots\dots\dots (2.52)$$

$$0,9D - E_y + E_{mh} \dots\dots\dots (2.53)$$

Keterangan

D : Pengaruh beban mati layan

E_y : Pengaruh beban gempa vertikal

E_h : Pengaruh gaya seismic horizontal

E_{mh} : Pengaruh momen horizontal

2.4. Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) adalah sistem rangka pemikul momen yang melalui mekanisme lentur dapat memikul beban lateral yang ditimbulkan oleh gempa bumi serta gravitasi dalam ruang tumpuan lengkap. Beban gravitasi terdiri dari beban mati struktur dan beban hidup yang dibawa di dalam gedung itu sendiri bersama – sama. Beban angin dan seismic termasuk dalam beban lateral. Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) meliputi tiga tingkatan berdasarkan SNI 1726 – 2019, yaitu:

1) Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Pada desain seismik kategori A digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB). Dengan menggunakan sistem ini, struktur bangunan di zona satu dan dua dengan kegempaan rendah dapat dihitung. Hal – hal yang harus diperhitungkan di sistem ini, antara lain :

- a. Bagian bawah penampang, sisi dan paling sedikit dua tulangan memanjang menerus harus ada pada balok. Luas tulangan bawah menerus harus seperempat luas maksimum tulangan bawah.
- b. Nilai minimum antara gaya geser terikat dan kekuatan momen nominal atau gaya geser maksimum yang ditentukan dari kombinasi beban rancangan harus ada pada kolom dengan panjang tak tertumpu $l_u \leq 5 C_1$.

Keterangan :

L_u : Panjang penampang

C_1 : Dimensi Kolom persegi

2) Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Pada desain seismik kategori C, digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM). Sistem Rangka yang dikenal dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) memiliki elemen struktur yang dapat menahan tegangan lentur, geser dan aksial. Ketentuan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) mengacu pada SNI 2847 – 2019, yaitu :

- a. Gaya tekan aksial yang terdapat dalam komponen struktur pada detail tulangan balok tidak melebihi $A_g \times \frac{F_{c'}}{10}$.
- b. Gaya tekan aksial yang dihitung terkait dengan tumbukan gempa yang terdapat pada bagian kaku pada tulangan kolom lebih besar dari $A_g \times \frac{F_{c'}}{10}$.

3) Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Pada desain seismik kategori D dan E digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Sistem rangka ini pada struktur beton bertulang dengan detail menghasilkan struktur yang fleksibel sehingga memiliki daktilitas yang tinggi.

Berdasarkan Pasal 18.6 SNI 2847 – 2019, elemen struktur berikut merupakan bagian dari Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK):

- a. Gaya tekan aksial terfaktor (P_u) pada komponen struktur

$$P_u < A_g \times \frac{F_{c'}}{10} \dots\dots\dots (2.54)$$

- b. Tinggi efektif (d) dan bentang bersih komponen struktur (l_n)

$$l_n > 4d \dots\dots\dots (2.55)$$

- c. Lebar komponen (b_w)

$$b_w < 0,3h \dots\dots\dots (2.56)$$

- d. $250 \text{ mm} < b_w < c + 2 \left(\frac{3}{4}h\right) \dots\dots\dots (2.57)$

Keterangan :

A_g : Luas bruto penampang (mm^2)

l_n : Panjang bentang bersih komponen struktur

b_w : Lebar badan

h : Tebal atau tinggi keseluruhan

d : Tinggi efektif

2.5. Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Spesifikasi dimensi penampang kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) menurut SNI 2847 – 2019 adalah sebagai berikut :

- Ukuran penampang terkecil tidak kurang dari 300 mm bila diukur dalam garis lurus melintasi pusat geometri.
- Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

Keterangan :

ΣM_{nc} : Jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka
kedalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.

ΣM_{nb} : Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka
ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.



30

melebihi momen retaknya.

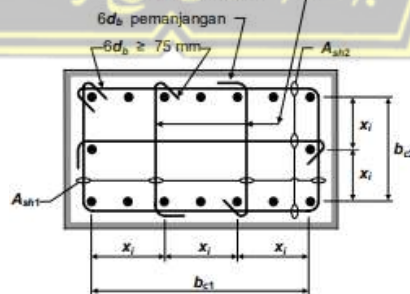
Sesuai SNI 2847 - 2019 tulangan transversal harus dipasang sepanjang l_0 dari masing-masing muka *joint* dan pada kedua sisi sembarang penampang. Panjang l_0 tidak boleh kurang dari tinggi muka *joint*, 1/6 tinggi bersih kolom dan 450 mm. Jumlah tulangan transversal harus sesuai dengan Tabel 2.17 sebagai berikut.

Tabel 2.17 Transversal Kolom SRPMK

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku
$A_{sh}/s b_c$ untuk seengkang pengekang persegi	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a) dan (b) $0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (a) $0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a), (b) dan (c) $0,2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s untuk spiral ataupun seengkang pengekang lingkaran	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d) dan (e) $0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (d) $0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d), (e) dan (f) $0,35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

(Sumber : SNI 2847 - 2019)

Ikatan silang berturutan yang mengikat tulangan longitudinal yang sama, harus memiliki kait 90° dipasang pada sisi kolom yang berlawanan



Dimensi x_i antara sumbu-sumbu penampang tulangan longitudinal yang ditopang secara lateral tidak melebihi 350 mm. Nilai h_c dalam Pers. (18.7.5.3) diambil sebagai nilai terbesar dari x_i .

Gambar 2.8 Penulangan Transversal Kolom

(Sumber : SNI 2847 - 2019)

2.6. Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

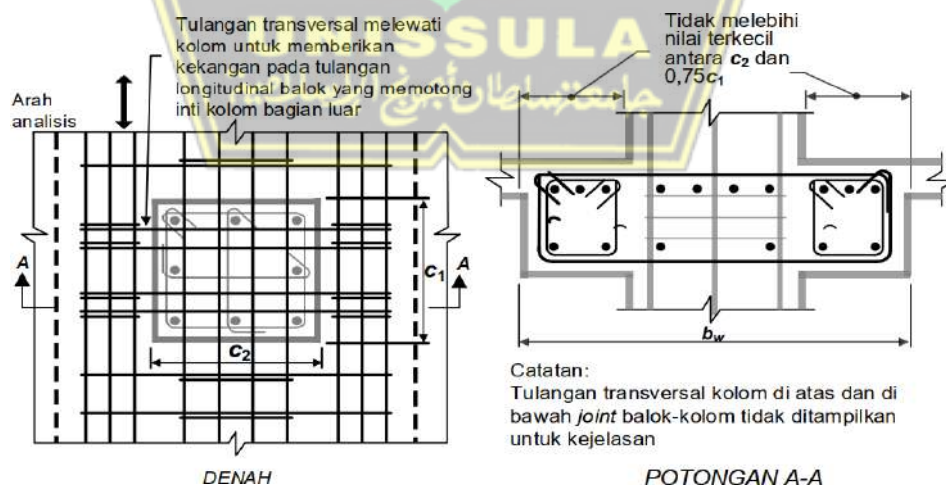
Berdasarkan ketentuan SNI 2847 - 2019 syarat dimensi penampang balok SRPMK adalah sebagai berikut :

- Bentang bersih l_n harus minimal $4d$
- Lebar penampang b_w harus sekurang-kurangnya nilai terkecil dari $0,3h$ dan 250 mm
- Lebar balok yang melampaui kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari C_2 dan $0,75.C_1$ pada masing-masing sisi kolom.

Sesuai SNI 2847 - 2019 tulangan longitudinal pada balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan menerus pada sisi atas dan bawah penampang. Pada pertimbangan kerapatan tulangan dan secara langsung membatasi tegangan geser balok dengan proporsi tipikal maka batasan rasio tulangan adalah 0,025.

Sambungan lewatan diperbolehkan jika sengkang spiral digunakan di sepanjang sambungan lewatan, tetapi tidak diperbolehkan di dalam sambungan, dalam dua kali kedalaman balok dari permukaan sambungan atau dua kali kedalaman balok dari penampang kritis.

Sambungan las harus mengikuti Pasal 18.2.8 SNI 2847 – 2019 serta Pasal 18.2.7 SNI 2847 – 2019 untuk mekanisme penyambungannya. (Gambar 2.9)



Gambar 2.9 Lebar Efektif Maksimum Balok Lebar (*Wide Beam*) dan Persyaratan Tulangan Transversal

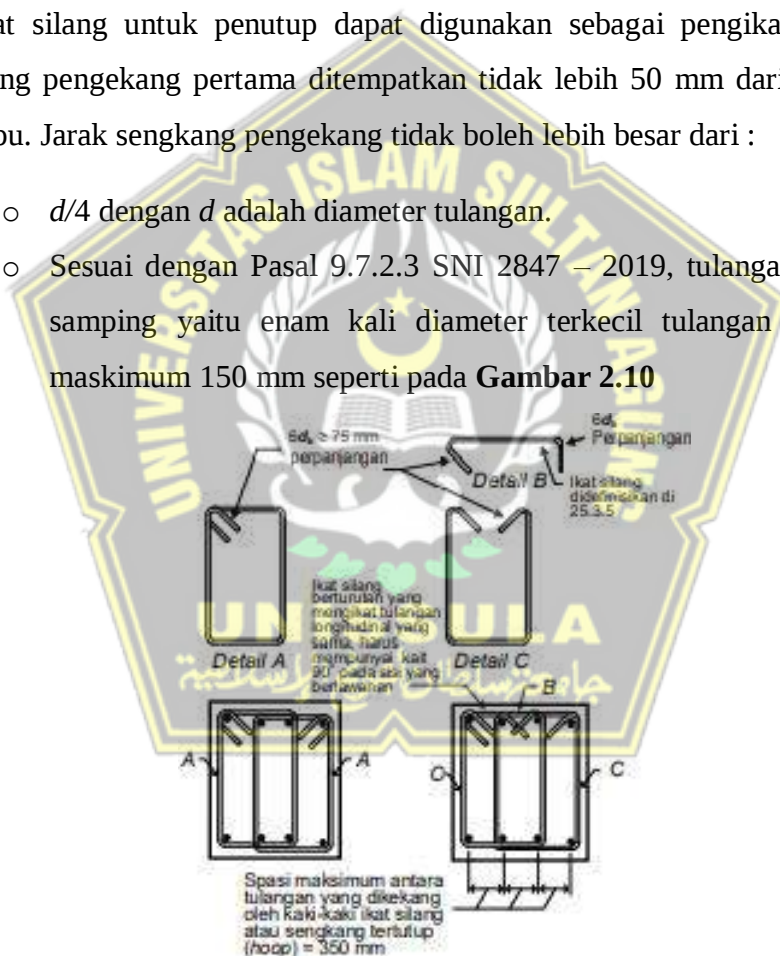
(Sumber : SNI 2847 - 2019)

Sesuai SNI 2847 - 2019 tulangan transversal digunakan sebagai kekangan beton mempertahankan pendukung lateral untuk batang tulangan di lokasi kelelahan terjadi. Sengkang pengekat yang terdapat pada tulangan transversal pada lokasi balok sebagai berikut :

- Di kedua ujung balok, sepanjang garis yang memanjang dua kali tinggi balok dari gelagar ke tengah bentang.
- Pelelehan lentur diperkirakan terjadi di sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok pada kedua sisi penampang.

Sengkang dengan kait seismik pada kedua ujungnya, dua batang tulangan dan pengikat silang untuk penutup dapat digunakan sebagai pengikat pada balok. Sengkang pengekat pertama ditempatkan tidak lebih 50 mm dari muka kolom penumpu. Jarak sengkang pengekat tidak boleh lebih besar dari :

- $d/4$ dengan d adalah diameter tulangan.
- Sesuai dengan Pasal 9.7.2.3 SNI 2847 – 2019, tulangan longitudinal samping yaitu enam kali diameter terkecil tulangan lentur utama maksimum 150 mm seperti pada **Gambar 2.10**



Gambar 2.10 Sengkang Tertutup yang Dipasang Berbentuk dan Ilustrasi Batasan Maksimum Spasi Horizontal Penumpu Batang Longitudinal

(Sumber : SNI 2847 - 2019)

2.7. Dinding Geser

Dinding Geser didefinisikan sebagai komponen struktur vertikal yang relatif sangat kaku. Dinding Geser pada umumnya hanya boleh mempunyai bukaan sekitar 5% agar tidak mengurangi kekakuannya. Bangunan beton bertulang yang tinggi sering didesain dengan dinding geser untuk menahan gempa. Dinding geser bisa digunakan untuk menahan gaya lateral saja maupun sebagai dinding pendukung. Penempatan dinding geser dapat dilakukan pada sisi luar bangunan atau pada pusat bangunan. Dinding geser yang ditempatkan pada bagian dalam bangunan biasanya disebut dengan inti struktural (structural core/corewall) yang biasa digunakan untuk ruang lift dan tangga.. Sesuai dengan ketentuan SNI 1726-2019 Dinding Geser harus memenuhi syarat berikut :

- Ketidakberaturan torsi pada struktur tidak boleh berlebihan.
- Mampu menahan tidak lebih dari 60% dari seluruh gaya seismik ke segala arah tanpa memperhatikan torsi tidak terduga.

Tabel 2.18 Tulangan Minimum Dinding Geser

Tipe dinding	Tipe dari tulangan nonprategang	Ukuran Tulangan	f_y , MPa	Longitudinal minimum ⁽¹⁾ , ρ_l	Transversal minimum, ρ_v
Cor di tempat	Batang ulir	$\leq D16$	≥ 420	0,0012	0,0020
			< 420	0,0015	0,0025
		$> D16$	Semua	0,0015	0,0025
	Tulangan kawat las	$\leq \phi 13$ atau D13	Semua	0,0012	0,0020
Pracetak ⁽²⁾	Batang ulir atau tulangan kawat las	Semua	Semua	0,0010	0,0010

(Sumber : SNI 2847 - 2019)

2.8. Pelat

Dalam SNI 2847 - 2019 telah tercantum beberapa aturan dalam merancang pelat dua arah yaitu sebagaimana ditunjukkan dalam Tabel 2.19 sampai dengan Tabel 2.21.

Tabel 2.19 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang Tanpa Balok Interior

f_y , MPa ^[2]	Tanpa drop panel ^[3]		Dengan drop panel ^[3]			
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

(Sumber : SNI 2847 – 2019)

Tabel 2.20 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang dengan Balok di Antara Tumpuan pada Semua Sisinya

α_{fm} ^[1]	h minimum, mm		
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku		(a)
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 0,2$	Terbesar dari :	$\frac{\ell_n (0,08 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0,2)}$	(b) ^{[2],[3]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 0,2$	Terbesar dari :	$\frac{\ell_n (0,08 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$	(d) ^{[2],[3]}
		90	(e)

(Sumber : SNI 2847 - 2019)

Taabel 2.21 A_{smin} untuk Pelat Dua Arah Nonprategang

Jenis Tulangan	F_y , MPa	$A_{s,min}$, mm ²	
Batang ulir	< 420	$0,0020A_g$	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari :	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			$0,0014A_g$

(Sumber : SNI 2847 - 2019)

2.9. Tie Beam (Sloof)

Sesuai SNI 2847 – 2019 ada beberapa persyaratan dalam merancang *sloof* antara lain sebagai berikut :

- Harus memiliki tulangan longitudinal menerus yang harus disalurkan dalam atau melewati kolom yang ditumpu atau diangkur dalam pondasi telapak.
- Dimensi penampang terendah tidak boleh lebih besar dari 450 mm, tetapi tidak boleh kurang dari ruang kosong antara kolom yang terhubung dibagi 20. Sengkang untuk pengekangan tertutup harus diberi jarak tidak lebih dari 300 mm atau setengah ukuran penampang orthogonal.
- *Sloof* dan balok-balok yang merupakan bagian pondasi pelat rakit yang dikenai lentur dari kolom yang merupakan bagian sistem pemikul gaya seismik harus memenuhi pasal 18.6 SNI 2847 – 2019.

Semua pengikat pondasi diharuskan memiliki kekuatan tarik dan tekan desain yang sekurang – kurangnya sama dengan gaya sebesar $10\% S_{DS}$ (Parameter respon spectral percepatan desain periode pendek) dikali nilai terbesar beban mati terfaktor ditambah beban hidup terfaktor pada penutup atau kolom tiang pondasi yang lebih besar sesuai SNI 1726 – 2019 Pasal 7.13.6.2.

2.10. Join Rangka Momen Khusus (Hubungan Kolom-Balok)

Pada Pasal 18.6.1 SNI 2847 – 2019 dijelaskan bahwa *joint* balok – kolom menghubungkan balok horizontal dan kolom vertikal pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

Berdasarkan SNI 2847 – 2019 Pasal 15.2 apabila *joint* dikekang secara lateral pada keempat sisi balok maka pada daerah *joint* balok – kolom interior bangunan tidak membutuhkan tulangan geser. Tulangan transversal dibutuhkan pada *joint* ini untuk mencegah tekuk pada tulangan

longitudinal kolom. Luas kaki tulangan transversal pada *joint* balok – kolom berdasarkan SNI 2847 – 2019 Pasal 15.4.2 diambil dari :

$$0,062\sqrt{F_c'} \frac{b_s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.59)$$

$$0,35 \frac{b_s}{f_{yt}} \dots\dots\dots(2.60)$$

Dimana *b* merupakan dimensi bagian kolom yang tegak lurus terhadap arah yang dipantau.



BAB III

METODE PERANCANGAN

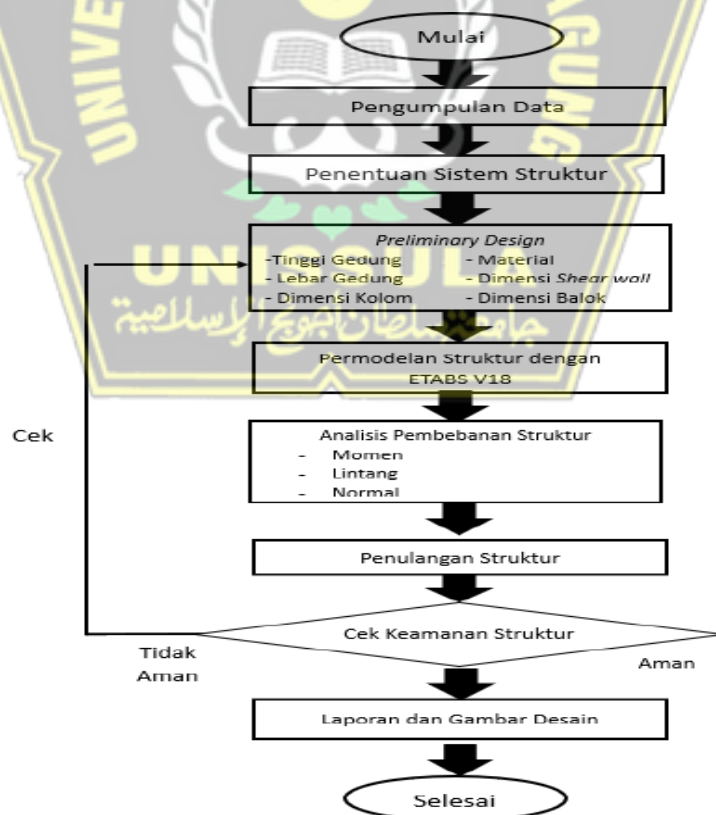
3.1. Pengumpulan Data

Pengumpulan data dilakukan sebagai proses dari analisis dan perancangan struktur. Data primer dan data sekunder tentang gedung ini dibutuhkan dalam perancangan ulang pada Tugas Akhir ini. Beberapa data yang dikumpulkan antara lain :

- 1) Gambar Struktur dan Arsitektur Gedung Direktorat 8 Lantai Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang.
- 2) Data Seismik Wilayah Semarang
(Sumber: <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>)

3.2. Diagram Alir

Langkah-langkah dalam melakukan perancangan dalam Tugas Akhir dapat dilihat pada Gambar 3.1



Gambar 3.1 Diagram Alir Perancangan

3.3. Langkah-Langkah Perancangan

Analisis perancangan struktur Gedung Direktorat 8 Lantai Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang yang akan dilaksanakan memiliki beberapa tahapan, yaitu:

1) Permodelan Struktur Gedung

Permodelan pada struktur Gedung Direktorat 8 Lantai Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang menggunakan *software* ETABSv21.1.1. Fungsi *software* ETABS yaitu untuk menentukan gaya lintang, gaya momen, dan gaya normal akibat pembebanan.

2) Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan pada struktur Gedung Direktorat 8 Lantai Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang berdasarkan SNI 1727-2020 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Gedung dan Struktur Lain. Tabel tentang Beban Minimum untuk Perancangan Gedung dan Struktur Lain dapat dilihat pada Tabel 2.1 dan 2.2. Untuk perhitungan beban gempanya berdasarkan SNI 2726-2019. Persamaan 2.1, merupakan cara menghitung Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen akibat gempa.

3) Perancangan dan Permodelan Elemen Struktur

Perancangan dan permodelan struktur pada Tugas Akhir ini hanya fokus pada struktur atas berdasarkan SNI 2847-2019. Perancangan pada struktur atas meliputi:

a) Perancangan Pelat Lantai

- Menentukan beban pelat lantai berdasarkan SNI 2847-2019. Dapat dilihat pada Tabel 2.19 merupakan ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Non Prategang Tanpa Balok Interior
- Menghitung M_{lx}, M_{ly}, M_{tx} , dan M_{ty}
- Merancang tulangan pelat.

b) Perancangan Balok

- Menentukan dimensi balok dengan tulangan.
- Membuat permodelan menggunakan *Software* ETABSv21.1.1.
- Mengumpulkan data dari momen, gaya geser dan torsi

c) Perancangan Kolom

- Mengumpulkan data gaya aksial dan gaya lateral dari *Software* ETABSv21.1.1.
- Menentukan dimensi kolom.
- Mendesain tulangan longitudinal
- Melakukan perhitungan pada momen kapasitas kolom
- Melakukan control pada *Strong Column Weak Beam*.
- Menghitung tulangan transversal dengan gaya geser desain (V_e)

d) Perancangan Balok-Kolom (*join*)

- Melakukan perhitungan pada gaya geser pada *joint*
- Melakukan perhitungan tulangan transversal.

e) Perancangan Dinding Geser (*ShearWall*)

- Membuat permodelan menggunakan *Software* ETABSv21.1.1.
- Mengumpulkan data dari Gaya Dalam Aksila-Lentur
- Menentukan elemen Batasan khusus
- Mendesain penulangan lentur penulangan transversal, longitudinal dan elem batas khusus.

3.4. Standar yang Digunakan

Perancangan Ulang Gedung Direktorat 8 Lantai Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang menggunakan beberapa peraturan dalam penentuan beban dan perancangan struktur seperti ditunjukkan pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Peraturan Standar Perancangan

No	Nama Peraturan	Tentang
1	SNI 1726:2019	Tata Cara Perancangan Ketahanan gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
2	SNI 2847:2019	Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan
3	SNI 1727:2020	Gedung Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan Lain
4	Standar peraturan lain yang berlaku di Indonesia	

3.5. *Software* yang Digunakan

Perancangan Ulang Gedung Direktorat 8 Lantai Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Semarang ini menggunakan *Software* ETABSv21.1.1. dalam permodelan struktur, analisis dan perancangannya.

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1. Mutu Bahan Struktur

Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) dibangun dengan menggunakan bahan-bahan struktural dan mutu sebagai berikut :

- 1) Mutu Beton

Digunakan untuk pelat, kolom dan balok yaitu :

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

- 2) Mutu Baja Tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa } (D \geq 10\text{mm})$$

$$f_y = 280 \text{ MPa } (P \leq 10\text{mm})$$

4.2. Pra Dimensi

4.2.1. Pra Dimensi Elemen Struktur

- 1) Balok

Pra dimensi balok dapat ditentukan menggunakan SNI 2847-2019 Tabel 9.3.1.1. Oleh sebab itu, didapatkan ukuran balok sebagai berikut :

$$- B1 \ H_{\min} = \frac{L1}{16} = \frac{6000}{16} = 375 \text{ mm}$$

$$- B1 \ B_{\min} = 0,5 \ H = 187,5 \text{ mm}$$

- 2) Kolom

Untuk menentukan dimensi kolom menggunakan persamaan

$$b < h \dots\dots\dots(4.1)$$

$$b > 300 \text{ mm} \dots\dots\dots(4.2)$$

$$b / l \dots\dots\dots(4.3)$$

Menggunakan Metode *Tributary Area* untuk mendapatkan beban total yang ditempatkan pada kolom. Dengan metode ini, P dapat dihitung dengan cara mengalikan beban per meter persegi yang bekerja diatas kolom yang menggunakan *Tributary Area* paling besar dengan luas daerah pengaruh dalam meter persegi. Sehingga beban

aksial tidak hanya ditanggung oleh kolom, maka penulis berani mengambil *preliminary* (Bambang Budiono, 2017) :

$$A_g \geq \frac{P}{0,4 F_c'} \quad (4.4)$$

Efek kelangsingan pada komponen struktur tekan yang tidak terkekang lateral dapat diabaikan sesuai dengan SNI 2847-2019 Pasal 6.2.5 jika :

$$k \times \frac{l_u}{r} \leq 22 \quad (4.5)$$

Keterangan :

k = Faktor panjang tekuk (jepit-jepit = 0,65)

l_u = Tinggi kolom

r = Radius giransi penampang komponen struktur kolom

3) Pelat

Ketebalan minimum balok non prategang atau pelat dua arah ditetapkan sesuai Tabel 8.3.1.1 SNI 2847 – 2019 sebagai berikut :

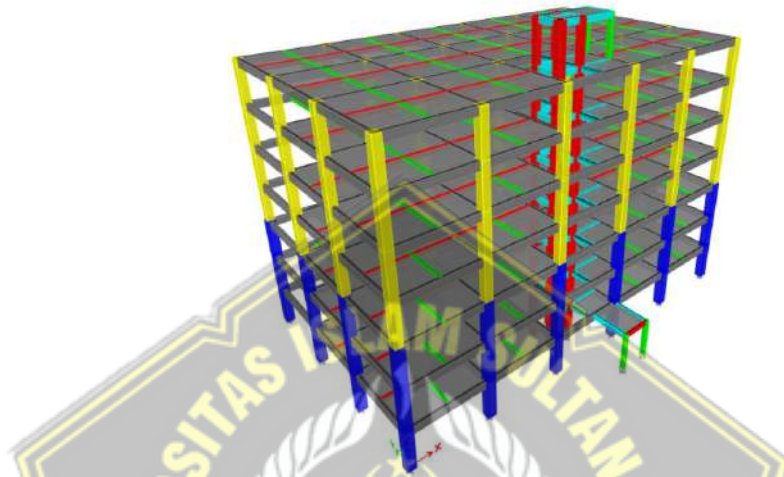
Tabel 4.1 Tebal Minimum Pelat Dua Arah

f_y , MPa ^[2]	Tanpa drop panel ^[3]		Dengan drop panel ^[3]			
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

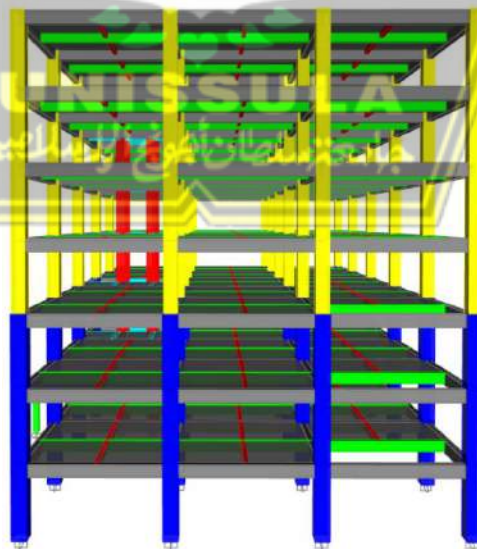
Ketebalan pelat keseluruhan h tidak boleh kurang dari batasan Tabel 4.1 untuk pelat non – prategang tanpa balok interior yang merentang di antara tumpuan pada semua sisi dengan rasio bentang panjang dan bentang pendek maksimum sebesar 2.

4.3. Permodelan Struktur

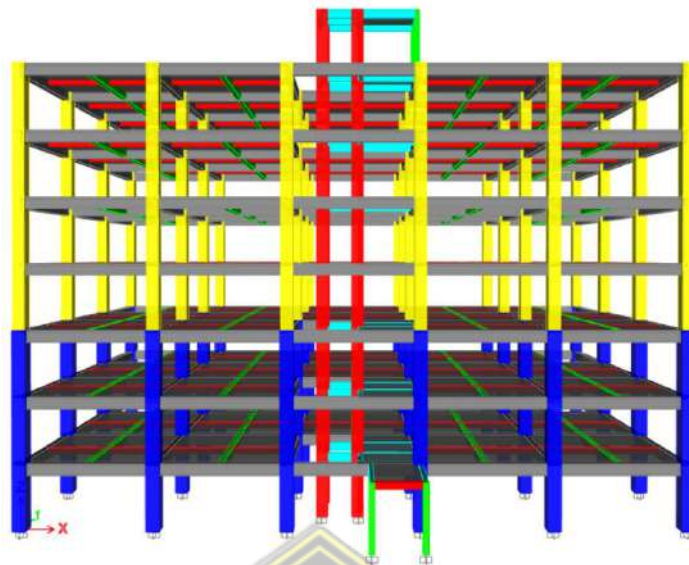
Permodelan struktur dibuat dengan menggunakan *Software* ETABS v.21.0.0. Untuk mutu beton yang digunakan pada permodelan struktur ialah f'_c 30 MPa dan mutu semua jenis baja tulangan menggunakan $f_y = 420$ MPa



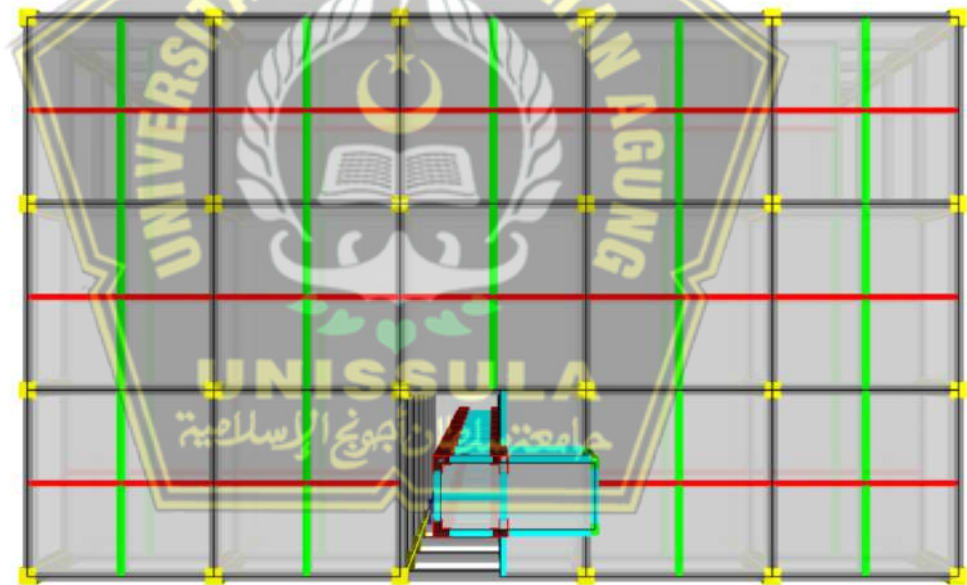
Gambar 4.1 Permodelan 3D Struktur menggunakan ETABS



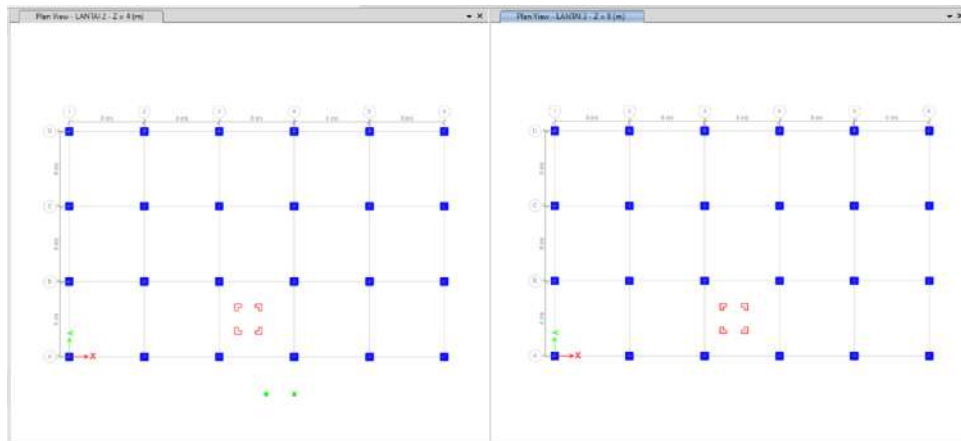
Gambar 4.2 Permodelan 3D Tampak Samping Struktur menggunakan ETABS



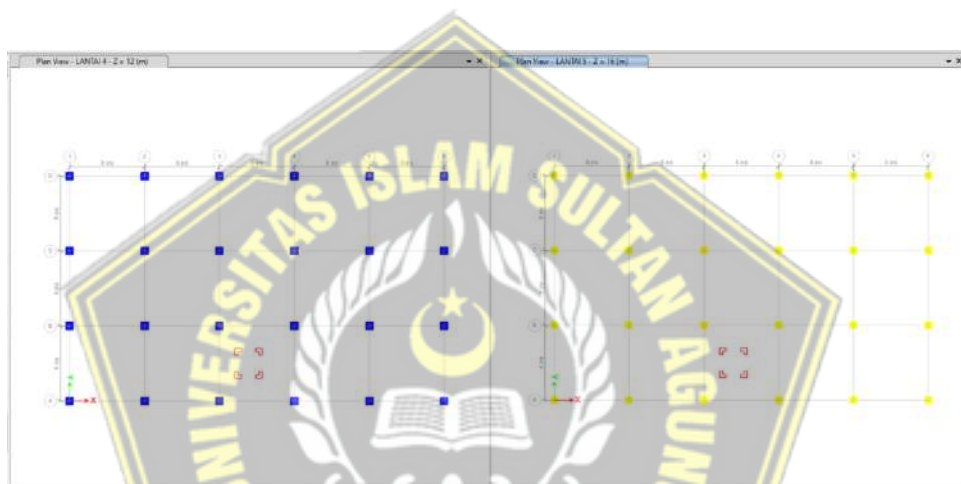
Gambar 4.3 Permodelan 3D Tampak Depan Struktur menggunakan ETABS



Gambar 4.4 Permodelan 3D Tampak Atas Struktur menggunakan ETABS



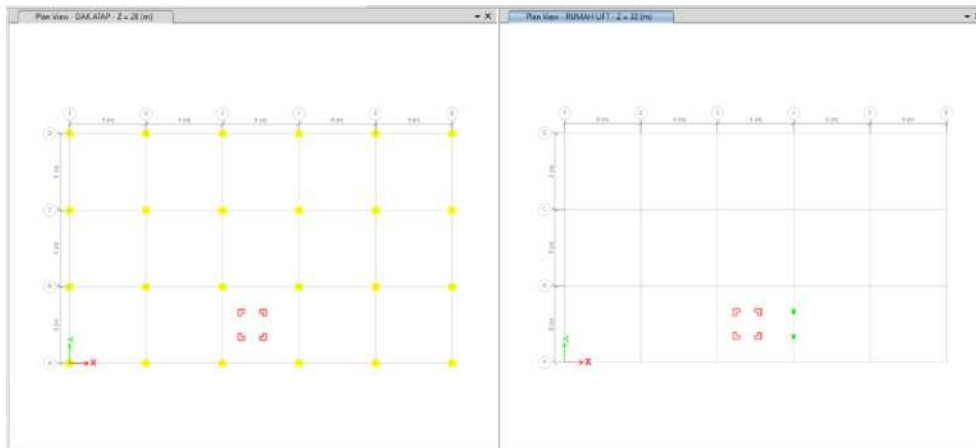
Gambar 4.5 Denah Kolom Lantai 2 dan Lantai 3



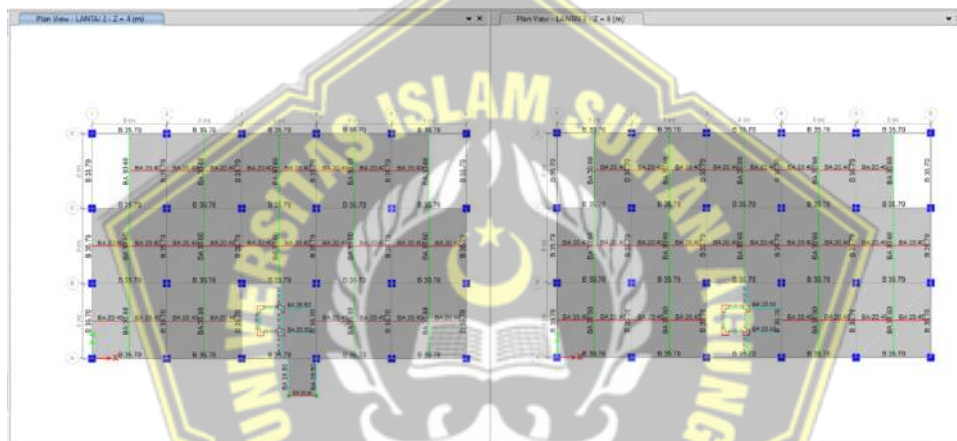
Gambar 4.6 Denah Kolom Lantai 4 dan Lantai 5



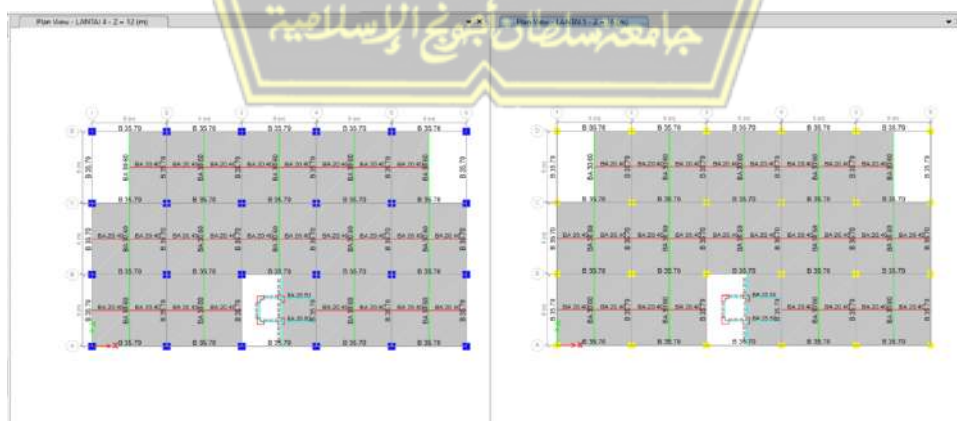
Gambar 4.7 Denah Kolom Lantai 6 dan Lantai 7



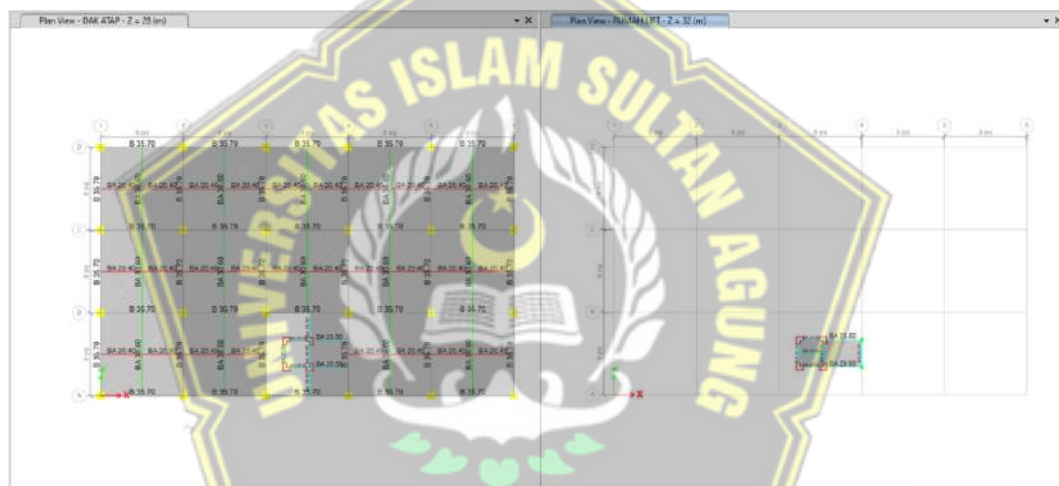
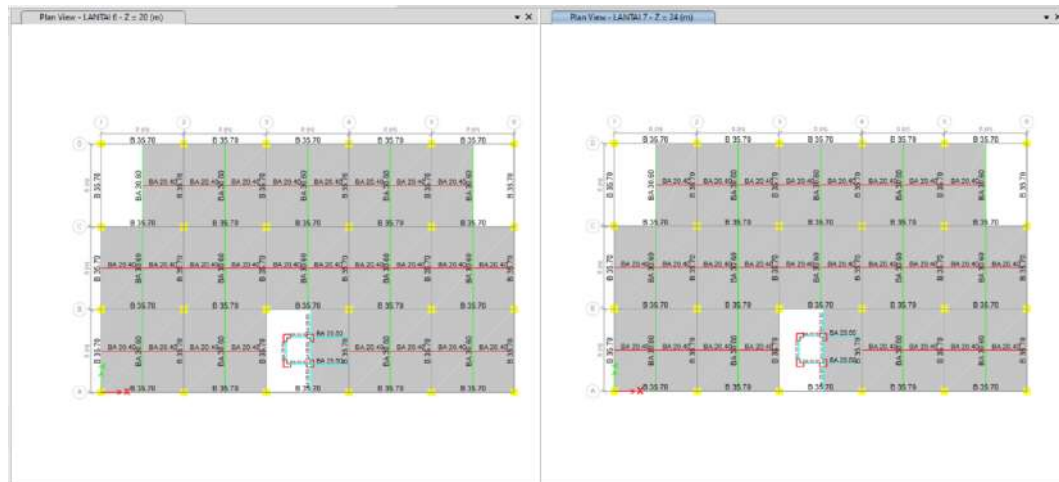
Gambar 4.8 Denah Kolom Lantai 8 (DAK ATAP) dan Rumah Lift



Gambar 4.9 Denah Balok Lantai 2 dan Lantai 3



Gambar 4.10 Denah Balok Lantai 4 dan Lantai 5



Dalam perancangan sebuah struktur maka beban-beban yang kemungkinan akan terjadi dalam perhitungan pembebanan biasanya sudah ada beban yang menjadi standar dari Persyaratan beban minimum di SNI-1727-2020.

a. Beban Mati

Beban mati sendiri merupakan beban yang tidak dapat dipisahkan dari bangunan itu sendiri, sehingga dapat menjadi acuan dalam menentukan spesifikasi yang diperlukan sesuai dengan aturan SNI-1727-2020

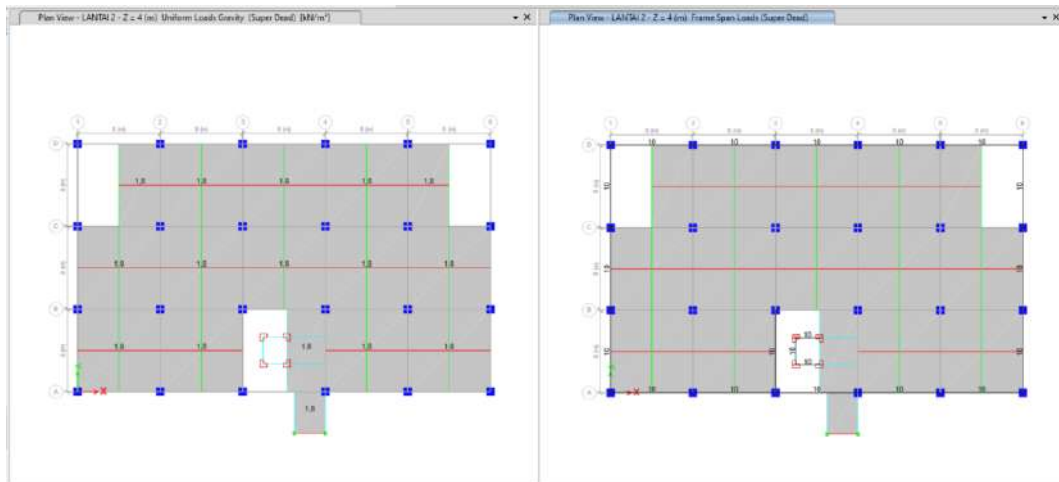
Tabel 4.2 Persyaratan Beban Minimum

NO	Jenis	Berat	Satuan
1	Beton Bertulang	24	kN/m ³
2	Beton Polos	22	kN/m ³
3	Dinding pasangan bata ½ batu	2,5	kN/m ²
4	<i>Curtain wall</i> kaca + rangka	0,6	kN/m ²
5	Keramik + <i>Finishing</i> Lantai	1,1	kN/m ²
6	Mekanikal, Elektrikal dan <i>Plumbing</i> (MEP)	0,5	kN/m ²
7	Plafon + Penggantung	0,2	kN/m ²

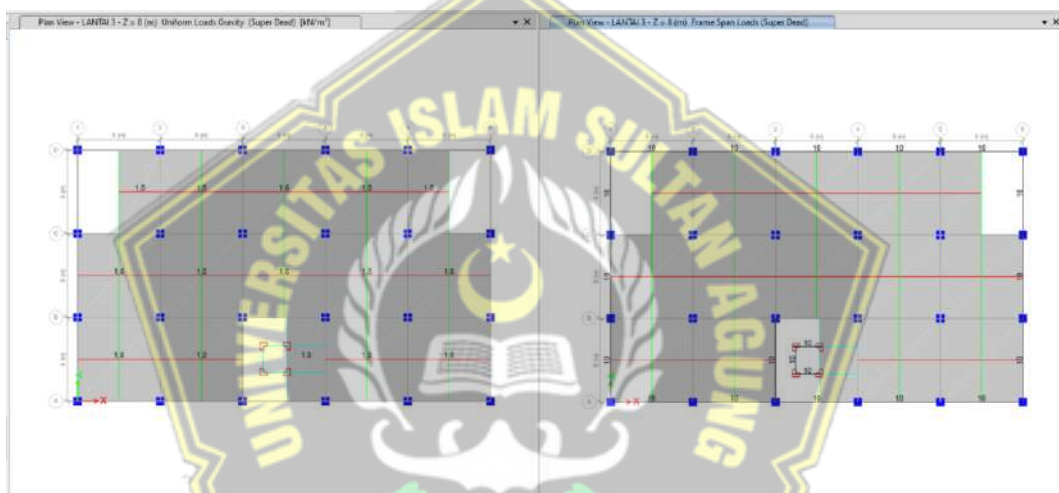
a) Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal Pelat} &= 130 \text{ mm} = 0,130 \text{ m} \\
 \text{Tebal keramik + } \textit{Finishing} \text{ lantai} &= 5 \text{ cm} = 0,05 \text{ m} \\
 \text{Berat keramik + } \textit{Finishing} \text{ lantai} &= \text{Tebal} \times \text{Beton polos} \\
 &= 0,05 \times 22 = 1,1 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Berat plafond} &= 0,2 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Berat MEP} &= 0,5 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Total beban mati} &= 1,8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

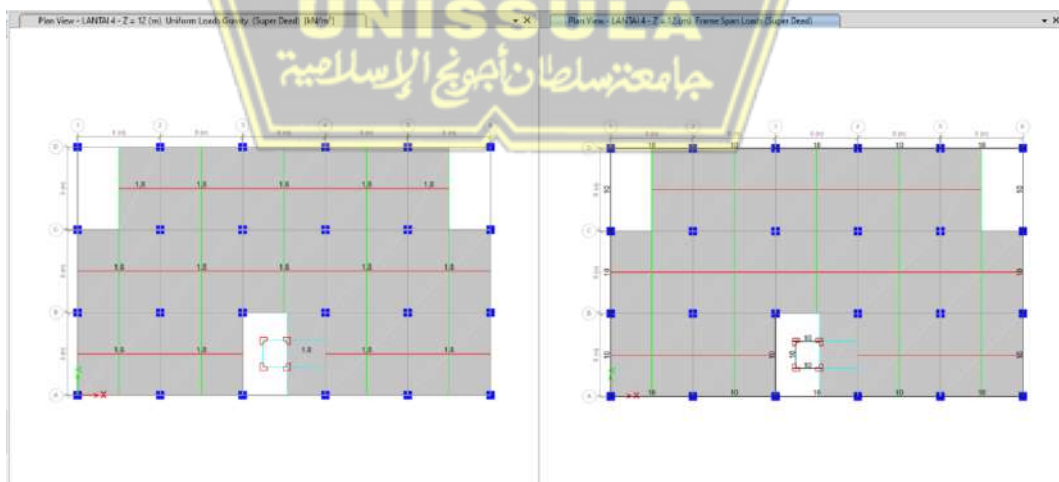
$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati dinding permanen} &= \text{pasangan bata } \frac{1}{2} \text{ batu} \\
 \text{Tinggi dinding} &= 4 \text{ m} \\
 \text{Berat dinding} &= 2,5 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Total beban mati} &= 4 \times 2,5 \\
 &= 10 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$



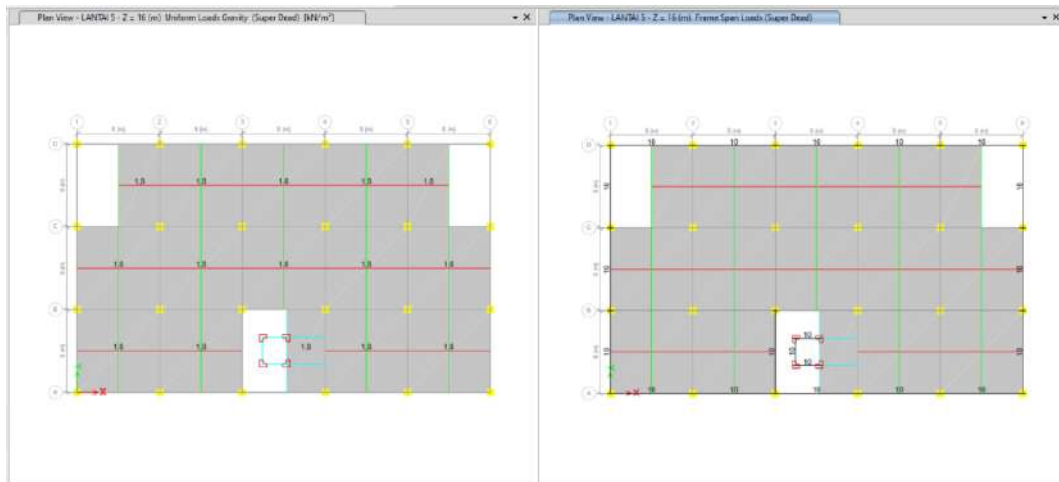
Gambar 4.13 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 2



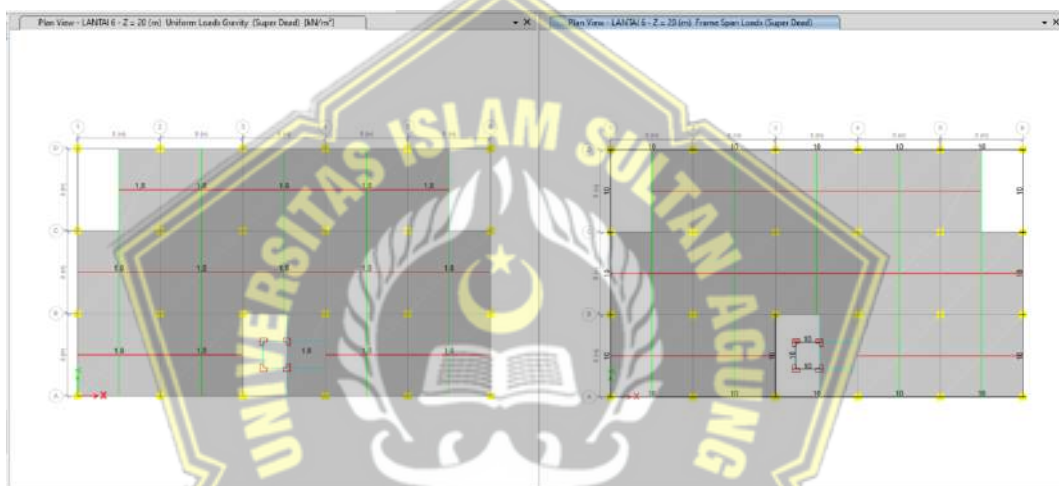
Gambar 4.14 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 3



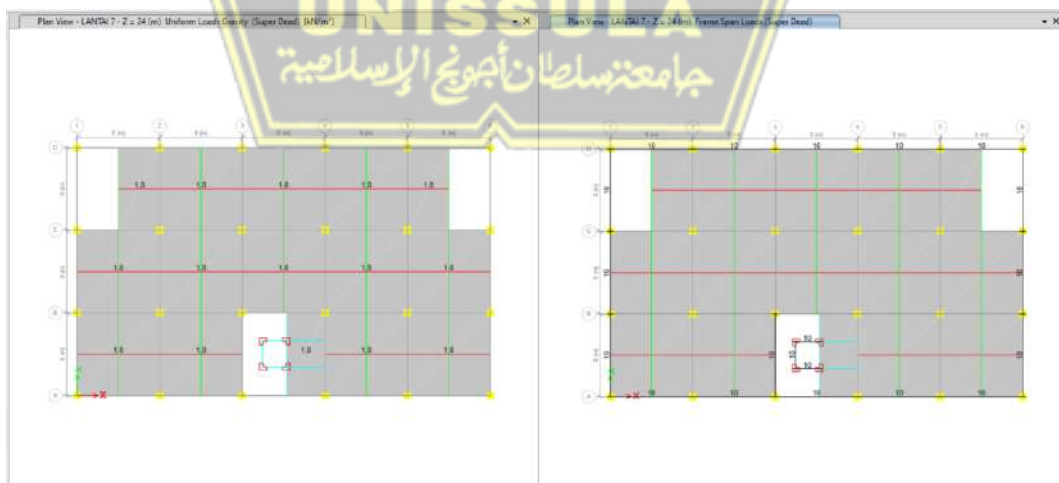
Gambar 4.15 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 4



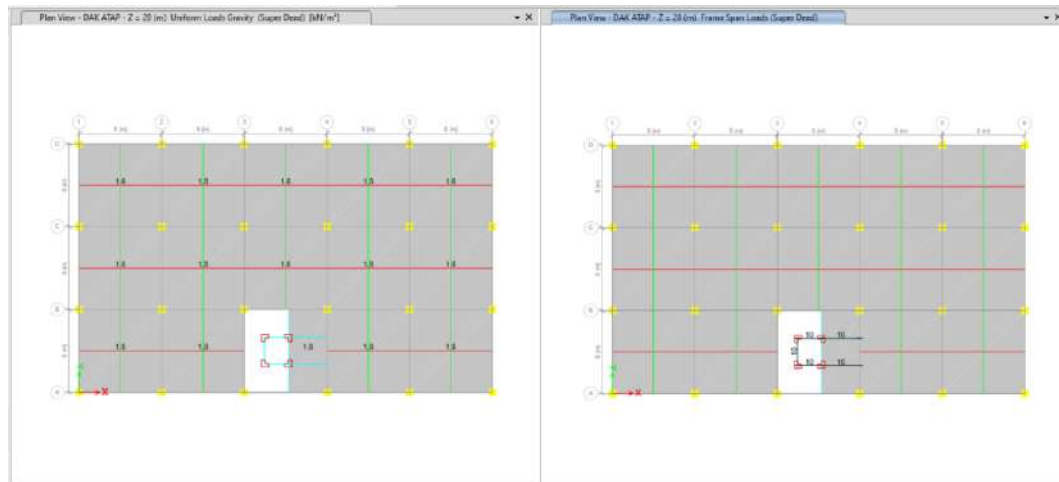
Gambar 4.16 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 5



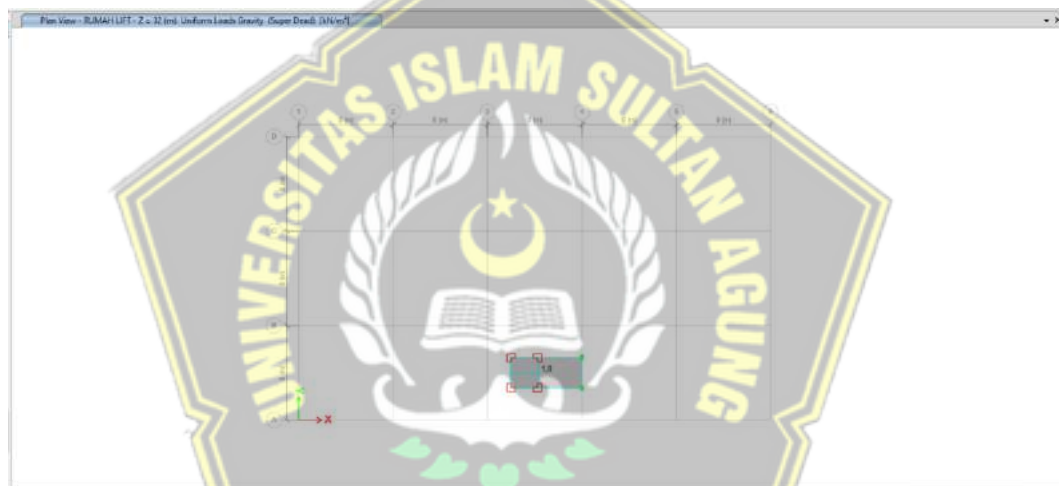
Gambar 4.17 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 6



Gambar 4.18 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 7



Gambar 4.19 Input Beban Mati dan Beban Dinding Lantai 8

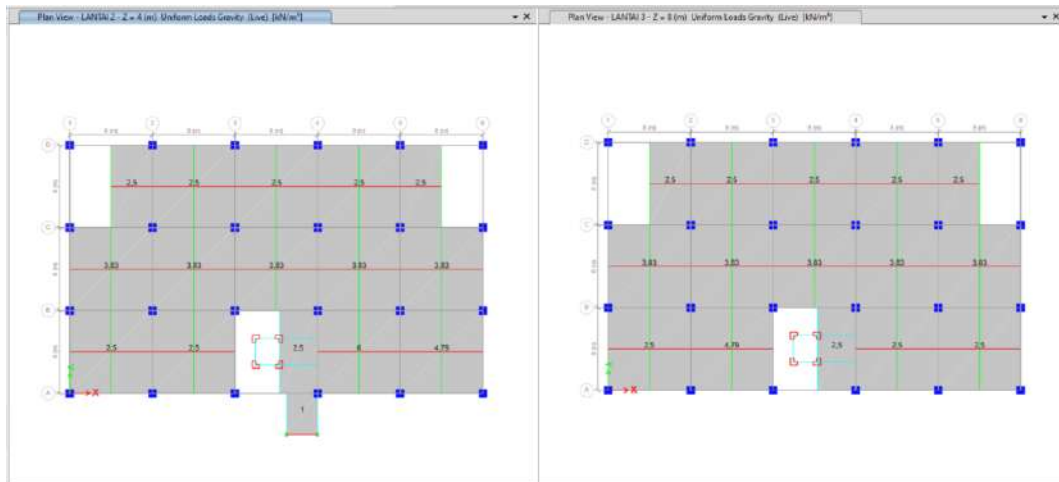


Gambar 4.20 Input Beban Mati Rumah Lift

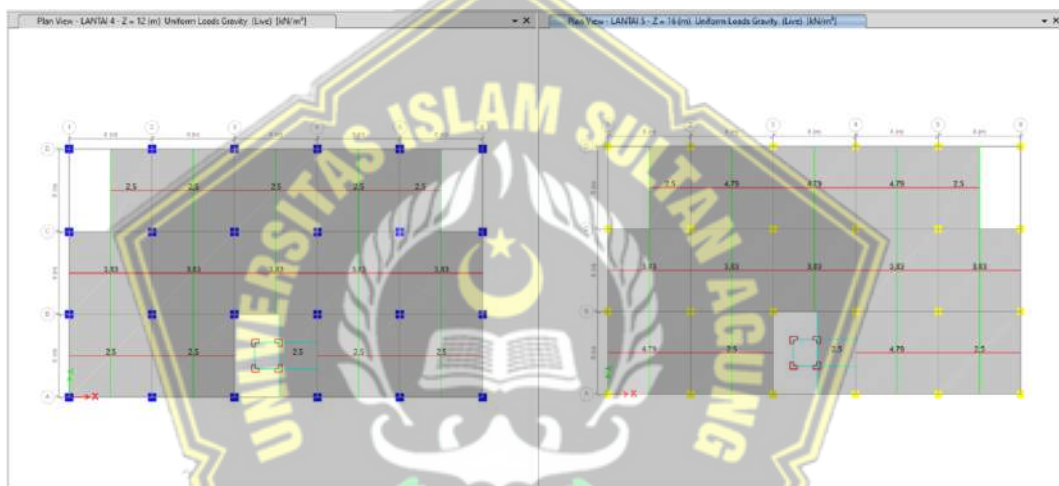
b. Beban Hidup

Beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghuni atau penggunaan suatu gedung, dan termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah.

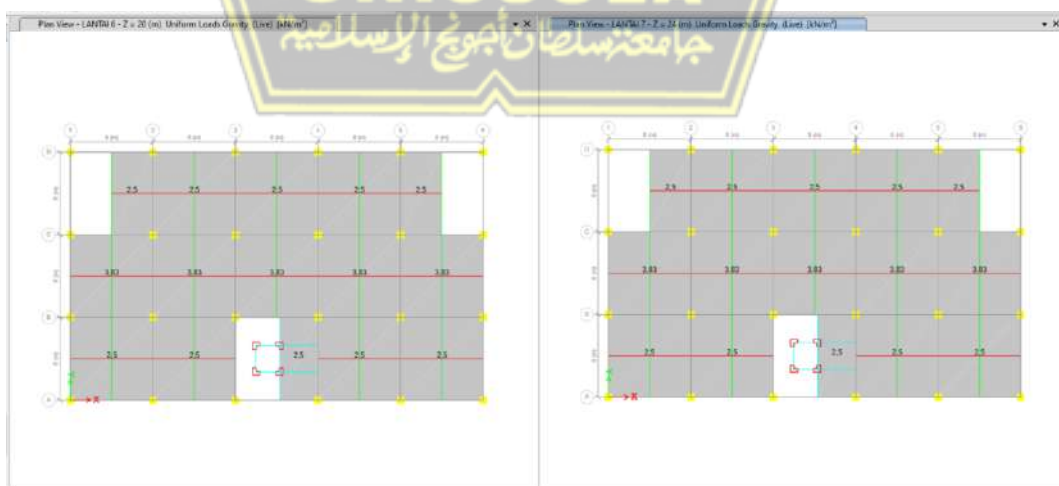
Beban hidup perkantoran	= 2,5 kN/m ²
Beban hidup atap	= 1 kN/m ²
Beban hidup koridor diatas lantai pertama	= 3,83 kN/m ²
Beban hidup ruang arsip (gudang penyimpanan)	= 6 kN/m ²
Beban hidup ruang rapat	= 4,79 kN/m ²



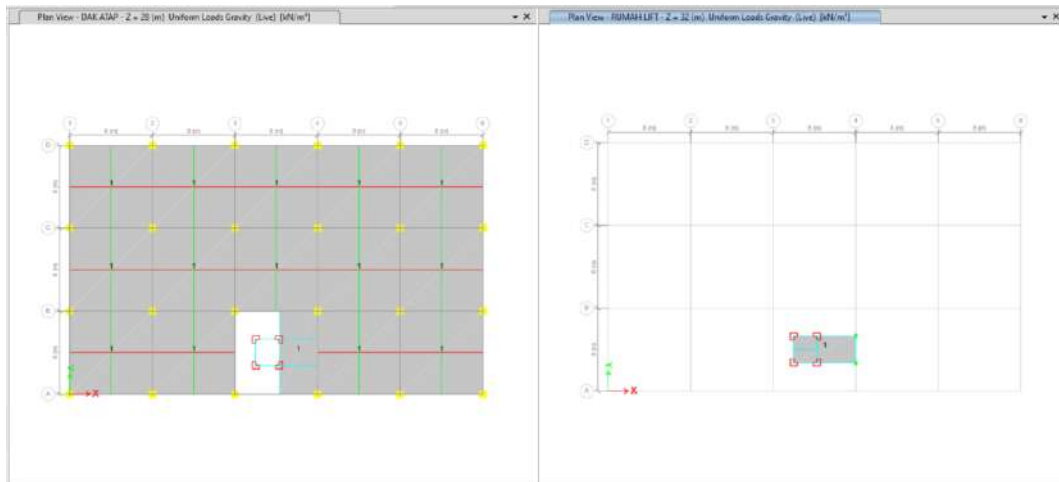
Gambar 4.21 Input Beban Hidup Lantai 2 dan Lantai 3



Gambar 4.22 Input Beban Hidup Lantai 4 dan Lantai 5



Gambar 4.23 Input Beban Hidup Lantai 6 dan Lantai 7



Gambar 4.24 Input Beban Hidup Lantai 8 (dak atap) dan Lantai Rumah Lift

c. Beban Per Lantai

Tabel 4.3 Rekapitulasi Beban Tiap Lantai

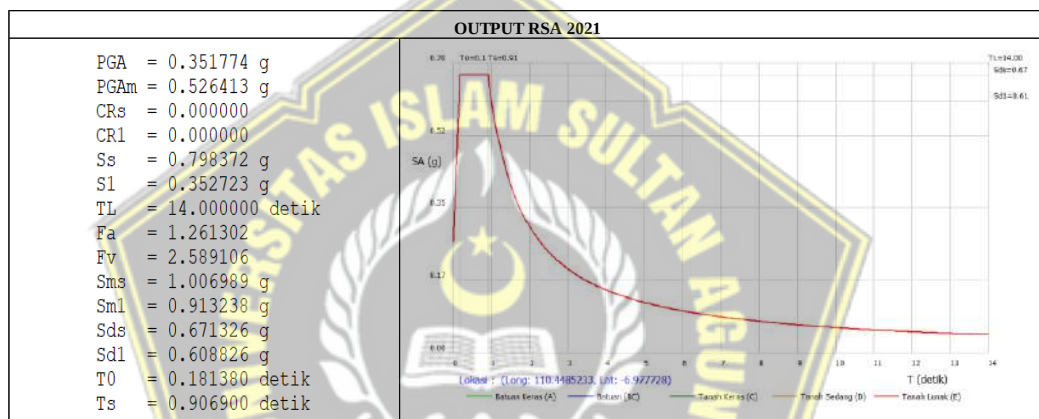
Lantai	Massa	Massa
	(kg)	(kN)
DAK	794995,7	7790,958
LANTAI 7	956033,1	9369,125
LANTAI 6	956033,1	9369,125
LANTAI 5	974714,3	9552,2
LANTAI 4	969756,3	9503,612
LANTAI 3	989332,6	9695,459
LANTAI 2	1005126	9850,234
TOTAL	6645991	65130,71

4.4.2. Pembebanan Gempa pada Struktur

Beberapa beban gempa yang diterapkan pada struktur bangunan ditentukan oleh aturan, standar atau statistik yang menjadi patokan besaran beban yang dikenakan. SNI 1726- 2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung, adalah seperangkat aturan, metrik, atau data yang digunakan dalam perhitungan ketahanan gempa.

Tingkat gempa menggunakan kategori gempa parah yaitu gempa bumi yang periode ulangnya 2500 tahun ($TR = 2500$ tahun) atau gempa yang kemungkinan terjadi selama periode desain bangunan 50 tahun adalah 2% ($RN = 2\%$) sehingga struktur bangunan dapat mengalami kerusakan struktural yang parah jika terjadi gempa bumi besar, namun harus tetap berdiri dan tidak runtuh untuk mencegah terjadinya korban jiwa (SNI 1726:2019).

Program ETABS V.20.1. digunakan untuk melakukan analisis ini. Parameter yang digunakan dalam analisis respon spektra diperoleh dari data aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia 2021 PuSGeN, DBTPP, Ditjen Cipta Karya, Kementerian PUPR sesuai dengan koordinat lokasi yang diambil berada dikota Semarang.



Gambar 4.25 Spektral Percepatan RSA2021

Dari data aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia 2021 PuSGeN, DBTPP, Ditjen Cipta Karya, Kementerian PUPR diatas sudah didapatkan nilai nilai koefisien yang dibutuhkan. Untuk perhitungan yang lebih akurat dilakukan juga perhitungan dengan metode manual menggunakan excel

a. Kategori Kelas Situs Tanah

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasi sebagai situs SA, SB, SC, SD, SE Atau SF yang mengikut pada penentuan jenis tanah yang dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.4 Kelas Situs Tanah

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

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

Tabel 4.5 Data Tanah

NO	Kedalaman (m)	Tebal d_i	NSPT	Σd_i (m)	$d_i/NSPT$	$\Sigma(d_i/NSPT)$	N'
1	0,00	0	0	45	0,00	4,103	10,968
2	2,50	2,5	7		0,36		
3	5,00	2,5	14		0,18		
4	7,50	2,5	10		0,25		
5	10,00	2,5	10		0,25		
6	12,50	2,5	3		0,83		
7	15,00	2,5	5		0,50		
8	17,50	2,5	6		0,42		
9	20,00	2,5	8		0,31		
10	22,50	2,5	12		0,21		
11	25,00	2,5	15		0,17		
12	27,50	2,5	19		0,13		
13	30,00	2,5	24		0,10		
14	32,50	2,5	34		0,07		
15	35,00	2,5	34		0,07		
16	37,50	2,5	37		0,07		
17	40,00	2,5	39		0,06		
18	42,50	2,5	42		0,06		
19	45,00	2,5	45		0,06		

Berdasarkan hasil analisis dari tabel data tanah diatas, didapatkan hasil nilai NSPT rata-rata 10,968 atau kurang dari 15 sehingga termasuk pada kelas situs tanah lunak atau SE.

b. Koefisien-koefisien situs dan paramater-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER)

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu Faktor Amplifikasi Seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor Amplifikasi meliputi Faktor Amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan Faktor Amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan persamaan (4,6) dan persamaan (4.7)

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (4.6)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (4.7)$$

Dengan :

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek;

S_1 = Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1,0 detik.

Dalam penentuan faktor –faktor diatas bisa ditentukan melalui tabel 4.6

Tabel 4.6 Parameter Respon Spektral

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

Catatan :

Untuk nilai antara S_s dengan F_a dapat dilakukan dengan interpolasi linier.

Tabel 4.7 Interpolasi Linier

S_s	F_a
0.75	1.3
1	1.1
0.7984	1.2613024

Dari hasil interpolasi linier antara nilai S_s dengan F_a didapatkan nilai $F_a = 1,261$

Tabel 4.8 Parameter Respon Spektral

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s = 0,5$	$S_s \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

Catatan :

Untuk nilai antara S_1 dengan F_v dapat dilakukan dengan interpolasi linier.

Tabel 4.9 Interpolasi Linier

S_1	F_v
0.3	2.8
0.4	2.4
0.3527	2.589108

Dari hasil interpolasi linier antara nilai S_1 dengan F_v didapatkan nilai $F_v = 2,589$

c. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} , Harus ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{DS} = \frac{2}{3} F_a \times S_s = \frac{2}{3} 1,261 \times 0,798 = 0,617$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} F_v \times S = \frac{2}{3} 2,589 \times 0,352 = 0,609$$

d. Kategori Desain Seismik

Tabel 4.10 Kategori Desain Seismik

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

Berdasarkan tabel diatas, untuk kategori resiko I dan nilai SDS $0,5 \leq 0,617$. Struktur masuk ke kategori desain seismik D.

Tabel 4.11 Kategori Resiko

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DS} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DS} < 0,2$	C	D
$0,2 \leq S_{DS}$	D	D

Berdasarkan tabel diatas, untuk kategori resiko I dan nilai SD1 $0,2 \leq 0,609$. Struktur masuk ke kategori desain seismik D.

e. Spektrum Respons Desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada gambar diatas dan mengikuti ketentuan di bawah ini :

1. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan;

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

Contoh :

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

$$T_0 = 0,2 \frac{0,671}{0,609} = 0,181 \text{ detik}$$

$$T = 0,1814$$

Sehingga

$$S_a = 0,617 (0,4 + 0,6 \frac{0,181}{0,1814})$$

$$= 0,615 \text{ detik}$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain (S_a) sama dengan S_{DS} ;

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,671}{0,609} = 0,907$$

3. Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , respons spektral percepatan desain (S_a) diambil berdasarkan persamaan:

$$T = \frac{S_{D1}}{T} \quad (4.8)$$

Contoh Penjabaran :

$$S_{D1} = 0,671$$

$$T = 0,1814$$

Sehingga

$$S_a = \frac{0,671}{0,1814}$$

$$= 3,7 \text{ detik}$$

4. Untuk periode lebih besar dari T_L , respons spektral percepatan desain (S_a) diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (4.9)$$

Contoh Penjabaran :

$$S_{D1} = 0,671 \text{ detik}$$

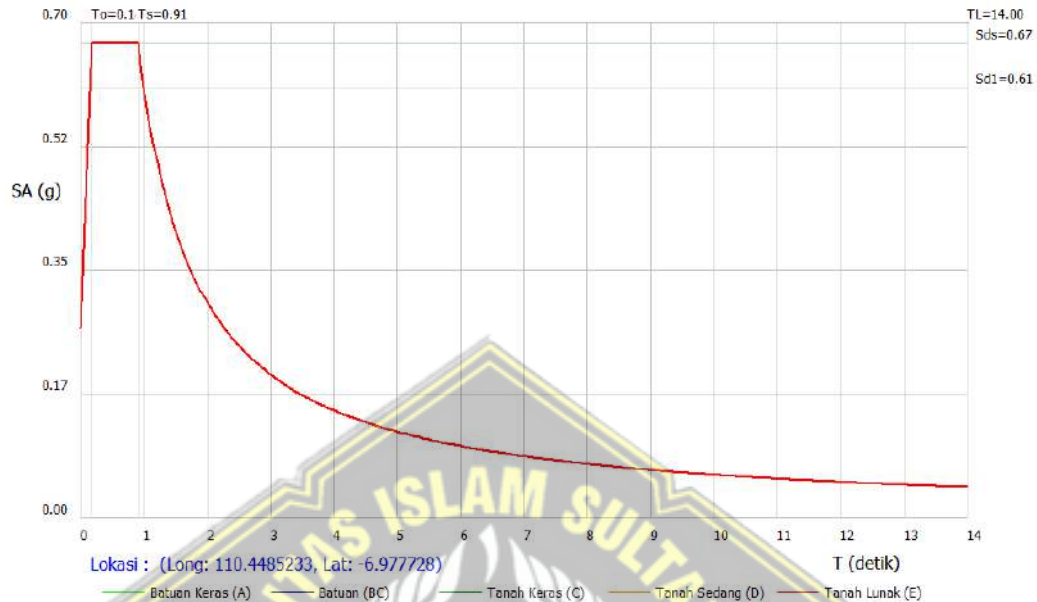
$$T = 0,1814 \text{ detik}$$

$$T_L = 11 \text{ detik}$$

Sehingga

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$$

$$= 0,056 \text{ detik}$$



Gambar 4.26 Respons Spektrum

f. Faktor R , Ω_0 dan C_d dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa

Semakin tinggi suatu bangunan, maka gaya lateral yang dihasilkan semakin besar. Oleh sebab itu, perlu adanya sistem penahan gaya gempa yang digunakan sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur. Terdapat beberapa faktor yang mempengaruhi sistem penahan gaya gempa yaitu koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat-lebih sistem (Ω_0) dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d).

Sistem penahan gaya gempa yang diterapkan pada Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum Semarang adalah sistem ganda yaitu kerja sama antara sistem rangka pemikul momen khusus dengan dinding geser yang mana sistem pemikul momen khusus harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik sedangkan 75% ditahan oleh dinding geser.

Berdasarkan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, untuk nilai R , Ω_0 dan C_d dalam Perancangan Sistem Penahan Gaya Gempa dan dari data

kategori desain seismik dengan nilai D maka digunakan data (TB) yaitu sistem dinding geser beton bertulang khusus, didapatkan :

1. Koefisien Modifikasi Respon (R) = 8
2. Faktor Pembesaran Defleksi (Ω_0) = 3
3. Faktor Kuat Lebih (C_d) = 5,5

g. Analisis Jumlah Ragam Getar Struktur

Tabel 4.12 Cek Periode Getar

Case	Mode	Period Sec.	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	1,123	0,002	0,996	0	0,002
Modal	2	1,101	0,053	0,004	0	0,144
Modal	3	1,02	0,149	0,001	0	0,85
Modal	4	0,35	0,004	0,933	0	0,003,
Modal	5	0,347	0,712	0,007	0	0,282
Modal	6	0,319	0,307	0	0	0,693
Modal	7	0,186	0,002	0,997	0	0,002
Modal	8	0,186	0,573	0,003	0	0,424
Modal	9	0,168	0,476	0	0	0,524
Modal	10	0,119	0,013	0,971	0	0,017
Modal	11	0,118	0,495	0,028	0	0,477
Modal	12	0,11	0,026	0,78	0	0,194

Permodelan 3 dimensi yang dilakukan minimal 3 derajat kebebasan terpenuhi terdiri dari dua arah translasi dan rotasi boleh terjadi pada Mode ke – 3 menurut Pasal 7.7.3 pada SNI 1726 – 2019. Berdasarkan hasil analisis ragam getar struktur dari Tabel 4.12 diatas, Mode 1 dan Mode 2 telah terjadi translasi pada Arah X dan Y sedangkan rotasi terjadi pada Mode 3. Dengan demikian, ragam getar bangunan telah memenuhi syarat SNI 1726-2019 Pasal 7.7.3.

Tabel diatas menjelaskan presentasi bahwa pada Mode 1 dominan translasi pada Arah Y sebesar 99% , Mode 2 dominan translasi pada Arah X sebesar 0,5%, dan Mode 3 rotasi sebesar 85%

h. Periode Getar Struktur

Periode Fundamental Struktur (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam analisis yang teruji. Periode Fundamental Struktur (T) tidak boleh melebihi hasil perkalian Koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan Feriode fundamental Pendekatan (T_a) yang ditentukan sesuai dengan jenis sistem struktur, percepatan periode 1 detik S_{D1} dan ketinggian bangunan (SNI 1726-2019 Pasal 7.8.2).

Tabel 4.13 Periode Fundamental Struktur

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

Untuk Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1} yang telah didapatkan yaitu 0,609. Dengan demikian untuk nilai koefisien C_u sesuai tabel diatas yaitu 1,4.

Tabel 4.14 Tipe Struktur

Tipe Struktur	C_t	x
Sisitem rangka pemikul moemen di mana rangka memikul 100% gaya seisimik yang di syaratkan dan tidak melingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismic :		
• Rangka Baja pemikul momen • Rangka beton pemikul momen	0,0724	0,8
	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua system struktur lainnya	0,0488	0,75

Tipe Struktur yang digunakan Gedung 8 Lantai Direktorat PUPR Semarang adalah Sistem Ganda. Berdasarkan Tabel 4.14, hasil yang diperoleh yaitu :

a. Tipe Struktur = Semua sistem struktur lainnya

b. $C_t = 0,0466$

c. $x = 0,9$

1. Penentuan Batas Bawah Periode Getar Struktur

$$T_a \text{ min} = C_t \times h^x$$

Keterangan :

$T_a \text{ min}$ = Periode Batas Bawah (s)

C_t = Koefisien Batas Bawah

h = Ketinggian Total Struktur (m)

x = Koefisien Tipikal Struktur

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 T_a \text{ min} &= 0,0466 \times 32^{0,9} \\
 &= 1.054 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

2. Penentuan Batas Atas Periode Getar Struktur

$$T_a \text{ maks} = C_u \times T_a$$

Keterangan :

$T_a \text{ maks}$ = Periode Batas Atas (s)

C_u = Koefisien Batas Atas

T_a = Periode Batas Bawah (s)

Sehingga :

$$\begin{aligned} T_a \text{ maks} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 1.054 \\ &= 1.475,6 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dengan demikian untuk nilai Periode Getar dapat dilihat pada Tabel 4.15

Tabel 4.15 Cek Periode Getar

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	1.123	0.89	5.5928	31.2793
Modal	2	1.101	0.908	5.7073	32.5728
Modal	3	1.02	0.98	6.1598	37.9432
Modal	4	0.35	2.854	17.9333	321.6038
Modal	5	0.347	2.886	18.1307	328.7234
Modal	6	0.319	3.135	19.6997	388.0783
Modal	7	0.186	5.364	33.7016	1135.798
Modal	8	0.186	5.378	33.7932	1141.981
Modal	9	0.168	5.957	37.4264	1400.738
Modal	10	0.119	8.404	52.8053	2788.398
Modal	11	0.118	8.461	53.1619	2826.189
Modal	12	0.11	9.078	57.0387	3253.418
Modal	13	0.105	9.511	59.7594	3571.18
Modal	14	0.085	11.827	74.3092	5521.862
Modal	15	0.083	12.004	75.4262	5689.116
Modal	16	0.077	13.07	82.1183	6743.41
Modal	17	0.073	13.611	85.5235	7314.262
Modal	18	0.064	15.539	97.6346	9532.508

(Berlanjut)

Tabel 4.15 Cek Periode Getar (lanjutan)

Modal	19	0.064	15.679	98.5125	9704.704
Modal	20	0.057	17.412	109.4031	11969.04
Modal	21	0.056	17.767	111.6317	12461.64
Modal	22	0.054	18.372	115.4319	13324.53
Modal	23	0.052	19.339	121.5117	14765.09
Modal	24	0.05	19.998	125.6511	15788.2
Modal	25	0.047	21.481	134.9674	18216.19
Modal	26	0.045	22.311	140.1851	19651.85
Modal	27	0.038	26.17	164.4308	27037.49
Modal	28	0.029	34.19	214.8235	46149.16
Modal	29	0.029	34.694	217.9915	47520.28
Modal	30	0.029	35.067	220.3318	48546.12
Modal	31	0.028	35.575	223.522	49962.1
Modal	32	0.028	35.843	225.2099	50719.49
Modal	33	0.028	36.326	228.2426	52094.7
Modal	34	0.027	37.677	236.7312	56041.67
Modal	35	0.026	38.119	239.5102	57365.13
Modal	36	0.026	38.536	242.1264	58625.17
Modal	37	0.025	40.489	254.3968	64717.74
Modal	38	0.024	40.874	256.8217	65957.37
Modal	39	0.023	43.399	272.6853	74357.29
Modal	40	0.023	43.729	274.7557	75490.68
Modal	41	0.021	46.995	295.2793	87189.89
Modal	42	0.021	48.257	303.205	91933.27
Modal	43	0.021	48.551	305.058	93060.36
Modal	44	0.021	48.704	306.0142	93644.71
Modal	45	0.02	49.791	312.8472	97873.37
Modal	46	0.02	50.062	314.5457	98939.01
Modal	47	0.02	50.226	315.5823	99592.2
Modal	48	0.019	51.488	323.5111	104659.4
Modal	49	0.019	52.179	327.85	107485.6
Modal	50	0.019	53.479	336.0208	112910
Modal	51	0.019	53.593	336.7347	113390.2
Modal	52	0.018	54.32	341.3001	116485.8
Modal	53	0.018	55.502	348.7268	121610.4
Modal	54	0.015	68.809	432.3396	186917.6
Modal	55	0.014	71.529	449.4308	201988
Modal	56	0.014	71.646	450.1665	202649.9
Modal	57	0.014	72.36	454.6522	206708.6
Modal	58	0.014	72.438	455.1436	207155.7
Modal	59	0.013	74.674	469.192	220141.1

Tabel 4.15 Cek Periode Getar (lanjutan)

Modal	60	0.013	74.848	470.2813	221164.5
Modal	61	0.013	79.729	500.9529	250953.8
Modal	62	0.013	79.97	502.4663	252472.4
Modal	63	0.012	80.319	504.6588	254680.5
Modal	64	0.011	88.007	552.9666	305772.1
Modal	65	0.011	88.311	554.874	307885.1

Berdasarkan tabel diatas, didapatkan hasil sebagai berikut :

1. Periode Hasil Analisis Arah X ($T_{ct\ x}$) = 1.101 detik
2. Periode Hasil Analisis Arah Y ($T_{ct\ y}$) = 1.123 detik
3. Periode Pakai Arah X (T_x) = 1.101 detik
4. Periode Pakai Arah Y (T_y) = 1.123 detik

i. Partisipasi Massa Struktur

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi 100% dari massa struktur (SNI 1726 2019 pasal 7.9.1.1). Tabel 4.16 dibawah ini menunjukkan partisipasi massa ragam terkombinasi sudah mencapai 100% dari massa struktur.

Tabel 4.16 Partisipasi Massa Struktur

<i>Modal Loas Participation Ratios</i>				
<i>Case</i>	<i>Item Type</i>	<i>Item</i>	<i>Static %</i>	<i>Dynamic %</i>
Modal	<i>Acceleration</i>	<i>UX</i>	100	100
Modal	<i>Acceleration</i>	<i>UY</i>	100	100
Modal	<i>Acceleration</i>	<i>UZ</i>	0	0

Berdasarkan Tabel 4.16 Partisipasi Massa Struktur sudah mencapai 100% sehingga sudah memenuhi persyaratan yang disebutkan pada SNI 1726 2019 Pasal 7.9.1.1.

4.4.3. Gaya Lateral Ekuivalen

a. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Berdasarkan SNI 1726 2019 Pasal 7.8.1.1, koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.10)$$

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik desain

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

Diketahui,

$$S_{DS} = 0,609$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

Sehingga :

$$C_s = \frac{0,609}{\left(\frac{8}{1,0}\right)} = 0,084$$

1. Perhitungan C_s maks arah X

$$C_{smax\ x} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (4.11)$$

Keterangan :

$C_{smax\ x}$ = Koefisien respons seismik untuk arah X

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

T = Periode arah X yang digunakan $T \geq T_{min}$

Diketahui,

$$S_{DS} = 0,609 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned}
 R &= 8 \\
 I_e &= 1,0 \\
 T &= 1,101 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 C_{s \max x} &= \frac{0,609}{1,101 \left(\frac{8}{1,0} \right)} \\
 &= 0,069
 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil $C_{s \max x} \leq C_s \text{ desain}$, karena nilai C_s maks arah X lebih besar dari sama dengan C_s desain dengan demikian C_s arah X yang digunakan 0,069.

2. Perhitungan C_s maks arah Y

$$C_{s \max y} = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (4.12)$$

Keterangan :

$C_{s \max y}$ = Koefisien respons seismik untuk arah Y

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektral desain dalam rentang periode

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

T = Periode arah Y yang digunakan $T \geq T_{\min}$

Diketahui,

$$S_{DS} = 0,609 \text{ detik}$$

$$R = 8$$

$$I_e = 1,0$$

$$T = 1,123 \text{ detik}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 C_{s \max y} &= \frac{0,609}{1,123 \left(\frac{8}{1,0} \right)} \\
 &= 0,068
 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil $C_{s \max y} \leq C_s \text{ desain}$, karena nilai C_s maks arah Y lebih besar dari sama dengan C_s desain dengan demikian C_s arah Y yang digunakan 0,068.

3. Penentuan Nilai k

Interpolasi nilai k untuk arah x nilai perioda desain pada rentang $0,5 < T < 2,5$ adalah :

$$k = 0,5 < T < 2,5$$

$$k_x = 1.301$$

$$k_y = 1.312$$

b. Perhitungan Gaya Geser Desain Seismik

Gaya Geser Dasar Seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut (SNI 1726 2019 Pasal 7.8.1) :

$$V = C_s \times W \quad (4.13)$$

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif yang diperoleh dari perhitungan manula per Lantai

Tabel 4.17 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

Lantai	Massa	Massa
	(kg)	(kN)
DAK	794995.7	7790.958
LANTAI 7	956033.1	9369.125
LANTAI 6	956033.1	9369.125
LANTAI 5	974714.3	9552.2
LANTAI 4	969756.3	9503.612
LANTAI 3	989332.6	9695.459
LANTAI 2	1005126	9850.234
TOTAL	6645991	65130.71

Dari tabel diatas didapatkan hasil berat efektif bangunan yaitu sebesar 48034,16 kN Sehingga :

$$V_x = 0,069 \times 65130,71 = 4501,96 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,068 \times 65130,71 = 4413,76 \text{ Kn}$$

c. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat

Distribusi gaya gempa lateral (F) pada tiap lantai yang diatur pada SNI 1726 2019 Pasal 7.8.3 dengan rumus :

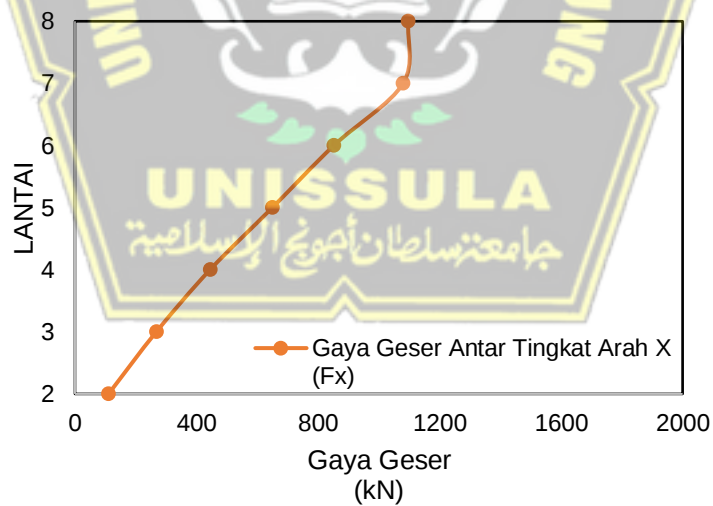
$$F = C_v \times V \text{ dan} \quad (4.14)$$

$$C_v = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (4.15)$$

1. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X

Tabel 4.18 Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah X

STATIK MANUAL								DINAMIK	PENSkalaan GAYA			Vdesain	Gaya Lateral Desain
ARAH X								ARAH X					
Lantai	h_i (m)	W_i (kN)	k	$W_i \cdot h_i^k$ (kN/m)	C_v	F_x $C_v \cdot V$	V_x	V_x	Skala Awal (x)	Koreksi skala (x)	Skala Baru (x)	V_x	F_x
8	28	7790.95825	1.301	593772.25	0.24374926	1097.348341	1097.34834	802.5959	1.226	1.252	1.535	1004.80245	1004.80
7	24	9369.12458		584337.467	0.23987619	1079.911952	2177.26029	1600.0138				2003.12235	998.32
6	20	9369.12458		460986.835	0.18923956	851.948097	3029.20839	2262.3825				2832.36866	829.25
5	16	9552.20034		351610.196	0.14433939	649.8095264	3679.01792	2807.1856				3514.42982	682.06
4	12	9503.61194		240637.831	0.09878416	444.7219026	4123.73982	3213.1153				4022.62972	508.20
3	8	9695.45909		144889.497	0.05947854	267.7697545	4391.50957	3483.8044				4361.51642	338.89
2	4	9850.23353		59762.0581	0.0245329	110.4460427	4501.95562	3595.9816				4501.95562	140.44
JUMLAH		65130.7123		2435996.13	1	4501.955616							

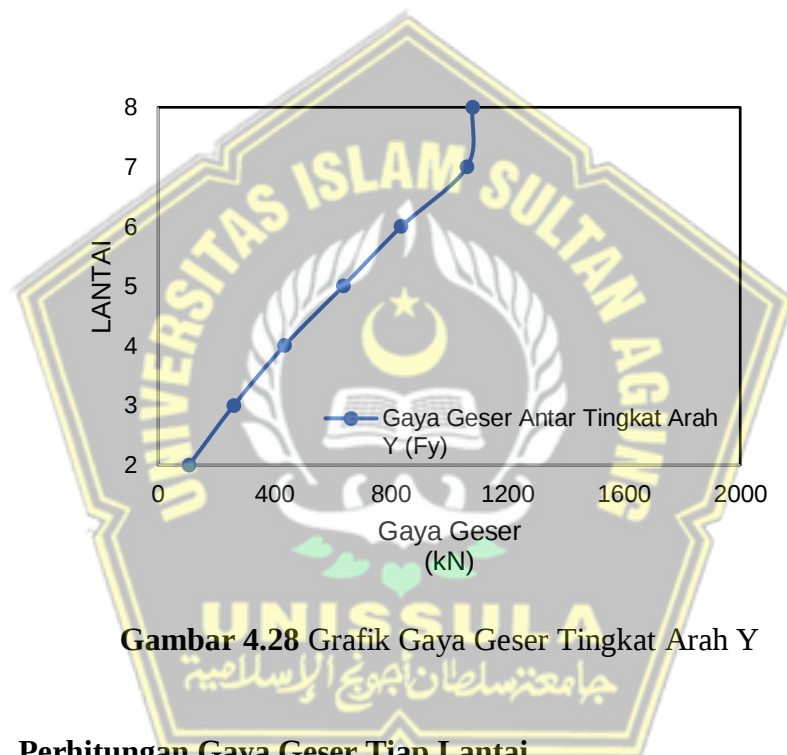


Gambar 4.27 Diagram Gaya Geser Antar Tingkat Arah X

2. Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y

Tabel 4.19 Perhitungan Gaya Geser Antar Tingkat Arah Y

STATIK MANUAL								DINAMIK	PENSkalaan Gaya			V _{desain}	Gaya Lateral Desain
ARAH Y								ARAH Y					
Lantai	h _i (m)	W _i (kN)	k	W _i *h _i ² (kN/m)	C _v	F _y C _v .V	V _y	V _y	Skala Awal (y)	Koreksi skala (y)	Skala Baru (y)	V _y	F _y
8	28	7790.95825	1.312	615940.321	0.24478747	1080.433301	1080.4333	836.3909	1.226	1.201	1.472	1004.248	1004.25
7	24	9369.12458		605126.34	0.24048977	1061.464279	2141.89758	1648.9593				1979.892	975.64
6	20	9369.12458		476430.825	0.1893435	835.7168896	2977.61447	2317.6025				2782.727	802.83
5	16	9552.20034		362498.972	0.14406462	635.8667352	3613.4812	2866.9234				3442.292	659.57
4	12	9503.61194		247306.14	0.0982846	433.8046719	4047.28588	3278.1632				3936.064	493.77
3	8	9695.45909		148241.874	0.0589144	260.0340514	4307.31993	3557.097				4270.978	334.91
2	4	9850.23353		60680.3679	0.02411564	106.4406534	4413.76058	3676.0143				4413.761	142.78
JUMLAH		65130.7123		2516224.84	1	4413.760581							



Gambar 4.28 Grafik Gaya Geser Tingkat Arah Y

d. Perhitungan Gaya Geser Tiap Lantai

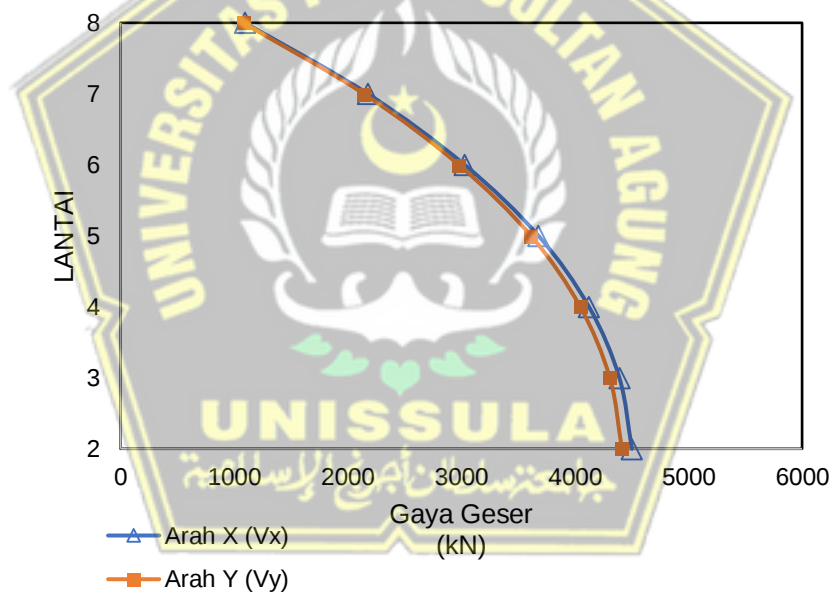
Gaya geser pada tiap- tiap lantai akibat beban gempa desain dapat dihitung sesuai SNI 1726 2019 Pasal 7.8.4 dengan menggunakan persamaan :

$$V_s = \sum_{i=x}^n F_i \quad (4.16)$$

Gaya geser merupakan komulatif dari penjumlahan gaya lateral ekivalen tiap lantai. Dengan hasil perhitungan yang dapat dilihat pada Tabel 4.20

Tabel 4.20 Rekapitulasi Gaya Geser Tiap Lantai

Gaya Geser Per Lantai				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	F_x	V_x	F_y	V_y
8	1097.348	1097.348	1080.433	1080.433
7	1079.912	2177.26	1061.464	2141.898
6	851.9481	3029.208	835.7169	2977.614
5	649.8095	3679.018	635.8667	3613.481
4	444.7219	4123.74	433.8047	4047.286
3	267.7698	4391.51	260.0341	4307.32
2	110.446	4501.956	106.4407	4413.761



Gambar 4.29 Gaya Geser Per Lantai

e. Penskalaan Gaya Terhadap Relasi Beban Gempa Statik – Dinamik

SNI 1726 2019 Pasal 7.9.1.4.1 menyatakan bahwa apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100 % dari gaya geser (V) yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/V_t , dimana V adalah gaya geser

dasar statik ekivalen dan V_t adalah gaya geser dasar yang didapatkan dari hasil analisis kombinasi ragam.

Berdasarkan pernyataan pasal tersebut, gaya gempa dinamik harus lebih besar atau sama dengan gaya gempa statik. Untuk perhitungan gaya gempa dinamik dilakukan dengan menggunakan hasil perhitungan dari input spektrum respon dinamik pada ETABS, sedangkan untuk perhitungan gaya gempa statik dilakukan dengan perhitungan manual pada Tabel 4.21.

Tabel 4.21 Perhitungan Gempa Statik

Lantai	Vstatik		Vdinamik	
	Vx	Vy	Vx	Vy
8	1097.348	1080.433	802.6	836.4
7	2177.26	2141.898	1600.0	1649.0
6	3029.208	2977.614	2262.4	2317.6
5	3679.018	3613.481	2807.2	2866.9
4	4123.74	4047.286	3213.1	3278.2
3	4391.51	4307.32	3483.8	3557.1
2	4501.956	4413.761	3596.0	3676.0

Dari Tabel 4.21 diatas dapat dilihat bahwa Gaya Geser Gempa Dinamik masih lebih kecil dari gaya geser gempa Statik, dengan demikian perlu dilakukan penskalaan gaya untuk memperoleh skala baru agar Gaya Geser Gempa Dinamik 100% Gaya Geser Gempa Statik.

1. Perhitungan Skala Awal

Untuk perhitungan skala awal digunakan persamaan

$$Scale\ Factor = \frac{g \times l_e}{R} \quad (4.17)$$

Keterangan :

g = Percepatan gravitasi ($9,8 \text{ m/s}^2$)

l_e = Faktor keutamaan gempa (1)

R = Koefisien modifikasi respons (8)

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor} &= \frac{9,81 \times 1}{7} \\ &= 1,226 \end{aligned}$$

Hasil dari skala awal yang sudah digunakan untuk arah X dan Y.

2. Perhitungan Koreksi Skala

Untuk perhitungan koreksi skala digunakan persamaan :

$$\text{Scale Factor Correction} = \frac{V}{V_t} \quad (4.18)$$

Keterangan :

V = Gaya geser dasar statik ekivalen

V_t = Gaya geser dasar dinamik

a. Perhitungan koreksi skala arah X

Diketahui :

V = Gaya geser dasar statik lantai 2 sebesar 4501.956 kN

V_t = Gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar 3596.0 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction X} &= \frac{V}{V_t} \\ &= 1,252 \end{aligned}$$

b. Perhitungan koreksi skala arah Y

Diketahui :

V = Gaya geser dasar statik lantai 2 sebesar 4413.761 kN

V_t = Gaya geser dasar dinamik lantai 2 sebesar 3676.0 kN

Sehingga :

$$\begin{aligned} \text{Scale Factor Correction Y} &= \frac{V}{V_t} \\ &= 1,201 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Skala Baru

Untuk perhitungan skala baru digunakan persamaan :

$$\text{Scale Factor Correction} = \text{Scale Factor} \frac{V}{V_1} \quad (4.19)$$

Keterangan :

Scale Factor = Skala awal

V = Gaya geser dasar static ekuivalen

V_t = Gaya geser dasar dinamik

a. Perhitungan skala baru arah X

Diketahui :

Scale Factor = 1,252

V = 4501.956 kN

V_t = 3596.0 kN

Sehingga :

$$\text{Scale Factor Correction } X = 1,252 \frac{4501.956}{3596.0} = 1,535$$

b. Perhitungan skala baru arah Y

Diketahui

Scale Factor = 1,201

V = 4413.761 kN

V_t = 3676.0 kN

Sehingga :

$$\text{Scale Factor Correction } Y = 1,201 \frac{4413.761}{3676.0} = 1,472$$

Tabel 4.22 Rekapitulasi Beban Gempa Statik Arah X

V_x	V_x	Skala Awal (x)	Koreksi skala (x)	Skala Baru (x)
1097.34834	802.5959	1.226	1.252	1.535
2177.26029	1600.0138			
3029.20839	2262.3825			
3679.01792	2807.1856			
4123.73982	3213.1153			
4391.50957	3483.8044			
4501.95562	3595.9816			

Tabel 4.23 Rekapitulasi Beban Gempa Statik Arah Y

V_Y	V_Y	Skala Awal (y)	Koreksi skala (y)	Skala Baru (y)
1080.4333	836.3909	1.226	1.201	1.472
2141.89758	1648.9593			
2977.61447	2317.6025			
3613.4812	2866.9234			
4047.28588	3278.1632			
4307.31993	3557.097			
4413.76058	3676.0143			

4. Perhitungan Beban Gempa Dinamik dengan Koreksi Skala (Lantai 2)

a. Dinamik *Correction* Arah X = Dinamik arah X x Koreksi skala X

$$= 3595.982 \times 1,252$$

$$= 4502,0$$

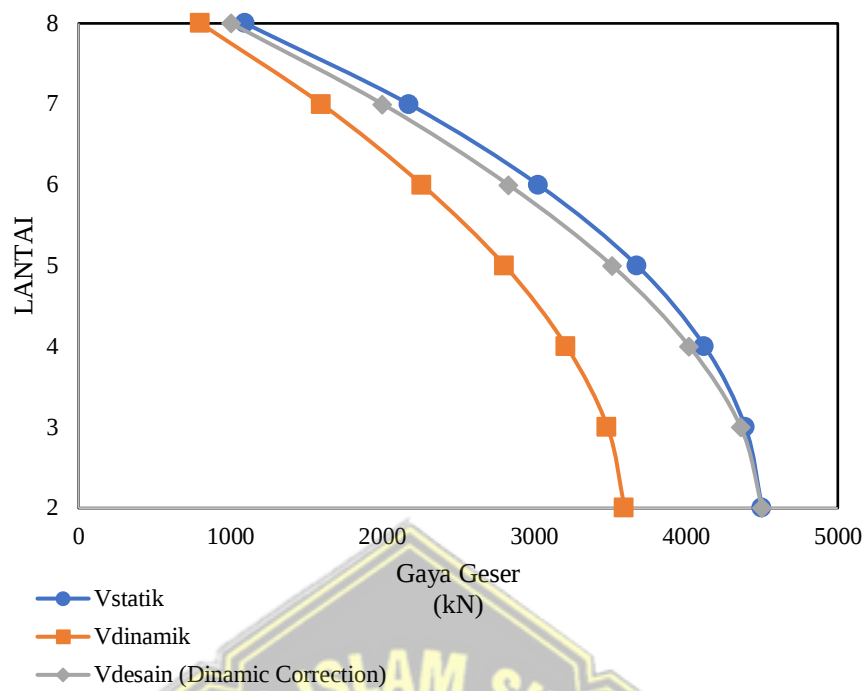
b. Dinamik *Correction* Arah Y = Dinamik arah Y x Koreksi skala Y

$$= 4413.761 \times 1,472$$

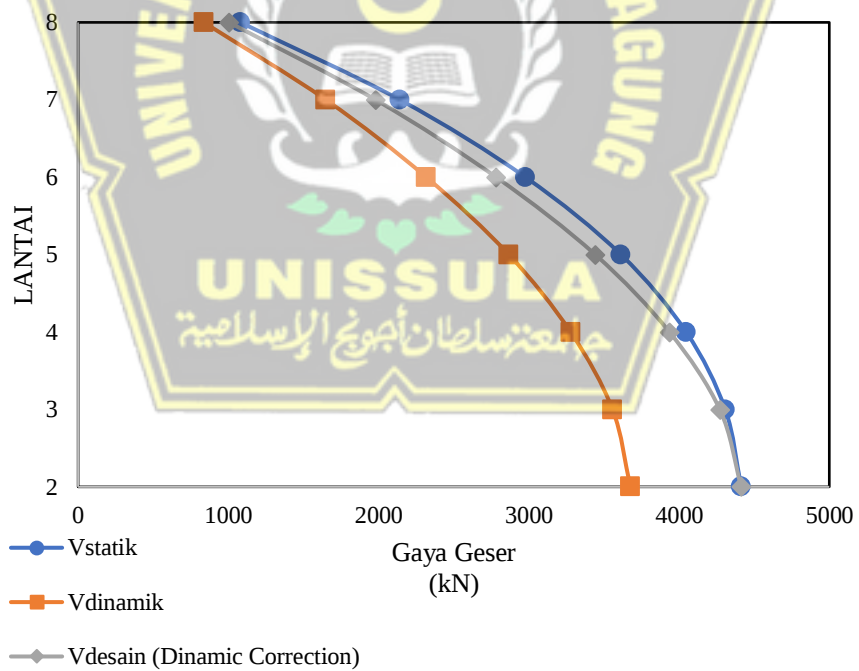
$$= 4413,8$$

Tabel 4.24 Rekapitulasi Beban Gempa Dinamik

Lantai	Vstatik		Vdinamik		Dinamic Correction	
	V_x	V_y	V_x	V_y	V_x	V_y
8	1097.348	1080.433	802.6	836.3909	1004.8	1004.2
7	2177.26	2141.898	1600.0	1648.959	2003.1	1979.9
6	3029.208	2977.614	2262.4	2317.603	2832.4	2782.7
5	3679.018	3613.481	2807.2	2866.923	3514.4	3442.3
4	4123.74	4047.286	3213.1	3278.163	4022.6	3936.1
3	4391.51	4307.32	3483.8	3557.097	4361.5	4271.0
2	4501.956	4413.761	3596.0	3676.014	4502.0	4413.8



Gambar 4.30 Diagram Geser Komulatif Arah X



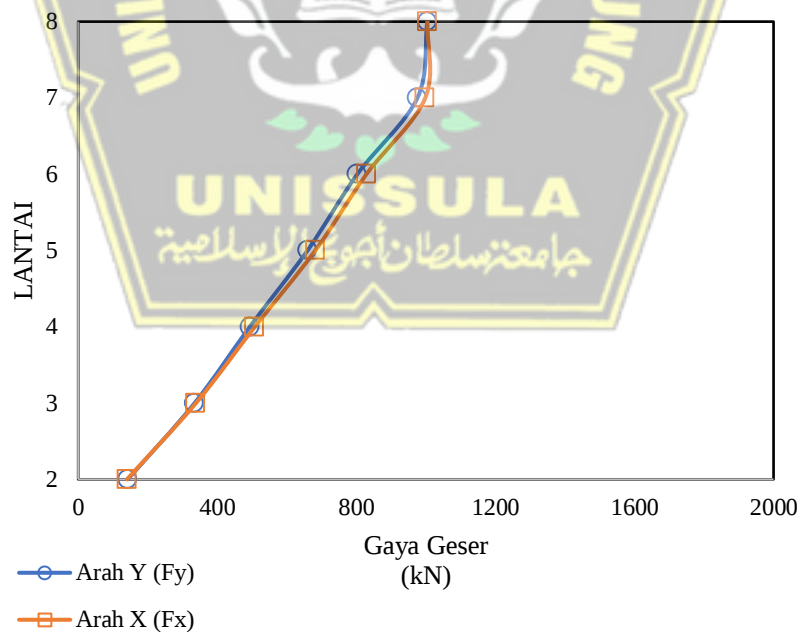
Gambar 4.31 Diagram Geser Komulatif Arah Y

5. Perhitungan Gaya Lateral Desain

Berdasarkan hasil gaya geser desain antar tingkat pada Tabel 4.25, digunakan untuk perhitungan gaya lateral desain. Gaya lateral desain merupakan pengurangan dari gaya geser desain tiap lantai.

Tabel 4.25 Rekapitulasi Gaya Lateral Desain

Lantai	Vstatik		Vdinamik	
	V _x	V _y	V _x	V _y
8	1097.348	1080.433	802.6	836.4
7	2177.26	2141.898	1600.0	1649.0
6	3029.208	2977.614	2262.4	2317.6
5	3679.018	3613.481	2807.2	2866.9
4	4123.74	4047.286	3213.1	3278.2
3	4391.51	4307.32	3483.8	3557.1
2	4501.956	4413.761	3596.0	3676.0



Gambar 4.32 Gaya Lateral Desain

f. Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau (SNI 1726 2019 Pasal 7.8.6). Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) (SNI 1726 2019 Pasal 7.12.1).

Tabel 4.26 Simpangan Antar Tingkat Izin

Struktur	Kategori risiko		
	I dan 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.	0,025hsx	0,020hsx	0,015hsx
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010hsx	0,010hsx	0,010hsx
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007hsx	0,007hsx	0,007hsx
Semua struktur lainnya	0,020hsx	0,015hsx	0,010hsx

Berdasarkan tabel diatas untuk kategori tipe struktur, digunakan kategori semua sistem struktur lainnya dengan nilai simpangan antar tingkat izin (Δ_a) 0,02.

Faktor redundansi, ρ , harus diaplikasikan pada masing-masing kedua arah ortogonal untuk semua sistem struktur pemikul gaya seismik. Untuk kategori desain seismik D , ρ , harus sebesar 1,3.

Diketahui :

Simpangan Antar Tingkat Izin (Δ_a) = 0,02 h

Faktor Redundasi (ρ) = 1

Story Drift Inelastik Izin (Δ_{max}) = Δ / ρ (Untuk KDS D)
= 0,0200

Faktor Pembesaran Defleksi (C_d) = 5,5

Faktor Keutamaan Gempa (l_e) = 1,0

Story Drift Inelastik (Δ) = $\delta \times C_d / l_e$

a. Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah X dan Y

- Contoh perhitungan simpangan antar lantai arah X (Lantai 8)

h = 4000 mm

C_d = 5,5

l_e = 1,0

Displacement (δ) = Hasil analisis *software* Etabs

Sehingga :

$$\begin{aligned}\Delta \text{ izin / Drift Limit} &= \frac{h \times 0,02}{1} \\ &= \frac{4000 \times 0,02}{1} \\ &= 80,00 \text{ mm (Lantai 2 - 10)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{xe} / \text{Elastic Drift}_{10} &= \Delta_{10} - \Delta_9 \\ &= 32,798 - 30,147 \\ &= 2,651 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_x / \text{Inelastic Drift}_{10} &= \Delta_{xe10} \times C_d \\ &= 2,651 \times 5,5 \\ &= 14,581 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Contoh perhitungan simpangan antar lantai arah Y (Lantai 8)

h = 4000 mm

C_d = 5,5

l_e = 1,0

Displacement (δ) = Hasil analisis *software* Etabs

Sehingga :

$$\begin{aligned}\Delta \text{ izin / Drift Limit} &= \frac{h \times 0,02}{1} \\ &= \frac{4000 \times 0,02}{1} \\ &= 80,00 \text{ mm (Lantai 2 - 10)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{xe} / \text{Elastic Drift}_{10} &= \Delta_{10} - \Delta_9 \\ &= 33,795 - 31,320\end{aligned}$$

$$= 2,475 \text{ mm}$$

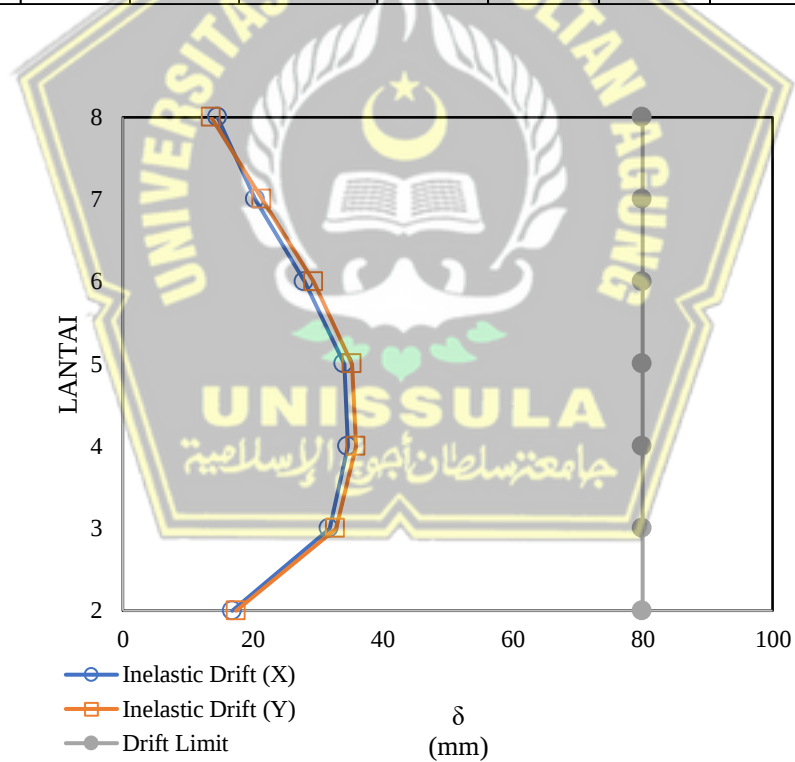
$$\Delta x / \text{Inelastic Drift}_{10} = \Delta x_{e10} \times C_d$$

$$= 2,475 \times 5,5$$

$$= 13,613 \text{ mm}$$

Tabel 4.27 Simpangan Antar Lantai Arah X dan Y

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
8	32.798	33.795	2.651	2.475	4000	14.581	13.613	80.000	OK
7	30.147	31.320	3.717	3.901	4000	20.444	21.456	80.000	OK
6	26.430	27.419	5.086	5.342	4000	27.973	29.381	80.000	OK
5	21.344	22.077	6.192	6.421	4000	34.056	35.316	80.000	OK
4	15.152	15.656	6.299	6.527	4000	34.645	35.899	80.000	OK
3	8.853	9.129	5.783	5.958	4000	31.807	32.769	80.000	OK
2	3.070	3.171	3.070	3.171	4000	16.885	17.441	80.000	OK



Gambar 4.32 Simpangan Antar Lantai Arah X dan Y

g. Cek Kestabilan Akibat Gempa

Untuk mengetahui layan bangunan tidak hanya dari menentukan simpangan antar lantai tetapi juga harus mengetahui tingkat kestabilan struktur yang terjadi akibat gempa. Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta l_e}{V_x h_{sx} c_d} \quad (4.20)$$

Keterangan :

P_x = Hasil Analisis *Software* Etabs

V_x dan V_y = Gaya gempa dinamik aesain

l_e = Faktor keutamaan gempa (1)

c_d = Faktor pembesaran defleksi (5,5)

h = Tinggi per lantai 4000 mm

Δ = *Inelastic Drift* hasil perhitungan simpangan antar lantai

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

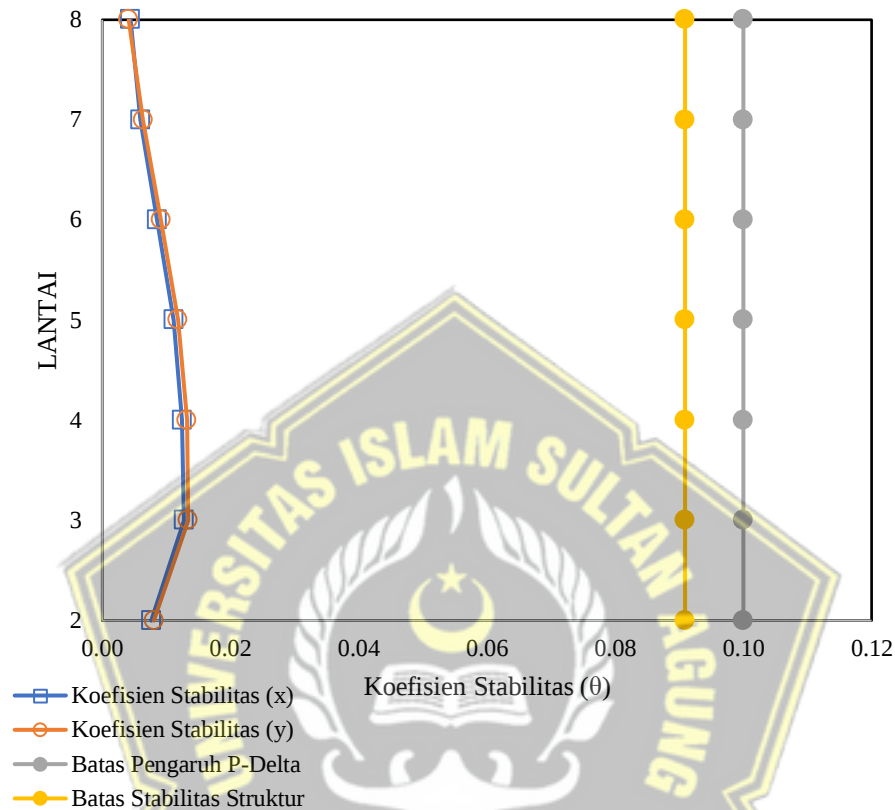
$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta c_d} \leq 0,25 \quad (4.21)$$

dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

Tabel 4.28 Kontrol Efek P Delta

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)						
8	14.581	13.613	6704.13	1004.80	1004.25	4000	0.0044	0.0041	0.1	0.0909	OK
7	20.444	21.456	12922.67	2003.12	1979.89	4000	0.0060	0.0064	0.1	0.0909	OK
6	27.973	29.381	19141.21	2832.37	2782.73	4000	0.0086	0.0092	0.1	0.0909	OK
5	34.056	35.316	25359.75	3514.43	3442.29	4000	0.0112	0.0118	0.1	0.0909	OK
4	34.645	35.899	31895.29	4022.63	3936.06	4000	0.0125	0.0132	0.1	0.0909	OK
3	31.807	32.769	38430.83	4361.52	4270.98	4000	0.0127	0.0134	0.1	0.0909	OK
2	16.885	17.441	45051.95	4501.96	4413.76	4000	0.0077	0.0081	0.1	0.0909	OK

Berdasarkan hasil analisis dari tabel diatas, stabilitas struktur arah x (θ_X) dan arah Y (θ_Y) tidak melebihi batas stabilitas struktur (θ_{max}). Dengan demikian, kestabilan struktur terhadap beban gempa AMAN.



Gambar 4.33 Efek P – Delta

Contoh perhitungan cek kestabilan struktur akibat beban gempa

1. Perhitungan Arah X (θ_X) Lantai 8

Diketahui :

$$P_{x10} = 6704,13 \text{ kN}$$

$$V_{x10} = 1004,80 \text{ kN}$$

$$\Delta_{x10} = 14,581 \text{ mm}$$

$$l_e = 1,0$$

$$C_d = 5,5$$

$$h = 4000 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}\theta &= \frac{P_x \Delta l_e}{V_x h_{sx} C_d} \\ &= \frac{6704,13 \times 14,581}{1004,80 \times 4000 \times 5,5} \\ &= 0,0044\end{aligned}$$

Cek $\theta \leq \theta_{\max}$

$$0,0044 \leq \left(\frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0044 \leq \left(\frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0044 \leq 0,0909 \text{ (AMAN)}$$

2. Perhitungan Arah Y (θ_Y) Lantai 8

Diketahui :

$$P_{y10} = 6704,13 \text{ kN}$$

$$V_{y10} = 1004,25 \text{ kN}$$

$$\Delta_{y10} = 13,613 \text{ mm}$$

$$l_e = 1,0$$

$$C_d = 5,5$$

$$h = 4000 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}\theta &= \frac{P_x \Delta l_e}{V_x h_{sx} C_d} \\ &= \frac{6704,13 \times 13,613}{1004,25 \times 4000 \times 5,5} \\ &= 0,0041\end{aligned}$$

Cek $\theta \leq \theta_{\max}$

$$0,0041 \leq \left(\frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0041 \leq \left(\frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25 \right)$$

$$0,0041 \leq 0,0909 \text{ (AMAN)}$$

h. Cek Ketidakberaturan Struktur

Struktur harus dikategorikan beraturan atau tidak beraturan berdasarkan kriteria dalam pasalpasal dalam SNI 1726 2019, yang meliputi

ketidakberaturan struktur secara horizontal dan vertikal. Hal ini sesuai dengan Pasal 7.3.2 SNI 1726 2019 yang meliputi klasifikasi bangunan beraturan dan tidak beraturan.

1) Ketidakberaturan Torsi 1A

a. Ketidakberaturan Torsi 1A

Sesuai dengan SNI 1726 2019 ketidakberaturan torsi 1A didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga $A_x = 1,0$ di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.

b. Ketidakberaturan Torsi 1B

Didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.

Tabel 4.29 Cek Ketidakberaturan Torsi 1A dan 1B Arah X dan Y

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek
8	1.049	OK	1.123	OK
7	1.079	OK	1.076	OK
6	1.09	OK	1.078	OK
5	1.102	OK	1.09	OK
4	1.1	OK	1.081	OK
3	1.113	OK	1.121	OK
2	1.147	OK	1.203	H.1a

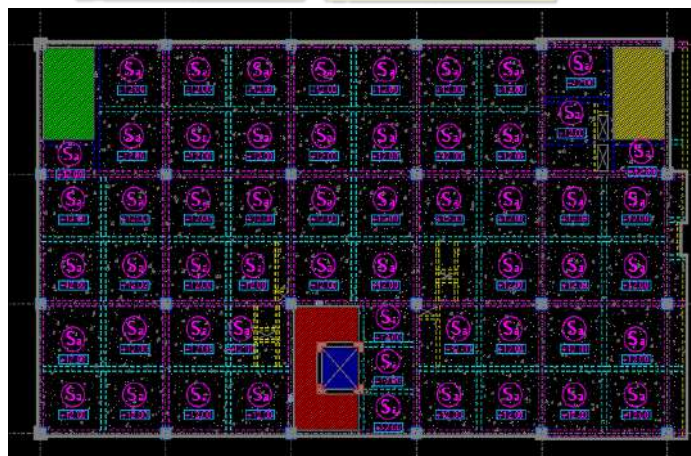
Berdasarkan Hasil Analisis dari tabel,dapat disimpulkan bahwa :

- a) Apabila hasil dari simpangan antar lantai maksimum ($\Delta_{\max}$) dibagi dengan simpangan antar lantai rata rata (Δ_{avg}) lebih besar dari 1,2, maka termasuk ketidakberaturan 1a. Dari hasil analisis pada tabel, ditemukan hasil $\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$ lebih dari 1,2 di pada arah Y (lantai 2) Dengan demikian, Ketidakberaturan Torsi 1a didefinisikan ada.
- b) Apabila hasil dari simpangan antar lantai maksimum ($\Delta_{\max}$) dibagi dengan simpangan antar lantai rata rata (Δ_{avg}) lebih besar dari 1,4, maka termasuk ketidakberaturan 1b. Dari hasil analisis pada tabel, tidak ditemukan ketidakberaturan 1b pada arah X maupun Y. Dengan demikian, Ketidakberaturan Torsi 1b didefinisikan tidak ada.

Dikarenakan sudah ada tingkat yang tergolong masuk pada ketidakberaturan 1a maka struktur direktorat PUPR semarang masuk pada ketidak beraturan 1a.

c. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan tersebut ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.



Gambar 4.34 Area Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

2) Ketidakberaturan Vertikal

a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

b. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan

Didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Tabel 4.30 Cek Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
8	388279.971		342082.18	
7	485368.881	OK	453437.939	OK
6	502918.946	OK	471646.164	OK
5	520085.886	OK	493392.709	OK
4	584677.172	OK	553440.379	OK
3	690242.34	OK	681709.729	OK
2	1344249.49	OK	1419821.25	OK

Berdasarkan hasil analisis ditabel dapat disimpulkan bahwa :

1. Pada setiap lantai dan rata rata kekakuan tiga tingkat di atasnya tidak kurang dari 70% dan 80% dengan demikian ketidak beraturan kekakuan tingkat lunak 1a didefinisikan tidak ada.
2. Untuk ketidak beraturan kekakuan tingkat lunak berlebihan juga didefinisikan tidak ada karena tidak ditemukan suatu tingkat yang kekakuannya kurang dari 60% dari kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata rata tiga tingkat di atasnya.

Dengan demikian, untuk ketidakberaturan tingkat lunak 1a dan 1b didefinisikan TIDAK ADA pada struktur Gedung Direktorat Pekerjaan Umum Semarang

c. Ketidakberaturan Massa

Ketidakberaturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.

Tabel 4.31 Perhitungan Ketidakberaturan Massa

Lantai	Massa	Cek
	kg	
8	794995.74	OK
7	956033.12	OK
6	956033.12	OK
5	974714.32	OK
4	969756.32	OK
3	989332.56	OK
2	1005125.87	OK

Berdasarkan hasil analisis massa efektif di sebarang tingkat tidak lebih dari 150% massa efektif tingkat didekatnya, dengan ini Ketidak beraturan vertikal berat (massa) didefinisikan TIDAK ADA

d. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan tersebut didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat di dekatnya

Lantai	L	Cek
	mm	
8	700	
7	700	OK
6	700	OK
5	700	OK
4	700	OK
3	800	OK
2	800	OK
1	800	OK

Tabel 4.32 Perhitungan Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Poin ketidakberaturan ini didefinisikan ada apabila dimensi elemen seperti kolom atau shearwall pada struktur yang dimensinya lebih besar 130% pada tingkat atas atau bawah. Dengan demikian, ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan TIDAK ADA karena dimensi kolom tersebut tidak melebihi 130%.

e. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang Pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Untuk elemen vertikal seperti kolom struktur struktur Gedung Direktorat Politeknik Pekerjaan Umum Semarang bersifat menerus dari lantai dasar hingga lantai atas. Poin ini berlaku apabila ada kolom atau shearwall yang memiliki pergeseran ke kanan atau ke kiri dan tidak menerus. Dengan demikian, ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral didefinisikan tidak ada pada struktur Gedung Direktorat Politeknik Pekerjaan Umum Semarang

f. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Tabel 4.33 Perhitungan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan kN	Cek	Kekuatan kN	Cek
8	1004.80		1004.248	
7	2003.12	OK	1979.892	OK
6	2832.37	OK	2782.727	OK
5	3514.43	OK	3442.292	OK
4	4022.63	OK	3936.064	OK
3	4361.52	OK	4270.978	OK
2	4501.96	OK	4413.761	OK

i. Cek Eksentrisitas

SNI 1726 2019 Pasal 7.8.4.1 Sebagai dasar Karena adanya eksentrisitas antara letak pusat massa dan pusat kekakuan, untuk diafragma tidak fleksibel, distribusi gaya lateral pada setiap tingkat harus memperhitungkan dampak momen puntir internal (M_t) Penempatan dan distribusi massa yang didukung oleh diafragma fleksibel harus diperhitungkan saat mendistribusikan gaya ke bagian vertikal.

Tabel 4.34 Momen Torsi Arah X

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
8	1.049	0.764	3.8%	0.917
7	1.079	0.809	4.0%	0.970
6	1.090	0.825	4.1%	0.990
5	1.102	0.843	4.2%	1.012
4	1.100	0.840	4.2%	1.008
3	1.113	0.860	4.3%	1.032
2	1.147	0.914	4.6%	1.096

Tabel 4.35 Momen Torsi Arah Y

Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
8	1.123	0.876	4.4%	1.752
7	1.076	0.804	4.0%	1.608
6	1.078	0.807	4.0%	1.614
5	1.090	0.825	4.1%	1.650
4	1.081	0.812	4.1%	1.623
3	1.121	0.873	4.4%	1.745
2	1.203	1.005	5.0%	2.010

SNI 1726 2019 Pasal 7.8.4.2 menyatakan bahwa nilai torsi tak terduga senilai 5 %. Berdasarkan hasil analisis yang sudah dilakukan sebelumnya, Struktur Dedung Direktorat Pekerjaan Umum Semarang berada di kategori desain seismik D dan terdapat ketidakberaturan torsi 1a dan 1b pada arah X dan arah Y. Menurut SNI 1726 2019 Pasal 7.8.4.3 apabila gedung memiliki ketidak beraturan torsi 1a dan 1b dan berada di kategori desain seismik C,D,E dan F, maka perlu dilakukan faktor

pembesaran torsi yang disebabkan oleh pembesaran momen akibat bergesernya pusat masa bangunan. Untuk hasil perhitungan faktor pembesaran torsi dan input hasil perhitungan pada *Software* ETABS dapat dilihat pada Tabel 4.32 dan 4.33. Dengan demikian, karena momen torsi sudah diperbesar, maka gaya geser dalam yang terdapat pada elemen seperti balok kolom dan shearwal juga besar.

j. Cek Redudansi

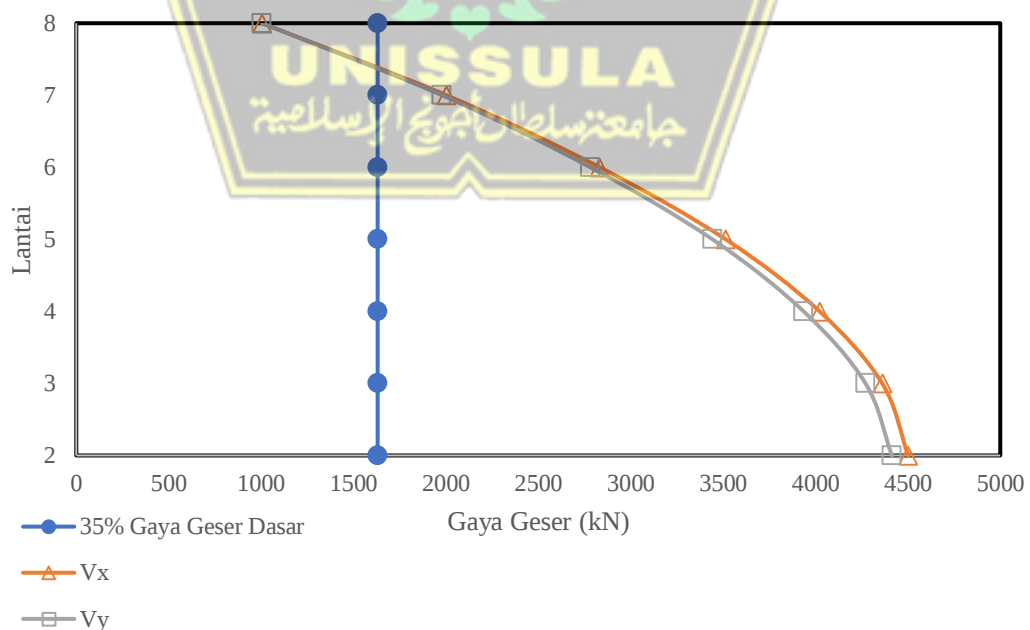
Untuk struktur dengan kategori desain seismik D yang memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan sesuai Tabel 4.31, Tipe 1b, ρ harus sebesar 1,3. Kategori seismik desain E dan F tidak diizinkan memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan. Untuk 173 struktur yang tidak memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan 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:

- a) Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35 % geser dasar dalam arah yang ditinjau.
- b) 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.

Tabel 4.36 Gaya Geser Dasar

Lantai	Gaya Geser (kN)		Gaya Geser Dasar (kN)		35 % gaya geser dasar (kN)		Persentase (%)	
	X (Vx)	Y (Vy)	X	Y	X	Y	X	Y
8	1004,802	1004,248	4501,956	4413,761	1575,684	1544,816	22%	23%
7	2003,122	1979,892					44%	45%
6	2832,369	2782,727					63%	63%
5	3514,43	3442,292					78%	78%
4	4022,63	3936,064					89%	89%
3	4361,516	4270,978					97%	97%
2	4501,956	4413,761					100%	100%

Gedung Direktorat Pekerjaan Umum Semarang masuk dalam kategori desain seismik D dan memiliki ketidakberaturan torsi 1a. SNI 1726 2019 Pasal 7.3.4.2 menyatakan bahwa apabila struktur dengan kategori desain seismik D dan memiliki ketidak beraturan torsi 1a maka nilai faktor redundansi harus sebesar 1,0. Nilai faktor redundansi dapat diambil sebesar 1 apabila masing masing tingkat dapat menahan lebih dari 35% gaya geser dasar. Berdasarkan hasil analisis, dari tingkat 2 hingga tingkat 7 menahan lebih dari 35% sedangkan tingkat 8 kurang dari 35%. Dikarenakan masih terdapat tingkat tidak mampu menahan lebih dari 35% dan struktur memiliki ketidak beraturan torsi 1a maka nilai faktor redundansi yang diambil ialah sebesar 1,0.



Gambar 4.34 Cek Redudansi

k. Kombinasi Beban

Ada dua kombinasi pembebanan yang digunakan pada analisis struktur Gedung Direktorat Pekerjaan Umum Semarang. Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah kombinasi pembebanan metode ultimit dan kombinasi pembebanan beban layan. Kombinasi metode ultimit digunakan untuk pengecekan kapasitas penampang sedangkan metode beban layan digunakan untuk pengecekan kekuatan pondasi. Untuk kombinasi pembebanan dapat dilihat pada tabel 4.36 dibawah ini.

NO	Persamaan	Jenis Beban				
		DL	SDL	LL	E _x	E _y
U1	$1,4D$	1,4	1,4			
U2	$1,2D + 1,6L$	1,2	1,2	1,6		
U5.1	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334265	1,334265	1	1	0,3
U5.2	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334265	1,334265	1	1	-0,3
U5.3	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334265	1,334265	1	-1	0,3
U5.4	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334265	1,334265	1	-1	-0,3
U5.5	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334265	1,334265	1	0,3	1
U5.6	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334265	1,334265	1	0,3	-1
U5.7	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334265	1,334265	1	-0,3	1
U5.8	$(1,2 + 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e + L$	1,334265	1,334265	1	-0,3	-1
U6.1	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765735	0,765735		1	0,3
U6.2	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765735	0,765735		1	-0,3
U6.3	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765735	0,765735		-1	0,3
U6.4	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765735	0,765735		-1	-0,3
U6.5	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765735	0,765735		0,3	1
U6.6	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765735	0,765735		0,3	-1
U6.7	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765735	0,765735		-0,3	1
U6.8	$(0,9 - 0,2S_{DS})D \pm \rho Q_e$	0,765735	0,765735		-0,3	-1

Tabel 4.37 Kombinasi Pembebanan Ultimit

4.5. Cek Kapasitas Penampang

Dalam tugas akhir ini dilakukan pengecekan kapasitas penampang terhadap beban yang bekerja. Pengecekan ini dilakukan untuk mengetahui apakah kekuatan penampang yang digunakan aman atau tidak terhadap beban yang bekerja dan apakah penampang sudah memenuhi persyaratan yang ada pada SNI 2847 2019. Penampang yang ditinjau pada pengecekan

ini ialah kolom, balok dan plat. Pengecekan kapasitas ini dilakukan dengan mengambil gaya-gaya maksimum yang diperoleh dari analisis menggunakan *Software ETABS v20.1.0*.

4.5.1. Balok

Balok merupakan elemen struktur yang umumnya dirancang untuk memikul gaya lateral. Beban-beban yang bekerja pada balok akan menghasilkan gaya geser, momen lentur dan torsi.

1) Data Material Yang Ditinjau

Panjang balok (L)	= 8000 mm
Lebar balok (b)	= 350 mm
Tinggi balok (h)	= 700 mm
Panjang tumpuan	= $2 \times h = 2 \times 700 = 1400$ mm
Diameter tulangan longitudinal (d_b)	= 22 mm
Diameter tulangan pinggang (d_{bt})	= 13 mm
Diameter tulangan sengkang (d_s)	= 10 mm
Tebal selimut bersih (c_c)	= 30 mm
Tebal efektif balok (d)	= $h - c_c - d_s - d_b/2$ = $700 - 30 - 10 - 22/2$ = 649 mm
Kuat tekan beton (f_c')	= 30 Mpa
Kuat leleh tulangan longitudinal (f_y)	= 420 Mpa
Kuat leleh tulangan transversal (f_y)	= 420 Mpa
Faktor distribusi tegangan (β_1)	= $0,85 - 0,05 \times \frac{(f_c' - 28)}{7}$ = $0,85 - 0,05 \times \frac{(30 - 28)}{7}$ = 0,83
Panjang Kolom (c_1)	= 800 mm
Lebar Kolom (c_2)	= 800 mm
Panjang bersih balok (L_n)	= $L - c_1$ = $8000 - 800$

$$= 7200 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor modifikasi } (\lambda) = 1 \text{ (beton normal)}$$

2) Perhitungan Tulangan Longitudinal Balok

Tahapan-tahapan perhitungan tulangan longitudinal balok yang dilakukan, antara lain:

a. Gaya Dalam

Gaya dalam digunakan untuk membangun tulangan longitudinal balok B1 berupa momen ultimate tumpuan dan lapangan dari ETABS.

- $M_u \text{ tumpuan } (-) = -548,2121 \text{ kN-m}$
- $M_u \text{ tumpuan } (+) = 194,903 \text{ kN-m}$
- $M_u \text{ lapangan } (-) = -104,0957 \text{ kN-m}$
- $M_u \text{ lapangan } (+) = 441,1801 \text{ kN-m}$
- $P_u = 0 \text{ kN}$

b. Syarat-Syarat dan Geometri

• Syarat Gaya Aksial

(SNI 2847:2019 pada Penjelasan R18.6.1 dan Pasal 18.6.4.7)

$$\text{Syarat} = P_u \leq 0,1 A_g \times f_c'$$

$$= 0 \leq 0,1 \times 350 \times 700 \times 30$$

$$= 0 \leq 735000 \rightarrow \text{OK}$$

• Syarat Tinggi Efektif

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.2.1)

$$\text{Syarat} = L_n \geq 4 d$$

$$= 7200 \geq 4 \times 649$$

$$= 7200 \geq 2596 \rightarrow \text{OK}$$

• Syarat Lebar 1

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.2.1)\

$$\text{Syarat} = b \geq \text{minimal } (0,3 h \text{ atau } 250 \text{ mm}) \rightarrow \text{ambil}$$

$$\begin{aligned}
& \text{nilai terkecil} \\
& = 350 \geq \text{minimal } (0,3 \times 700 \text{ atau } 250 \text{ mm}) \\
& = 350 \geq \text{minimal } (210 \text{ atau } 250 \text{ mm}) \\
& = 350 \geq 210 \rightarrow \text{OK}
\end{aligned}$$

- **Syarat Lebar 2**

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.2.1)]

$$\begin{aligned}
\text{Syarat} & = b \leq c_2 + 2 \times \text{minimal } (c_2 \text{ atau } 0,75 c_1) \rightarrow \\
& \text{ambil terkecil} \\
& = 350 \leq 800 + 2 \times \min (800 \text{ atau } 0,75 \times 800) \\
& = 350 \leq 800 + 2 \times \min (800 \text{ atau } 600) \\
& = 350 \leq 800 + 2 \times 600 \\
& = 350 \leq 2000 \rightarrow \text{OK}
\end{aligned}$$

- c. **Tulangan Tumpuan Atas**

- Jumlah tulangan tumpuan atas (n)
 $n = 8$
- Diameter tulangan longitudinal (d_b)
 $d_b = 22 \text{ mm}$
- Jarak bersih antar tulangan

$$\begin{aligned}
\text{Jarak bersih} & = \frac{b - 2 c_c - 2 d_s - n \times d_b}{n - 1} \\
& = \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 7 \times 22}{8 - 1} \\
& = 13,429 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- Cek jarak bersih

(SNI 2847:2019 pada Pasal 25.2.1)

$$\begin{aligned}
\text{Syarat} & = \text{Jarak Bersih} \geq \text{maksimal } (d_b \text{ dan } 25 \text{ mm}) \\
& = 13,429 \geq \text{maksimal } (22 \text{ dan } 25) \rightarrow \text{ambil} \\
& \text{nilai terbesar} \\
& = 13,429 \geq 25 \rightarrow \text{TIDAK}
\end{aligned}$$

- Luas tulangan yang dipasang ($A_s \text{ pasang}$)

$$\begin{aligned}
A_s \text{ pasang} & = n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\
& = 8 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2
\end{aligned}$$

$$= 3041,062 \text{ mm}^2$$

- Luas tulangan minimum ($A_{s \text{ min}}$)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 9.6.1.2)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 350 \times 649 \\ &= 740,567 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 350 \times 649 \\ &= 757,167 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \text{maksimum} (A_{s \text{ min } 1} \text{ atau } A_{s \text{ min } 2}) \\ &= 757,167 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Cek $A_{s \text{ min}}$:

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= A_{s \text{ pasang}} \geq A_{s \text{ min}} \\ &= 3041,062 \geq 757,167 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Rasio tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s \text{ pasang}}}{b \times d} = \frac{3041,062}{400 \times 649} = 0,0134$$

- Rasio tulangan maksimum (ρ_{max})

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max } 1} &= 0,75 \times \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,75 \times 0,8357 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,0224 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max } 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.3.1)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= \text{maksimum} (\rho_{\text{max } 1} \text{ atau } \rho_{\text{max } 2}) \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

- Cek $A_{s \text{ max}}$

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \rho \leq \rho_{\text{max}} \\ &= 0,0134 \leq 0,025 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Tinggi blok beton (a)

$$\text{SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)}$$

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times \frac{f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= 3041,062 \times \frac{420}{0,85 \times 30 \times 350} \\
 &= 143,109 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Kapasitas lentur (M_n)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-6} \\
 &= 3041,062 \times 420 \times \left(649 - \frac{143,109}{2}\right) \times 10^{-6} \\
 &= 737,540 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

- Lokasi garis netral (c)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{143,109}{0,8} = 171,241 \text{ mm}$$

- Regangan tulangan Tarik (ϵ_t)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{(649-171,241)}{171,241} \times 0,003 \\
 &= 0,008
 \end{aligned}$$

- Faktor reduksi (ϕ)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)
 $\phi = 0,900$ (karena $\epsilon_t \geq 0,005 = 0,017 \geq 0,005$)

- Kapasitas lentur tereduksi (ϕM_n)

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \times M_n \\
 &= 0,900 \times 737,540 \\
 &= 663,786 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

- Momen ultimit (M_u)

$$\begin{aligned}
 M_u &= |M_{u \text{ tumpuan } (-)}| \\
 &= |-548,212| \\
 &= 548,212 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

- Cek kapasitas

$$\text{Syarat} = \phi M_n > M_u$$

$$= 548,212 > \rightarrow \text{OK}$$

- Luas tulangan diperlukan (A_s perlu)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \frac{M_u}{f_y \times (d - \frac{a}{2})} \times 339,4408 \cdot 10^6 \\ &= \frac{548,212}{420 \times (649 - \frac{143109}{2})} \times 10^6 \\ &= 2260,415 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Tulangan Tumpuan Bawah

- Jumlah tulangan bawah (n)

$$n = 4$$

- Diameter tulangan longitudinal

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

- Jarak bersih antar tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak bersih} &= \frac{b - 2 c_c - 2 d_s - n \times d_b}{n - 1} \\ &= \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 4 \times 22}{4 - 1} \\ &= 60,667 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Cek jarak bersih

(SNI 2847:2019 pada Pasal 25.2.1)

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \text{Jarak bersih} \geq \text{maksimal } (d_b \text{ dan } 25 \text{ mm}) \\ &= 60,667 \geq \text{maksimal } (22 \text{ dan } 25) \rightarrow \text{ambil} \\ &\quad \text{nilai terbesar} \\ &= 60,667 \geq 25 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Luas tulangan yang dipasang (A_s pasang)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pasang}} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 1520,531 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan minimum (A_s min)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 9.6.1.2 dan 18.6.3.2)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 350 \times 649 \end{aligned}$$

$$= 740,567 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 350 \times 649 \\ &= 757,167 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 3} &= 0,5 \times A_{s \text{ tumpuan (-)}} \\ &= 0,5 \times 3041,062 \\ &= 1520,531 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \text{maksimum } (A_{s \text{ min } 1} ; A_{s \text{ min } 2} ; \text{ atau } A_{s \text{ min } 3}) \\ &= 1520,531 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Cek $A_{s \text{ min}}$:

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= A_{s \text{ pasang}} \geq A_{s \text{ min}} \\ &= 1520,531 \geq 1520,531 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Rasio tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s \text{ pasang}}}{b \times d} = \frac{1520,531}{350 \times 649} = 0,0067$$

- Rasio tulangan maksimum (ρ_{max})

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max } 1} &= 0,75 \times \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,75 \times 0,8357 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,0224 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max } 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.3.1)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max}} &= \text{maksimum } (\rho_{\text{max } 1} \text{ atau } \rho_{\text{max } 2}) \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

- Cek $A_{s \text{ max}}$

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \rho \leq \rho_{\text{max}} \\ &= 0,0067 \leq 0,025 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Tinggi blok beton (a)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned} a &= A_s \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= 1520,531 \times \frac{420}{0,85 \times 30 \times 350} \\ &= 71,554 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kapasitas lentur (M_n)

SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 1520,531 \times 420 \times \left(649 - \frac{71,554}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 391,618 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

- Lokasi garis netral (c)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{71,554}{0,8357} = 85,621 \text{ mm}$$

- Regangan tulangan Tarik (ϵ_t)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{(649-85,621)}{85,621} \times 0,003 \\ &= 0,020 \end{aligned}$$

- Faktor reduksi (ϕ)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\phi = 0,900 \text{ (karena } \epsilon_t \geq 0,005 = 0,037 \geq 0,005)$$

- Kapasitas lentur tereduksi (ϕM_n)

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,900 \times 391,618 \\ &= 352,456 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

- Cek Kapasitas

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \phi M_n > M_u \\ &= 352,456 > 194,903 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Luas tulangan yang diperlukan ($A_s \text{ perlu}$)

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \frac{M_u}{f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \times 10^6 \\ &= \frac{194,903}{420 \times \left(649 - \frac{71,554}{2}\right)} \times 10^6 \\ &= 756,747 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

e. Tulangan Lapangan Atas

- Jumlah tulangan lapangan atas (n)

$$n = 4$$

- Diameter tulangan longitudinal (d_b)

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

- Jarak bersih antar tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak bersih} &= \frac{b - 2 c_c - 2 d_s - n \times d_b}{n - 1} \\ &= \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 4 \times 22}{4 - 1} \\ &= 60,667 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Cek jarak bersih

(SNI 2847:2019 pada Pasal 25.2.1)

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \text{Jarak Bersih} \geq \text{maksimal } (d_b \text{ dan } 25 \text{ mm}) \\ &= 60,667 \geq \text{maksimal } (22 \text{ dan } 25) \rightarrow \text{ambil} \\ &\quad \text{nilai terbesar} \\ &= 60,667 \geq 25 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Luas tulangan yang dipasang ($A_s \text{ pasang}$)

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 1520,531 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan minimum ($A_s \text{ min}$)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 9.6.1.2 dan 18.6.3.2)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 350 \times 649 \\ &= 740,567 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 350 \times 649 \\ &= 757,167 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 3} &= 0,25 \times A_s \text{ tumpuan } (-) \\ &= 0,25 \times 1520,531 \end{aligned}$$

$$= 760,265 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \text{maksimum} (A_{s \text{ min } 1} ; A_{s \text{ min } 2} ; \text{atau } A_{s \text{ min } 3})$$

$$= 760,265 \text{ mm}^2$$

- Cek $A_{s \text{ min}}$:

$$\text{Syarat} = A_{s \text{ pasang}} \geq A_{s \text{ min}}$$

$$= 1520,531 \geq 760,265 \rightarrow \text{OK}$$

- Rasio tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s \text{ pasang}}}{b \times d} = \frac{1520,531}{350 \times 649} = 0,0067$$

- Rasio tulangan maksimum (ρ_{max})

$$\rho_{\text{max } 1} = 0,75 \times \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,75 \times 0,8357 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0,0224$$

$$\rho_{\text{max } 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.3.1)}$$

$$\rho_{\text{max}} = \text{maksimum} (\rho_{\text{max } 1} \text{ atau } \rho_{\text{max } 2})$$

$$= 0,025$$

- Cek $A_{s \text{ max}}$:

$$\text{Syarat} = \rho \leq \rho_{\text{max}}$$

$$= 0,0067 \leq 0,025 \rightarrow \text{OK}$$

- Tinggi blok beton (n)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$a = A_s \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= 1520,531 \times \frac{420}{0,85 \times 30 \times 350}$$

$$= 71,554 \text{ mm}$$

- Kapasitas lentur (M_n)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$M_n = A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) \times 10^{-6}$$

$$= 1520,531 \times 420 \times (649 - \frac{71,554}{2}) \times 10^{-6}$$

$$= 391,456 \text{ kN-m}$$

- Lokasi garis netral

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{71,554}{0,8357} = 85,621 \text{ mm}$$

- Regangan tulangan Tarik (ε_t)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\begin{aligned}\varepsilon_t &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{(649-85,621)}{85,621} \times 0,003 \\ &= 0,020\end{aligned}$$

- Faktor reduksi (ϕ)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\phi = 0,900 \text{ (karena } \varepsilon_t \geq 0,005 = 0,027 \geq 0,005)$$

- Kapasitas lentur tereduksi (ϕM_n)

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,900 \times 391,618 \\ &= 352,456 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Momen ultimit (M_u)

$$\begin{aligned}M_u &= |M_u \text{ lapangan } (-)| \\ &= |-104,096| \\ &= 104,096 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Cek kapasitas :

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \phi M_n > M_u \\ &= 352,456 > 104,096 \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

- Luas tulangan yang diperlukan ($A_s \text{ perlu}$)

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \frac{M_u}{f_y \times (d - \frac{a}{2})} \times 10^6 \\ &= \frac{104,096}{420 \times (649 - \frac{71,554}{2})} \times 10^6 \\ &= 404,171 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

f. Tulangan Lapangan Bawah

- Jumlah tulangan lapangan bawah (n)

$$n = 6$$

- Diameter tulangan longitudinal (d_b)

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

- Jarak bersih antar tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak bersih} &= \frac{b - 2 c_c - 2 d_s - n \times d_b}{n - 1} \\ &= \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 6 \times 22}{6 - 1} \\ &= 27,600 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Cek jarak bersih

(SNI 2847:2019 pada Pasal 25.2.1)

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \text{Jarak bersih} \geq \text{maksimal } (d_b \text{ dan } 25 \text{ mm}) \\ &= 27,600 \geq \text{maksimal } (22 \text{ dan } 25) \rightarrow \text{ambil} \\ &\quad \text{nilai terbesar} \\ &= 27,600 \geq 25 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Luas tulangan yang dipasang ($A_s \text{ pasang}$)

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= 6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 2280,796 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan minimum ($A_s \text{ min}$)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 9.6.1.2 dan 18.6.3.2)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 350 \times 649 \\ &= 740,567 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 350 \times 649 \\ &= 757,167 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 3} &= 0,25 \times A_s \text{ tumpuan } (-) \\ &= 0,25 \times 2280,796 \end{aligned}$$

$$= 760,265 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \text{maksimum} (A_{s \text{ min } 1} ; A_{s \text{ min } 2} ; \text{atau } A_{s \text{ min } 3})$$

$$= 760,265 \text{ mm}^2$$

- Cek $A_{s \text{ min}}$

$$\text{Syarat} = A_{s \text{ pasang}} \geq A_{s \text{ min}}$$

$$= 2280,796 \geq 760,265 \rightarrow \text{OK}$$

- Rasio tulangan (ρ)

$$\rho = \frac{A_{s \text{ pasang}}}{b \times d} = \frac{2280,796}{350 \times 649} = 0,010$$

- Rasio tulangan maksimum (ρ_{max})

$$\rho_{\text{max } 1} = 0,75 \times \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,75 \times 0,8357 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0,0224$$

$$\rho_{\text{max } 2} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.3.1)}$$

$$\rho_{\text{max}} = \text{maksimum} (\rho_{\text{max } 1} \text{ atau } \rho_{\text{max } 2})$$

$$= 0,025$$

- Cek $A_{s \text{ max}}$

$$\text{Syarat} = \rho \leq \rho_{\text{max}}$$

$$= 0,010 \leq 0,025 \rightarrow \text{OK}$$

- Tinggi blok beton (a)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$a = A_s \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$= 2280,796 \times \frac{420}{0,85 \times 30 \times 350}$$

$$= 107,332 \text{ mm}$$

- Kapasitas lentur (M_n)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$= 2280,796 \times 420 \times \left(649 - \frac{107,332}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$= 570,291 \text{ kN-m}$$

- Lokasi garis netral (c)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{107,332}{0,8} = 128,431 \text{ mm}$$

- Regangan tulangan tarik (ε_t)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\begin{aligned}\varepsilon_t &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{(649 - 128,431)}{128,431} \times 0,003 \\ &= 0,012\end{aligned}$$

- Faktor reduksi (ϕ)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.2.1.2 dan 22.2.2.1)

$$\phi = 0,900 \text{ (karena } \varepsilon_t \geq 0,005 = 0,021 \geq 0,005)$$

- Kapasitas lentur tereduksi (ϕM_n)

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,900 \times 570,291 \\ &= 513,262 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Momen ultimit (M_u)

$$\begin{aligned}M_u &= |M_u \text{ lapangan (+)}| \\ &= |441,180| \\ &= 441,180 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Cek kapasitas

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \phi M_n > M_u \\ &= 513,262 > 441,180 \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

- Luas tulangan yang diperlukan ($A_s \text{ perlu}$)

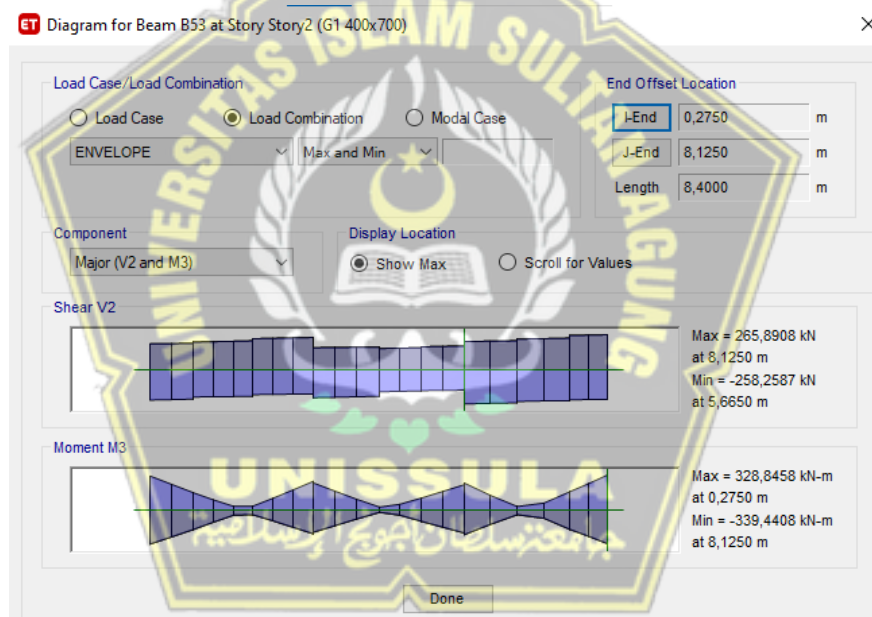
$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \frac{M_u}{f_y \times (d - \frac{a}{2})} \times 10^6 \\ &= \frac{441,180}{420 \times (649 - \frac{107,332}{2})} \times 10^6 \\ &= 1764,436 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

3) Perhitungan Tulangan Transversal Balok

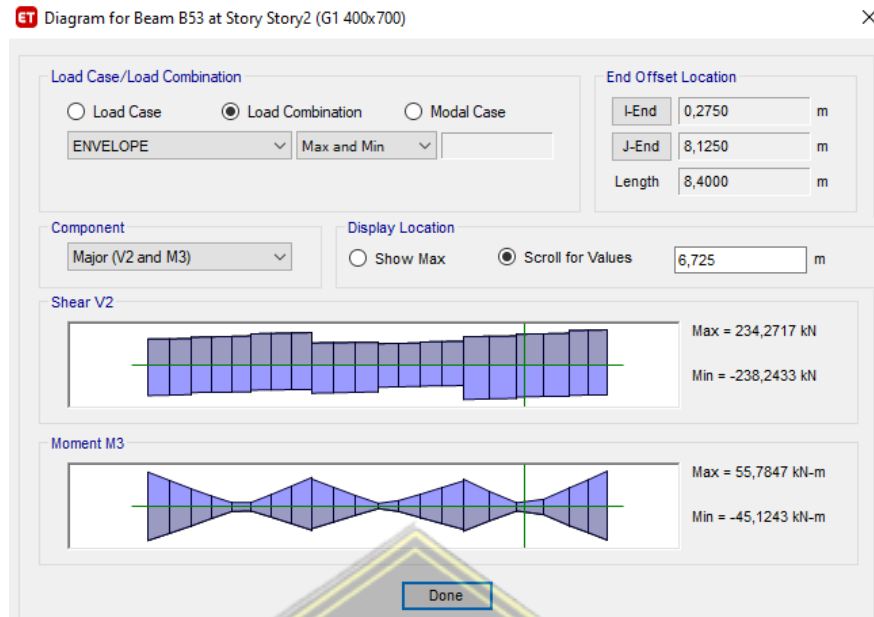
Tulangan transversal pada balok merupakan tulangan yang berguna untuk menahan gaya geser ultimit yang diterima balok. Tahapan-tahapan perhitungan tulangan transversal balok yang dilakukan, antara lain:

a. Gaya Dalam

Gaya dalam berupa gaya geser ultimit tumpuan dan lapangan pada balok G1. Gambar 4.35 dan Gambar 4.36 memperlihatkan visualisasi gaya geser ultimate dari tumpuan dan medan pada balok G1 sebagaimana ditentukan dari ETABS.



Gambar 4.35 Gaya Geser Ultimit Tumpuan Balok B1



Gambar 4.36. Gaya Geser Ultimit Lapangan Balok B1

Gaya-gaya dalam dari ETABS digunakan untuk membangun tulangan transversal balok B1 pada abutment dan lapangan dalam bentuk gaya geser ultimate :

b. Tulangan Transversal Tumpuan

a) Gaya Desain

(SNI 2847:2019 pada Penjelasan Pasal R18.6.5)

Gaya geser terfaktor akibat beban gravitasi dengan kombinasi $1,2 D + L$ yang didapat dari ETABS didapatkan hasil sebagai berikut:

$$V_{g \text{ tumpuan}} = 337,8746 \text{ kN}$$

Dari hasil perhitungan tulangan longitudinal balok di atas, didapatkan luas tulangan pada daerah tumpuan sebagai berikut:

$$A_{s^+ \text{ tumpuan}} = 1520,531 \text{ mm}^2$$

$$A_{s^- \text{ tumpuan}} = 3041,062 \text{ mm}^2$$

- *Probable Moment Capacities (M_{pr})*

$$a_{pr}^+ = 1,25 a \text{ (tumpuan positif desain lentur)}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,25 \times 71,554 \\
 &= 89,443 \text{ mm}^2 \\
 a_{pr}^- &= 1,25 a \text{ (tumpuan negatif desain lentur)} \\
 &= 1,25 \times 143,109 \\
 &= 178,886 \text{ mm}^2 \\
 M_{pr}^+ &= A_s^+ \times 1,25 f_y \times (d - \frac{a_{pr}^+}{2}) \\
 &= 1520,531 \times 1,25 \times 420 \times (649 - \frac{89,443}{2}) \\
 &= 482382655 \text{ Nmm} \\
 M_{pr}^- &= A_s^- \times 1,25 f_y \times (d - \frac{a_{pr}^-}{2}) \\
 &= 3041,062 \times 1,25 \times 420 \times (649 - \frac{178,886}{2}) \\
 &= 893364876 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

- Gaya Geser Akibat Goyangan (V_{sway})

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.5.1)

Gaya geser akibat goyangan dihitung dengan rumus berikut:

$$\begin{aligned}
 V_{sway} \text{ atau } V_{pr} &= \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{L_n} \\
 &= \frac{482382655 + 893364876}{7200} \\
 &= 191076 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- Gaya Geser Desain Akibat Goyangan (V_e)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.5.1)

Gaya geser desain akibat goyangan dihitung dengan rumus berikut:

$$\begin{aligned}
 V_e &= V_g + V_{pr} \\
 &= 337,8746 \times 10^3 + 191076 \\
 &= 528951 \text{ N}
 \end{aligned}$$

b) Tahanan Geser Beton

- Gaya Geser Akibat Goyangan (V_{sway})

$$V_{sway} \text{ atau } V_{pr} = 191076 \text{ N}$$

- $\frac{1}{2}$ Gaya Geser Desain Akibat Goyangan ($\frac{1}{2} V_e$)

$$\frac{1}{2} V_e = \frac{1}{2} \times 528951 = 264475 \text{ N}$$

- Gaya Aksial Terfaktor (P_u)

$$P_u = 0 \text{ N}$$

- Menghitung $A_g f_c' / 20$:

$$\begin{aligned} \frac{A_g f_c'}{20} &= \frac{350 \times 700 \times 30}{20} \\ &= 367500 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kuat Geser Nominal Beton (V_c)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.5.2)

$$\text{Syarat} = V_c = 0, \text{ jika } V_{pr} \geq \frac{1}{2} V_e \text{ dan } P_u < \frac{A_g f_c'}{20}$$

$$V_{pr} \geq \frac{1}{2} V_e = 191076 \geq 528951 \rightarrow \text{OK}$$

$$P_u < \frac{A_g f_c'}{20} = 0 < 367500 \rightarrow \text{OK}$$

$$V_c = 211506$$

c) Penulangan Geser

- Jumlah kaki (n)

$$n = 3$$

- Luas tulangan (A_v)

$$\begin{aligned} A_v &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2 \\ &= 3 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 235,619 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Spasi tulangan (s)

$$s = 100 \text{ mm}$$

- Spasi maksimum ($s_{\max}$)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.4.4)

$$s_{\max 1} = \frac{1}{4} \times d = \frac{1}{4} \times 649 = 162,25 \text{ mm}$$

$$s_{\max 2} = 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132,00 \text{ mm}$$

$$s_{\max 3} = 150 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = \text{minimal } (S_{\max 1} ; S_{\max 2} ; \text{atau } S_{\max 3})$$

$$= 132,00 \text{ mm}$$

- Cek spasi

$$s < S_{\max} = 100 < 132,00 \rightarrow \text{OK}$$

- Kuat geser nominal akibat pernulangan geser (V_s)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.5.10.5.3)

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$= \frac{235,619 \times 420 \times 649}{100}$$

$$= 642251 \text{ N}$$

- Batas kuat geser nominal akibat pernulangan geser (V_s)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.5.1.2)

$$\text{Batas } V_s = 0,66 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0,66 \times \sqrt{30} \times 350 \times 649$$

$$= 821140 \text{ N}$$

- Kuat reduksi kuat geser (ϕ)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 12.5.3.2 dan 21.2.4)

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser nominal (V_n)

$$V_n = V_c + V_s$$

$$= 211506 + 642251$$

$$= 853757 \text{ N}$$

- Kapasitas geser tereduksi (ϕV_n)

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

$$= 0,75 \times 853757$$

$$= 640317,75 \text{ N}$$

- Gaya geser ultimit (V_u)

$$V_u = V_{u \text{ tumpuan}} \times 10^3$$

$$= 450,3065 \times 10^3$$

$$= 450306,5 \text{ N}$$

- Cek kapasitas

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \frac{\phi V_n}{V_u} \geq 1 \\ &= \frac{640317,75}{450306,5} \geq 1 \\ &= 1,211 \geq 1 \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

c. Tulangan Transversal Lapangan

a) Gaya Dalam

$$V_u \text{ lapangan} = 229232,1 \text{ kN}$$

b) Penulangan Geser

- Jumlah kaki (n)

$$n = 2$$

- Luas tulangan geser

$$\begin{aligned}A_v &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 157,080 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Spasi tulangan (s)

$$s = 150 \text{ mm}$$

- Spasi maksimum ($s_{\max}$)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 18.6.4.6)

$$s_{\max} = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 649 = 324,50 \text{ mm}$$

- Cek spasi

$$s < s_{\max} = 150 < 324,50 \rightarrow \text{OK}$$

- Kuat geser nominal akibat penulangan geser (V_s)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.5.10.5.3)

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{157,080 \times 420 \times 649}{150} \\ &= 285445 \text{ N}\end{aligned}$$

- Batas kuat geser nominal akibat penulangan geser (V_s)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.5.1.2)

$$\begin{aligned}\text{Batas } V_s &= 0,66 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,66 \times \sqrt{30} \times 350 \times 649 \\ &= 821140 \text{ N}\end{aligned}$$

- Kuat geser nominal beton (V_c)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.5.5.1)

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 350 \times 649 \\ &= 211506 \text{ N}\end{aligned}$$

- Faktor reduksi kuat geser (ϕ)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 12.5.3.2 dan 21.2.4)

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser nominal (V_n)

$$\begin{aligned}V_n &= V_c + V_s \\ &= 211506 + 285445 \\ &= 496951 \text{ N}\end{aligned}$$

- Kapasitas geser tereduksi (ϕV_n)

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times V_n \\ &= 0,75 \times 496951 \\ &= 372713,25 \text{ N}\end{aligned}$$

- Gaya geser ultimit (V_u)

$$\begin{aligned}V_u &= V_{u \text{ lapangan}} \times 10^3 \\ &= 229,2321 \times 10^3 \\ &= 229232,1 \text{ N}\end{aligned}$$

- Cek kapasitas

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \frac{\phi V_n}{V_u} \geq 1 \\ &= \frac{372713,25}{229232,1} \geq 1 \\ &= 1,626 \geq 1 \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

d. Perhitungan Tulangan Torsi Balok

Tulangan torsi pada balok merupakan tulangan yang berguna untuk menahan gaya torsi yang diterima balok. Tahapan-tahapan perhitungan tulangan transversal balok yang dilakukan, antara lain:

a) Parameter Umum untuk Perhitungan Torsi

- Luas dibatasi keliling luar penampang beton (A_{cp})

$$A_{cp} = b \times h = 350 \times 700 = 245000 \text{ mm}^2$$

- Keliling luar penampang beton (p_{cp})

$$\begin{aligned} p_{cp} &= 2 \times (b + h) \\ &= 2 \times (350 + 700) \\ &= 2100 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas lingkup garis pusat tulangan torsi (A_{oh})

- Luas bruot lingkup lintasan alir geser (A_o)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.7.6.1.1)

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 176400 \\ &= 149940 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Keliling garis pusat tulangan torsi (p_h)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.7.6.1)

$$\begin{aligned} p_h &= 2 \times (x_0 + y_0) \\ &= 2 \times (280 + 630) \\ &= 1820 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat leleh tulangan (f_y)

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh tulangan torsi (f_{yt})

$$f_{yt} = f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Menghitung f_y / f_{yt} :

$$\frac{f_y}{f_{yt}} = \frac{420}{420} = 1$$

- Sudut antara sumbu *Strut* dan kord (θ)
(SNI 2847:2019 pada Tabel 22.7.6.1.2)

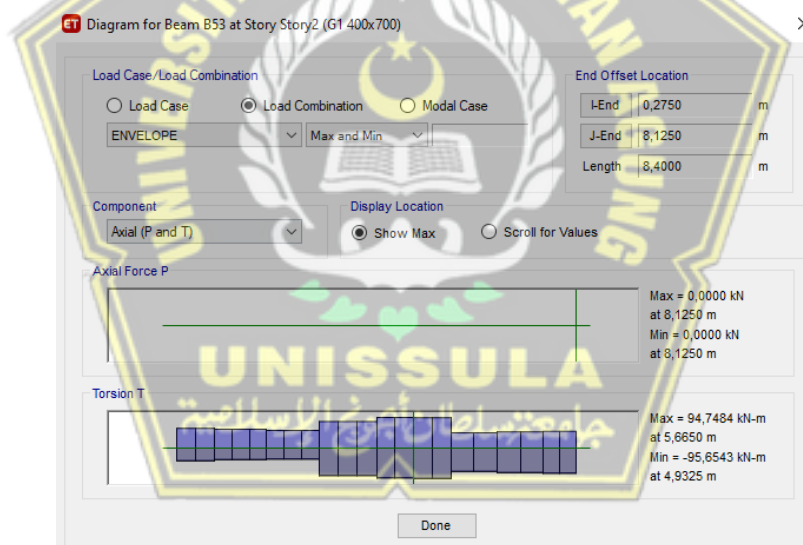
$$\theta = 45^\circ \text{ (non prategang)}$$

b) Gaya Dalam

Gaya dalam berupa gaya torsi pada balok B1 yang didapat dari ETABS yang digunakan untuk mendesain tulangan torsi balok sebagai berikut:

$$\begin{aligned} T_u &= 3,3475 \text{ kN-m} \\ &= 3,3475 \times 10^6 \\ &= 3347500 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

Tampilan gaya torsi pada balok B1 yang didapat dari ETABS dapat dilihat pada Gambar 4.37.



Gambar 4.37. Gaya Torsi Balok B1

c) Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi

- Momen retak torsi (T_{cr})

$$\begin{aligned} T_{cr} &= 0,33 \times \sqrt{f_c} \times \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \\ &= 0,33 \times \sqrt{30} \times \frac{245000^2}{2100} \\ &= 51663930 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

- Faktor reduksi kuat torsi (ϕ)
(SNI 2847:2019 pada Tabel 21.2.1)

$$\phi = 0,75$$

- Kapasitas torsi tereduksi (ϕT_{cr})

$$\begin{aligned}\phi T_{cr} &= \phi \times T_{cr} \\ &= 0,75 \times 51663930 \\ &= 9686987 \text{ N-mm}\end{aligned}$$

- Cek perlu tulangan torsi
(SNI 2847:2019 pada Tabel 22.7.4.1)

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= T_u > \frac{1}{4} \phi T_{cr} \\ &= 3347500 > \frac{1}{4} \times 9686987 \\ &= 3347500 > 2421746,75 \rightarrow \text{Tidak}\end{aligned}$$

d) Pengecekan kecukupan Dimensi Penampang

- Momen torsi ultimit yang dipakai (T_u pakai)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.7.3.2 dan 22.7.5)

$$\begin{aligned}T_{u \text{ pakai}} &= \text{minimal } (\phi T_{cr} \text{ atau } T_u) \\ &= \text{minimal } (9686987 \text{ atau } 3347500) \\ &= 3347500 \text{ N-mm}\end{aligned}$$

- Gaya geser ultimit (V_u)

$$\begin{aligned}V_u &= V_{u \text{ tumpuan}} \times 10^3 \\ &= 528,951 \times 10^3 \\ &= 528951 \text{ N}\end{aligned}$$

- Kuat geser nominal beton (V_c)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.5.5.1)

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 350 \times 649 \\ &= 211506 \text{ N}\end{aligned}$$

- Tegangan ultimit geser + torsi

(SNI 2847:2019 pada Tabel 22.7.7.1)

$$= \sqrt{\left(\frac{V_u}{b \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times p_h}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{528951}{350 \times 649}\right)^2 + \left(\frac{3347500 \times 1820}{1,7 \times 176400^2}\right)^2}$$

$$= 2,331 \text{ MPa}$$

- Kapasitas tegangan beton

(SNI 2847:2019 pada Tabel 22.7.7.1)

$$= \phi \times \left(\frac{V_c}{b \times d} + 0,66 \times \sqrt{f_c}\right)$$

$$= \phi \times \left(\frac{211506}{350 \times 649} + 0,66 \times \sqrt{30}\right)$$

$$= 3,410 \text{ MPa}$$

- Cek dimensi penampang

$$= \sqrt{\left(\frac{V_u}{b \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times p_h}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \times \left(\frac{V_c}{b \times d} + 0,66 \times \sqrt{f_c}\right)$$

$$= 2,331 \leq 3,410 \rightarrow \text{OK}$$

e) Penulangan Transversal Torsi

- Jumlah kaki (n)

$$n_{\text{tumpuan}} = 3$$

$$n_{\text{lapangan}} = 2$$

- Spasi tulangan (s)

$$s_{\text{tumpuan}} = 100 \text{ mm}$$

$$s_{\text{lapangan}} = 150 \text{ mm}$$

- Spasi maksimum (s_{max})

(SNI 2847:2019 pada Pasal 9.7.6.3.3)

$$s_{\text{max } 1} = \frac{1}{8} \times p_h = \frac{1}{8} \times 1820 = 228 \text{ mm}$$

$$s_{\text{max } 2} = 300 \text{ mm}$$

$$s_{\text{max}} = \text{minimal } (s_{\text{max } 1} \text{ atau } s_{\text{max } 2})$$

$$= 228 \text{ mm}$$

- Cek spasi

$$S_{\text{tumpuan}} < S_{\text{max}} = 100 < 228 \rightarrow \text{OK}$$

$$S_{\text{lapangan}} < S_{\text{max}} = 150 < 228 \rightarrow \text{OK}$$

- Luas tulangan geser + torsi (A_{v+t})

$$\begin{aligned} A_{v+t \text{ tumpuan}} &= n_{\text{tumpuan}} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2 \\ &= 3 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 235,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v+t \text{ lapangan}} &= n_{\text{lapangan}} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 157 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan geser + torsi (A_{v+t}) / spasi pasang (s_{pasang})

$$\begin{aligned} A_{v+t} / s_{\text{tumpuan pasang}} &= \frac{A_{v+t \text{ tumpuan}}}{s_{\text{tumpuan pasang}}} \\ &= \frac{235,5}{100} \\ &= 2,356 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v+t} / s_{\text{lapangan pasang}} &= \frac{A_{v+t \text{ lapangan}}}{s_{\text{lapangan pasang}}} \\ &= \frac{157}{150} \\ &= 1,047 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

- Luas satu kaki sengkang penahan torsi (A_t) / spasi (s)
(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.7.6.1)

$$\begin{aligned} A_t / s &= \frac{T_u}{2 \times \phi \times A_o \times f_{yt}} \\ &= \frac{3347500}{2 \times 0,75 \times 149940 \times 420} \\ &= 0,035 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

- Luas tulangan geser (A_v) / spasi perlu (s_{perlu})

(SNI 2847:2019 pada Penjelasan Pasal R9.5.4.3)

$$\begin{aligned} A_v / s_{\text{tumpuan perlu}} &= \left(\frac{V_{u \text{ tumpuan}}}{\phi} - V_{c \text{ tumpuan}} \right) / (f_y \times d) \\ &= \left(\frac{853757}{0,75} - 211506 \right) / (420 \times 649) \\ &= 1,811 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v / s \text{ lapangan perlu} &= \left(\frac{V_u \text{ lapangan}}{\phi} - V_c \text{ lapangan} \right) / (f_y \times d) \\
 &= \left(\frac{229323,1}{0,75} - 211506 \right) / (420 \times 649) \\
 &= 0,345 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

- Luas tulangan geser + torsi (A_{v+t}) / spasi perlu (s_{perlu}) (SNI 2847:2019 pada Penjelasan Pasal R9.5.4.3)

$$\begin{aligned}
 A_{v+t} / s \text{ tumpuan perlu} &= 2 \times (A_t / s) + (A_v / s \text{ tumpuan perlu}) \\
 &= 2 \times 0,035 + 1,811 \\
 &= 1,882 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{v+t} / s \text{ lapangan perlu} &= 2 \times (A_t / s) + (A_v / s \text{ lapangan perlu}) \\
 &= 2 \times 0,035 + 0,345 \\
 &= 0,416 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

- Luas tulangan geser + torsi (A_{v+t}) / spasi minimum (s_{min}) (SNI 2847:2019 pada Pasal 9.6.4.2)

$$\begin{aligned}
 A_{v+t} / s_{\text{min } 1} &= 0,062 \times \sqrt{f_c} \times \frac{b}{f_y} \\
 &= 0,062 \times \sqrt{30} \times \frac{350}{420} \\
 &= 0,283 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{v+t} / s_{\text{min } 2} &= 0,35 \times \frac{b}{f_y} \\
 &= 0,35 \times \frac{3500}{420} \\
 &= 0,292 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{v+t} / s_{\text{min}} &= \text{maks} (A_{v+t} / s_{\text{min } 1} \text{ atau } A_{v+t} / s_{\text{min } 2}) \\
 &= 0,292 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

- Cek geser + torsi

$$A_{v+t} / s \text{ tumpuan pasang} \geq \text{maksimum} (A_{v+t} / s_{\text{perlu}} \text{ atau } A_{v+t} / s_{\text{min}})$$

$$2,356 \geq \text{maksimum} (1,882 \text{ atau } 0,292)$$

$$2,356 \geq 1,882 \rightarrow \text{OK}$$

$$A_{v+t} / s \text{ lapangan pasang} \geq \text{maksimum} (A_{v+t} / s_{\text{perlu}} \text{ atau } A_{v+t} / s_{\text{min}})$$

$$1,571 \geq \text{maksimum} (0,416 \text{ atau } 0,292)$$

$$1,571 \geq 0,416 \rightarrow \text{OK}$$

f) Penulangan Longitudinal Torsi

- Diameter tulangan pinggang (d_b)

$$d_b = 13 \text{ mm}$$

- Diameter tulangan pinggang minimum ($d_{b \text{ min}}$)

SNI 2847:2019 pada Pasal 9.7.5.2)

$$d_{b \text{ min}} = 0,042 s$$

$$= 0,042 \times \text{maksimum } (s_{\text{tumpuan}} \text{ atau } s_{\text{lapangan}})$$

$$= 0,042 \times 150$$

$$= 6,3 \text{ mm}$$

- Cek d_b

$$\text{Syarat} = d_b \geq d_{b \text{ min}}$$

$$= 13 \geq 6,3 \rightarrow \text{OK}$$

- Luas tulangan yang diperlukan ($A_s \text{ perlu}$)

$$A_s \text{ perlu tumpuan atas} = 2260,415 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu tumpuan bawah} = 756,747 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu lapangan atas} = 404,171 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu lapangan bawah} = 1764,436 \text{ mm}^2$$

- Luas tulangan longitudinal torsi (A_l)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 22.7.6.1)

$$A_l = (A_t / s) \times p_h$$

$$= 0,035 \times 1820$$

$$= 64,496 \text{ mm}^2$$

- Luas tulangan longitudinal torsi minimum ($A_{l \text{ min}}$)

(SNI 2847:2019 pada Pasal 9.6.4.3)

$$A_{l \text{ min}} = 0,42 \times \sqrt{f_c} \times \frac{A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) \times p_h$$

$$= 0,42 \times \sqrt{30} \times \frac{245000}{420} - 0,469 \times 1820$$

$$= 1277,424 \text{ mm}^2$$

- Luas tulangan longitudinal (A_s)

$$A_s = \text{maksimum } (A_l \text{ atau } A_{l \text{ min}})$$

$$= \text{maksimum } (64,496 \text{ atau } 1277,424)$$

$$= 1277,424 \text{ mm}^2$$

- Luas tulangan longitudinal torsi perlu (A_l perlu)

$$A_{l \text{ perlu tumpuan}} = A_{s \text{ perlu tumpuan atas}} + A_{s \text{ perlu tumpuan bawah}}$$

$$= 2260,415 + 756,747$$

$$= 3017,162 \text{ mm}^2$$

$$A_{l \text{ perlu lapangan}} = A_{s \text{ perlu lapangan atas}} + A_{s \text{ perlu lapangan bawah}}$$

$$= 404,171 + 1764,424$$

$$= 2168,595 \text{ mm}^2$$

- Luas tul. Longitudinal (A_s) + luas tul. Longitudinal torsi perlu (A_l perlu)

$$A_s + A_{l \text{ perlu tumpuan}} = 1277,424 + 3017,162$$

$$= 4294,587 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_{l \text{ perlu lapangan}} = 1277,424 + 2168,595$$

$$= 3446,031 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan negatif (n)

$$n_{\text{tumpuan atas}} = 8$$

$$n_{\text{tumpuan tengah}} = 0 \text{ (angka kelipatan 2)}$$

$$n_{\text{tumpuan bawah}} = 4$$

$$n_{\text{tumpuan vertikal}} = 2 + n_{\text{tumpuan tengah}} / 2$$

$$= 2 + 0 / 2$$

$$= 2$$

$$n_{\text{lapangan atas}} = 4$$

$$n_{\text{lapangan tengah}} = 0 \text{ (angka kelipatan 2)}$$

$$n_{\text{lapangan bawah}} = 6$$

$$n_{\text{lapangan vertikal}} = 2 + n_{\text{lapangan tengah}} / 2$$

$$= 2 + 0 / 2$$

$$= 2$$

- Minimal n (n_{atas} atau n_{bawah})

$$\text{Minimal } n_{\text{tumpuan}} = \text{minimal } (n_{\text{tumpuan atas}} \text{ atau } n_{\text{tumpuan bawah}})$$

$$= \text{minimal } (8 \text{ atau } 4)$$

$$= 4$$

Minimal n_{lapangan} = minimal ($n_{\text{lapangan atas}}$ atau $n_{\text{lapangan bawah}}$)

= minimal (4 atau 6)

$$= 4$$

- Spasi tumpuan (s_{tumpuan})

$$\begin{aligned} S_{\text{horizontal tumpuan}} &= \frac{b - 2c_c - 2d_s - d_b}{\min(n_{\text{atas}} \text{ atau } n_{\text{bawah}}) - 1} \\ &= \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 22}{4 - 1} \\ &= 83 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{vertikal tumpuan}} &= \frac{h - 2c_c - 2d_s - d_b}{n_{\text{vertikal}} - 1} \\ &= \frac{700 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 22}{2 - 1} \\ &= 598 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{tumpuan}} &= \text{maksimum} (s_{\text{horizontal}} \text{ atau } s_{\text{vertikal}}) \\ &= \text{maksimum} (83 \text{ atau } 598) \\ &= 598 \end{aligned}$$

- Spasi lapangan (s_{lapangan})

$$\begin{aligned} S_{\text{horizontal lapangan}} &= \frac{b - 2c_c - 2d_s - d_b}{\min(n_{\text{atas}} \text{ atau } n_{\text{bawah}}) - 1} \\ &= \frac{350 - 2 \times 30 - 2 \times 10 - 22}{4 - 1} \\ &= 83 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{vertikal lapangan}} &= \frac{h - 2c_c - 2d_s - d_b}{n_{\text{vertikal}} - 1} \\ &= \frac{700 - 2 \times 35 - 2 \times 10 - 22}{2 - 1} \\ &= 598 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{lapangan}} &= \text{maksimum} (s_{\text{horizontal}} \text{ atau } s_{\text{vertikal}}) \\ &= \text{maksimum} (83 \text{ atau } 598) \\ &= 598 \end{aligned}$$

- Cek spasi tulangan longitudinal

$$s_{\text{tumpuan}} \leq 300 = 598 \leq 300 \rightarrow \text{NOT OK}$$

$$s_{\text{lapangan}} \leq 300 = 598 \leq 300 \rightarrow \text{NOT OK}$$

- Luas tulangan longitudinal (A_s)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ tumpuan}} &= (n_{\text{atas}} + n_{\text{bawah}}) \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= (8 + 4) \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 \\ &= 4559,28 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ lapangan}} &= (n_{\text{atas}} + n_{\text{bawah}}) \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= (6 + 4) \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 \\ &= 3801,327 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan longitudinal torsi pasang ($A_{l \text{ pasang}}$)

$$\begin{aligned} A_{l \text{ pasang tumpuan}} &= (n_{\text{tengah}}) \times \frac{\pi}{4} \times d_{bt}^2 \\ &= 0 \times \frac{3,14}{4} \times 10^2 \\ &= 78,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{l \text{ pasang lapangan}} &= (n_{\text{tengah}}) \times \frac{\pi}{4} \times d_{bt}^2 \\ &= 0 \times \frac{3,14}{4} \times 10^2 \\ &= 78,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tul. Longitudinal (A_s) + luas tul. Longitudinal torsi pasang ($A_{l \text{ pasang}}$)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ tumpuan}} + A_{l \text{ pasang tumpuan}} &= 4561,593 + 78,5 \\ &= 4640,093 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

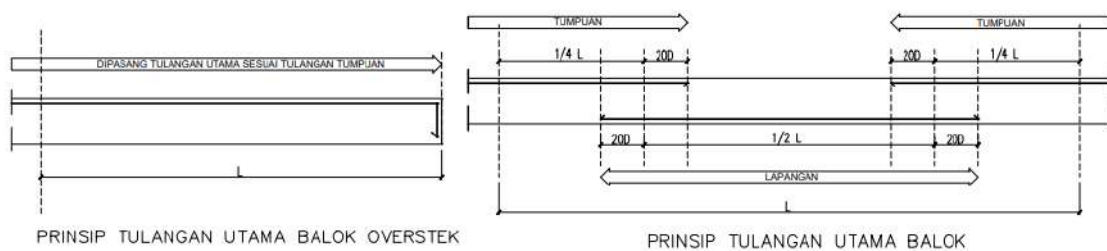
$$\begin{aligned} A_{s \text{ lapangan}} + A_{l \text{ pasang lapangan}} &= 3801,327 + 78,5 \\ &= 3879,827 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Cek lentur + torsi

$$\begin{aligned} A_{s \text{ tumpuan}} + A_{l \text{ pasang tumpuan}} &\geq A_s + A_{l \text{ perlu tumpuan}} \\ 4640,093 &\geq 4294,587 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ lapangan}} + A_{l \text{ pasang lapangan}} &\geq A_s + A_{l \text{ perlu lapangan}} \\ 3879,827 &\geq 3446,031 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

Gambar tulangan balok B1 yang didapat berdasarkan perhitungan di atas dapat dilihat pada Gambar 4.37.



Gambar 4.37. Potongan Memanjang Balok

g) Rekapitulasi Hasil Tulangan Balok

Rekapitulasi tulangan balok berdasarkan hasil perhitungan ditunjukkan pada Tabel 4.38 di bawah ini.

Tabel 4.38. Rekapitulasi Tulangan Balok

Balok Kode	Dimensi (cm)	Lokasi	Tulangan Longitudinal		Tulangan Transversal	
			Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
B1	35x70	Atas	8 D 22	4 D 22	3D10-100	2D10-150
		Bawah	4 D 22	6 D 22		
B2	25x50	Atas	5 D 19	3 D 19	2D10-100	2D10-150
		Bawah	3 D 19	5 D 19		
BA1	30x60	Atas	6 D 19	3 D 19	2D10-100	2D10-150
		Bawah	3 D 19	6 D 19		
BA2	20x40	Atas	3 D 19	2 D 19	4D10-100	2D10-150
		Bawah	2 D 19	3 D 19		

4.5.2. Kolom

Desain dimensi penampang kolom harus mampu menahan gaya momen dan gaya geser sehingga diperlukan analisis kapasitas desain kolom. Diagram interaksi Pn-M kolom juga disertakan dalam analisis kapasitas kolom untuk mengetahui kapasitas kolom terhadap gaya aksial yang menumpunya

1) Properti Material dan Penampang

Panjang/Tinggi Kolom (L)	= 4000	mm
Dimensi ($b \times h$)	= 800 x 800	mm
Diameter Tulangan Longitudinal (d_b)	= 22	mm
Diameter Tulangan Sengkang (d_s)	= 13	mm
Selimut Bersih (c_c)	= 40	mm
Kuat Tekan Beton (f'_c)	= 30	MPa
Kuat Leleh Baja Tulangan (f_y)	= 420	MPa
Tinggi Balok (hb)	= 700	mm

2) Syarat Gaya dan Geometri

a. Syarat Gaya Aksial

Gaya tekan aksial P_u akibat kombinasi beban yang berkurang dari $0,3 A_g f'_c$

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= P_u > 0,3 A_g f'_c \\ &= 6562,3254 > 0,3 \times 640000 \times 30 \times 10^{-3} \\ &= 6562,3254 > 5760 \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

b. Cek Dimensi

Batasan dimensi untuk struktur kolom sesuai SNI 2847:2019

Pasal 18.7.2.1 harus memenuhi :

a) Dimensi terkecil penampang tidak kurang dari 300 mm

$$\text{Syarat} = b \geq 300 = 800 \geq 300 \rightarrow \text{OK}$$

b) Rasio Dimensi Penampang

$$\text{Syarat} = \frac{b}{h} \geq 0,4 = \frac{800}{800} \geq 0,4 = 1 \geq 0,4 \rightarrow \text{OK}$$

c. Menentukan Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4 menyatakan luas tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari 0,01 A_g atau lebih besar dari 0,06 A_g . dengan, menggunakan program SPColumn,

$$\begin{aligned} 0,01 A_g &= 0,01 \times 640000 \\ &= 6400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,06 A_g &= 0,06 \times 640000 \\ &= 38400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a) Luas Tulangan

$$\text{Jumlah Tulangan, } n = 20$$

$$\begin{aligned} A_s &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \\ &= 20 \times \frac{3,14}{4} \times 22^2 \\ &= 7602,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b) Rasio Tulangan

$$\begin{aligned} p &= \frac{A_s}{(b \times h)} \\ &= \frac{7602,7}{(800 \times 800)} \\ &= 1,19\% \end{aligned}$$

c) Cek $P_{\min}$ dan $P_{\max}$

$$1\% \leq p \leq 6\%$$

$$1\% \leq 1,19\% \leq 6\% \rightarrow \text{OK}$$

3) Perhitungan Tulangan Transversal Kolom

Tahapan-tahapan gser perhitungan tulangan transversal kolom yang dilakukan, antara lain :

$$\begin{aligned} \text{Tinggi Efektif (d)} &= h - (c_c + d_s + \frac{d_b}{2}) \\ &= 800 - (40 + 13 + \frac{22}{2}) \\ &= 736 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_n &= L - h_b \\ &= 4000 - 700 \\ &= 3300 \text{ mm} \end{aligned}$$

a. Menentukan Panjang Zona Sendi Plastis

Sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.4.3.3 dengan nilai ℓ_o :

$$\ell_{o1} = h = 800 \text{ mm}$$

$$\ell_{o2} = l_n / 6 = 3300 / 6 = 550 \text{ mm}$$

$$\ell_{o3} = 450 \text{ mm} = 450 \text{ mm}$$

$$\ell_o = \text{Max} (\ell_{o1} ; \ell_{o2} ; \ell_{o3}) = 800 \text{ mm}$$

b. Tulangan Transversal Zona Sendi/Tumpuan

$$\text{Jumlah Kaki Sisi Pendek, } n1 = 4$$

$$\text{Jumlah Kaki Sisi Pendek, } n2 = 4$$

$$\text{Spasi (s)} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Kaki Terbesar (x}_{\text{imax}}) = 100 \text{ mm}$$

Menentukan nilai tulangan transversal (A_{sh})

$$\begin{aligned} \circ A_{sh1} \text{ dan } A_{sh2} &= n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 \\ &= 4 \times \frac{3,14}{4} \times 13^2 \\ &= 530,929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ \frac{A_{sh}}{s} 1 \text{ dan } \frac{A_{sh}}{s} 2 &= \frac{s}{A_{sh}} \\ &= \frac{100}{530,929} \\ &= 5309 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

c. Penentuan Luas Tulangan Kekangan Zona Sendi Plastis (Confinement)

Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 18.7.5.4. Untuk daerah sepanjang ℓ_o dari ujung-ujung kolom total luas penampang *hoop* tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar di antara :

- Lebar penampang inti beton yang tertekan (b_c)

$$b_c = b - (2 \times c_c) = 800 - (2 \times 40) = 720 \text{ mm}$$

- Tinggi penampang inti beton yang tertekan (h_c)

$$h_c = h - (2 \times c_c) = 800 - (2 \times 40) = 720 \text{ mm}$$

○ Sisi Pendek/Sumbu Lemah

$$\begin{aligned} \circ \frac{A_{sh}}{s} \text{ min, 1} &= 0,3 \left(b_c \times \frac{F_{c'}}{F_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}-1} \right) \\ &= 0,3 \left(720 \times \frac{30}{420} \right) \times \left(\frac{640000}{518400} - 1 \right) \\ &= 3619 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ \frac{A_{sh}}{s} \text{ min, 2} &= 0,09 \times b_c \times \frac{f_{c'}}{f_y} \\ &= 0,09 \times 720 \times \frac{30}{420} \\ &= 4629 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ \text{Cek } A_{sh}/s^1 &= A_{sh}/s^2 \geq A_{sh}/\text{min} \\ &= 530929 \geq \frac{3619}{4629} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

○ Sisi Panjang/Sumbu Kuat

$$\begin{aligned} \circ \frac{A_{sh}}{s} \text{ min, 1} &= 0,3 \left(b_c \times \frac{F_{c'}}{F_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}-1} \right) \\ &= 0,3 \left(720 \times \frac{30}{420} \right) \times \left(\frac{640000}{518400} - 1 \right) \\ &= 3619 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ \frac{A_{sh}}{s} \text{ min, 2} &= 0,09 \times b_c \times \frac{f_{c'}}{f_y} \\ &= 0,09 \times 720 \times \frac{30}{420} \\ &= 4629 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ \text{Cek } A_{sh}/s^2 &= A_{sh}/s^2 \geq A_{sh}/\text{min} \\ &= 530929 \geq \frac{3619}{4629} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

○ Cek Spasi

$$\begin{aligned} \circ s_{\max}^1 &= b / 4 \\ &= 800 / 4 \\ &= 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ s_{\max}^2 &= 6 \times d_b \\ &= 6 \times 22 \\ &= 132 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ h_x &= x_{i \max} \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ s_{\max}^3 = s_o &= 100 \leq 100 + (350 - h_x) / 3 \leq 150 \\ &= 100 \leq 100 + (350 - 100) / 3 \leq 150 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 150000 \text{ mm} \\
 \circ \quad S_{\max} &= \text{Min} (S_{\max 1} ; S_{\max 2} ; S_{\max 3}) \\
 &= 132000 \text{ mm} \\
 \circ \quad \text{Cek Spasi} &= s \leq S_{\max} \\
 &= 100 \leq 132 \rightarrow (\text{OK})
 \end{aligned}$$

d. Kuat Geser Zona Sendi Plastis

- Gaya Geser Hasil Analisis Struktur

$$V_u \text{ 2 Sumbu Lemah} = 269822 \text{ N}$$

$$V_u \text{ 2 Sumbu Kuat} = 269822 \text{ N}$$

- Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

$$\phi = 0,6$$

$$\begin{aligned}
 \circ \quad V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{(14 A_g)} \right) (f_c')^{0,5} b \times d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{6562325,4}{(14 \times 800 \times 800)} \right) (30')^{0,5} \times 800 \times 2,5 \\
 &= 949787 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \circ \quad \phi V_c &= \phi \times V_c \\
 &= 0,6 \times 949787 \\
 &= 569872
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \circ \quad V_c / \phi &= \frac{V_c \text{ 2 Sumbu Lemah}}{\phi} \\
 &= \frac{269822}{0,6} \\
 &= 449703
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \circ \quad V_s \text{ min} &= V_c + \frac{1}{3} \times b \times d \\
 &= 949787 + \frac{1}{3} \times 800 \times 736 \\
 &= 1146053
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \circ \quad \text{Cek } V_s \text{ min} &= V_c / \phi < V_s \text{ min} \\
 &= 449703 < 1146053 \rightarrow (\text{Perlu Tul. Geser Min})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \circ \quad V_s \text{ perlu} &= V_s \geq V_u / \phi - V_c \\
 &= 448703 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\circ \quad A_s / S_{\text{perlu}} = \frac{V_s}{(f_y' \times d)}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{449703}{(420 \times 736)} \\
&= 1,4548 \text{ mm}^2 / \text{mm} \\
\circ A_s / s \text{ min } 1 &= \frac{0,062 (f'c')^{0,5} \times h}{f_y} \\
&= \frac{0,062 (30)^{0,5} \times 800}{420} \\
&= 0,6468 \text{ mm}^2 / \text{mm} \\
\circ A_s / s \text{ min } 2 &= \frac{0,35 \times h}{f_y} \\
&= \frac{0,35 \times 800 \times}{420} \\
&= 0,6667 \text{ mm}^2 / \text{mm} \\
\circ \text{Cek } A_s / s &= A_{sh} / s1 \geq \text{Max } (A_s / S_{\text{perlu}}, A_s / s \text{ min }) \\
&= 5,309 \geq 0,6468 \text{ (OK)}
\end{aligned}$$

○ Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

$$\begin{aligned}
\circ \Phi &= 0,6 \\
\circ V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{(14 A_g)} \right) (f'_c)^{0,5} b \times d \\
&= 0,17 \left(1 + \frac{6562325,4}{(14 \times 800 \times 800)} \right) (30')^{0,5} \times 800 \times 2,5 \\
&= 949787 \text{ N} \\
\circ \Phi V_c &= \Phi \times V_c \\
&= 0,6 \times 949787 \\
&= 569872 \\
\circ V_c / \Phi &= \frac{V_c \text{ 2 Sumbu Lemah}}{\Phi} \\
&= \frac{269822}{0,6}
\end{aligned}$$

$$= 449703$$

$$\begin{aligned}
\circ V_s \text{ min} &= V_c + \frac{1}{3} \times b \times d \\
&= 949787 + \frac{1}{3} \times 800 \times 736 \\
&= 1146053
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\circ \text{Cek } V_s \text{ min} &= V_c / \Phi < V_s \text{ min} \\
&= 449703 < 1146053 \rightarrow (\text{Perlu Tul. Geser Min})
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\circ V_s \text{ perlu} &= V_u / \Phi - V_c \\
&= 448703 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ A_s / S_{\text{perlu}} &= \frac{V_s}{(f_y' \times d)} \\ &= \frac{449703}{(420 \times 736)} \\ &= 1,4548 \text{ mm}^2 / \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ A_s / s \text{ min } 1 &= \frac{0,062 (f_c')^{0,5} \times h}{f_y} \\ &= \frac{0,062 (30)^{0,5} \times 800}{420} \\ &= 0,6468 \text{ mm}^2 / \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ A_s / s \text{ min } 2 &= \frac{0,35 \times h}{f_y} \\ &= \frac{0,35 \times 800}{420} \\ &= 0,6667 \text{ mm}^2 / \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ \text{Cek } A_s / s &= A_{sh} / s_1 \geq \text{Max } (A_s / S_{\text{perlu}}, A_s / s \text{ min}) \\ &= 5,309 \geq 0,6468 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

e. Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis/Tumpuan

$$\text{Jumlah Kaki Sisi Pendek, } n_1 = 4$$

$$\text{Jumlah Kaki Sisi Panjang, } n_2 = 4$$

$$\text{Spasi (s)} = 130 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ Sumbu Lemah} &= n \times \frac{\pi}{4 \times d_s^2} \\ &= 4 \times \frac{3,14}{4 \times 13^2} \\ &= 530,929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ Sumbu Kuat} &= n \times \frac{\pi}{4 \times d_s^2} \\ &= 4 \times \frac{3,14}{4 \times 13^2} \\ &= 530,929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

f. Kekangan Luar Zona Sendi Plastis (Confinement)

$$\circ \text{Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah}$$

$$\circ V_u = 269822 \text{ N}$$

$$\circ \Phi = 0,6$$

$$\begin{aligned} \circ V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{(14 Ag)} \right) (f_c')^{0,5} b \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{6562325,4}{(14 \times 800 \times 800)} \right) (30')^{0,5} \times 800 \times 2,5 \\ &= 949787 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ \Phi V_c &= \Phi \times V_c \\ &= 0,6 \times 949787 \\ &= 569872 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ V_c / \Phi &= \frac{V_c \text{ 2 Sumbu Lemah}}{\Phi} \\ &= \frac{269822}{0,6} \\ &= 449703 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ V_s \text{ min} &= V_c + \frac{1}{3} \times b \times d \\ &= 949787 + \frac{1}{3} \times 800 \times 736 \\ &= 1146053 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ \text{Cek } V_s \text{ min} &= V_c / \Phi < V_s \text{ min} \\ &= 449703 < 1146053 \rightarrow (\text{Perlu Tul. Geser Min}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ V_s \text{ perlu} &= V_s \geq V_u / \Phi - V_c \\ &= 448703 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ A_s / S_{\text{perlu}} &= \frac{V_s}{(f_y' \times d)} \\ &= \frac{449703}{(420 \times 736)} \\ &= 1,4548 \text{ mm}^2 / \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ A_v \text{ min 1} &= \frac{0,062 (f_c')^{0,5} \times b \times s}{f_y} \\ &= \frac{0,062 (f_c')^{0,5} \times 800 \times 130}{420} \\ &= 84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ A_v \text{ min 2} &= \frac{0,35 \times b \times s}{f_y} \\ &= \frac{0,35 \times 800 \times 130}{420} \\ &= 87 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ A_v \text{ digunakan} &= \text{Max} (A_v \text{ min 1}, A_v \text{ min 2}) \\ &= 87 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\circ \text{Cek } A_v \text{ pasang} = A_v \text{ Sumbu Lemah} > A_v \text{ digunakan}$$

$$= 530,929 > 87 \text{ (OK)}$$

○ Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

$$○ V_u = 269822 \text{ N}$$

$$○ \Phi = 0,6$$

$$\begin{aligned} \circ V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{(14 Ag)} \right) (f_c')^{0,5} b \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{6562325,4}{(14 \times 800 \times 800)} \right) (30')^{0,5} \times 800 \times 2,5 \\ &= 949787 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ \Phi V_c &= \Phi \times V_c \\ &= 0,6 \times 949787 \\ &= 569872 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ V_c / \Phi &= \frac{V_c \text{ 2 Sumbu Lemah}}{\Phi} \\ &= \frac{269822}{0,6} \\ &= 449703 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ V_s \text{ min} &= V_c + \frac{1}{3} \times b \times d \\ &= 949787 + \frac{1}{3} \times 800 \times 736 \\ &= 1146053 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ \text{Cek } V_s \text{ min} &= V_c / \Phi < V_s \text{ min} \\ &= 449703 < 1146053 \rightarrow (\text{Perlu Tul. Geser Min}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ V_s \text{ perlu} &= V_s \geq V_u / \Phi - V_c \\ &= 448703 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ A_s / S_{\text{perlu}} &= \frac{V_s}{(f_y' \times d)} \\ &= \frac{449703}{(420 \times 736)} \\ &= 1,4548 \text{ mm}^2 / \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ A_v \text{ min 1} &= \frac{0,062 (f_c')^{0,5} \times b \times s}{f_y} \\ &= \frac{0,062 (f_c')^{0,5} \times 800 \times 130}{420} \\ &= 84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \circ A_v \text{ min 2} &= \frac{0,35 \times b \times s}{f_y} \\ &= \frac{0,35 \times 800 \times 130}{420} \end{aligned}$$

$$= 87 \text{ mm}^2$$

- A_v digunakan = $\text{Max} (A_v \text{ min } 1 , A_v \text{ min } 2)$
 $= 87 \text{ mm}^2$
- Cek A_v pasang = $A_v \text{ Sumbu Lemah} > A_v \text{ digunakan}$
 $= 530,929 > 87 \rightarrow (\text{OK})$

g. Cek Kuat Hubungan Balok Kolom

$$M_{pr}^+ = 482,383 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 893,365 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor Kekakuan Kolom} = 0,5$$

$$\begin{aligned} V_{\text{sway Kolom}} &= (M_{pr}^- + M_{pr}^+ \times DF) + (M_{pr}^- + M_{pr}^+ \times \\ &\quad DF)/L_n \\ &= (893,365 + 482,383 \times DF) + (893,365 + \\ &\quad 482,383 \times 0,5)/3300 \times 10^{-3} \\ &= 687,557 \text{ kNm} \end{aligned}$$

h. Gaya Tarik Pada Tulangan Balok Bagian Kiri

$$\text{Luas Tulangan Bawah } (A_s) = 3041,06 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kuat Leleh Tulangan} = 420 \text{ Mpa}$$

$$T_1 = 1,25 \times A_s \times f_y$$

$$= 1,25 \times 3041,06 \times 420$$

$$= 1596,557 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya Tekan Pada Balok Kiri } (C_1) = 1596,557 \text{ kN}$$

i. Gaya Tarik Pada Tulangan Balok Bagian Kanan

$$\text{Luas Tulangan Bawah } (A_s) = 4,00 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kuat Leleh Tulangan} = 420 \text{ Mpa}$$

$$T_2 = 1,25 \times A_s \times f_y$$

$$= 1,25 \times 4,00 \times 420$$

$$= 2,100 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya Tekan Pada Balok Kiri } (C_2) = 2,557 \text{ kN}$$

j. Cek Kuat Geser HBK

$$\begin{aligned}\text{Gaya Geser Pada Join } (V_u) &= T_1 + T_2 - V_u \\ &= T_1 + T_2 - V_u \\ &= 1596,557 + 2,100 - 269,8215\end{aligned}$$

$$\text{Faktor Reduksi Geser } (\Phi) = 0,85$$

$$\begin{aligned}\text{Kuat Geser Nominal } (\Phi V_n) &= \Phi \times 1,7 (f_c' \times b \times h) \\ &= 0,85 \times 1,7 (30 \times 800 \times 800) \\ &= 27744 \text{ kN}\end{aligned}$$

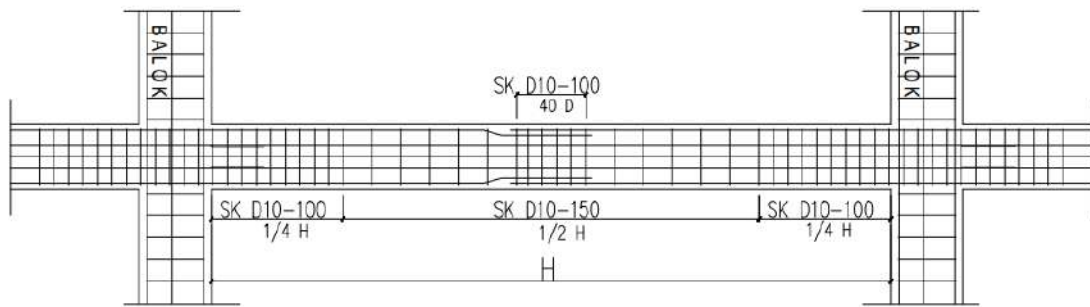
$$\begin{aligned}\text{Cek Persyaratan} &= V_u < \Phi V_n \\ &= V_u < \Phi V_n \\ &= 1328,836 < 27744 \rightarrow (\text{OK})\end{aligned}$$

k. Rekapitulasi Hasil Tulangan Kolom

Rekapitulasi tulangan kolom berdasarkan hasil perhitungan dtunjukkan pada Tabel 4.39 dan Prinip penulangan Kolom pada Gambar 4.38

Tabel 4.39 Rekapitulasi Kolom

Balok Kode	Dimensi (cm)	Lokasi	Sengkang		Tulangan Utama
			Tumpuan	Lapangan	
K1	80x80	Atas	4D13-100	4D13-150	20D 22
		Bawah			
K2	70x70	Atas	4D13-100	4D13-150	16D 22
		Bawah			



Gambar 4.38 Potongan Kolom

4.5.3. PELAT

Gambar 4.38 memperlihatkan jenis plat yang akan digunakan sebagai contoh perhitungan.



Gambar 4.39 Tipe Pelat

Panjang pelat arah sumbu X (L_x) = 4000 mm

Panjang pelat arah sumbu Y (L_y) = 4000 mm

Perbandingan panjang pelat ($\frac{L_y}{L_x}$) = $\frac{4}{4} = 1$

Tebal pelat = 130 mm

Jenis pelat (h) = 2 arah, karena $\frac{L_y}{L_x} \leq 2$

Diameter tulangan (d_b) = 10 mm

Tebal selimut bersih (C_c) = 20 mm (SNI 2847:2019
Tabel 20.6.1.3.1)

Tebal efektif penampang (d) = $h - c_c - d_s - d_b/2$
= $130 - 20 - 10 - 10/2$
= 95 mm

Kuat tekan beton (f_c') = 30 MPa

Kuat leleh tulangan (f_y) = 420 MPa

Modulus elastisitas beton (E_c) = $4700 \times \sqrt{f_c'}$
= $4700 \times \sqrt{30}$
= 25743 MPa

Faktor distribusi tegangan (β_1)
(SNI 2847:2019 Tabel 22.2.2.4.3)

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{(f_c' - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{(30 - 28)}{7} \\ &= 0,8357\end{aligned}$$

Factor modifikasi (λ)
 λ = 1 (beton normal)

1) Gaya Dalam

Gaya dalam untuk perancangan pelat diambil dari analisis menggunakan ETABS sebagai berikut :

- $M_{\max}$ akibat $M_{11 \max}$ = 9,158 kN-m
- $M_{\min}$ akibat $M_{11 \min}$ = -16,582 kN-m
- $M_{\max}$ akibat $M_{22 \max}$ = 7,068 kN-m
- $M_{\min}$ akibat $M_{22 \min}$ = -15,866 kN-m
- V_u = 20,538 kN

2) Penulangan Lentur Pelat (analisis untuk per m')

a. Momen Positif M_{11}

(Tulangan Lapangan Bawah Arah Sumbu X)

- Spasi tulangan (s)

$$s = 200 \text{ mm}$$

- Spasi maksimum ($s_{\max}$)

$$\begin{aligned} s_{\max} &= 2 \times h \\ &= 2 \times 130 \\ &= 260 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Cek spasi

$$s < s_{\max} = 200 < 260 \rightarrow \text{OK}$$

- Jumlah tulangan negative tumpuan (n)

$$n = \frac{b}{s} = \frac{1000}{s} = \frac{1000}{150} = 6,66$$

- Diameter tulangan (d_b)

$$d_b = 10 \text{ mm}$$

- Cek jarak bersih

(SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1)

$$\text{Syarat} = \text{Jarak bersih} \geq d_b = 140 \geq 10 \rightarrow \text{OK}$$

- Luas tulangan yang dipasang ($A_{s \text{ pasang}}$)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pasang}} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= 6,66 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 532,599 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan minimum ($A_{s \text{ min}}$)

(SNI 2847:2019 Pasal 7.6.1.1 dan Pasal 8.6.1.1)

(SNI 2847:2019 Pasal 7.6.1.1 dan Pasal 8.6.1.1)

- Untuk $f_y < 420 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 0,2\% \times b \times h \\ &= 0,2\% \times 1000 \times 130 \\ &= 260 \text{ mm}^2 \text{ (tidak dipakai karena } f_y = 420 \text{ MPa)} \end{aligned}$$

- Untuk $f_y \geq 420 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min1}} &= \left(0,18\% \times \frac{420}{f_y}\right) \times b \times h \\ &= \left(0,18\% \times \frac{420}{420}\right) \times 1000 \times 130 \end{aligned}$$

$$= 234 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 234 \text{ mm}^2 \text{ (dipilih yang terbesar)}$$

- Cek $A_{s \text{ min}}$

$$\text{Syarat} = A_{s \text{ pasang}} \geq A_{s \text{ min}} = 532,599 \geq 234 \rightarrow \text{OK}$$

- Tinggi blok beton (a)

(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned} a &= A_s \times \frac{f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= 532,599 \times \frac{420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 8,624 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kapasitas lentur (M_n)

(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 532,599 \times 420 \times \left(90 - \frac{8,624}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 19,943 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

- Lokasi garis netral (c)

(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,624}{0,8357} = 10,319 \text{ mm}$$

- Regangan tulangan Tarik (ε_t)

(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.1.2 dan Pasal 22.2.2.1)

$$\begin{aligned} \varepsilon_t &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{(90-10,319)}{10,319} \times 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,025$$

- Regangan tulangan Tarik lapisan terluar (ε_{ty})

$$\varepsilon_{ty} = 0,002 \text{ (beton non prategang)}$$

- Batasan tulangan regangan Tarik

$$\text{Batas} = 0,005$$

- Faktor reduksi (ϕ)

(SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)

- Untuk $\varepsilon_t < \varepsilon_{ty}$

$$\phi = 0,65$$

- Untuk $\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0,005$

$$\begin{aligned}\phi &= 0,65 + 0,25 \times \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0,005 - \varepsilon_{ty})} \\ &= 0,65 + 0,25 \times \frac{(0,025 - 0,002)}{(0,005 - 0,002)} \\ &= 0,9\end{aligned}$$

- Untuk $\varepsilon_t \geq 0,005$

$$\phi = 0,90$$

$$\phi_{\text{dipakai}} = 0,90 \text{ (karena } \varepsilon_t \geq 0,005 = 0,025 \geq 0,005)$$

- Kapasitas lentur tereduksi (ϕM_n)

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,90 \times 19,943 \\ &= 17,949 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Momen ultimit (M_u)

$$\begin{aligned}M_u &= |M_{\max} \text{ akibat } M_{11 \max}| \\ &= |9,158| \\ &= 9,158 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Cek kapasitas

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \phi M_n > M_u \\ &= 17,949 > 9,158 \text{ OK}\end{aligned}$$

- Kesimpulan

Digunakan Tulangan D 10 – 150

b. Momen Negatif M_{11}

(Tulangan Tumpuan Atas Arah Sumbu X)

- Spasi tulangan (s)

$$s = 150 \text{ mm}$$

- Spasi maksimum ($s_{\max}$)

(SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2)

$$s_{\max} = 2 \times h = 2 \times 130 = 260 \text{ mm}$$

- Cek Spasi

$$s < s_{\max} = 150 < 260 \rightarrow \text{OK}$$

- Jumlah tulangan negative tumpuan (n)

$$n = \frac{b}{s} = \frac{1000}{s} = \frac{1000}{150} = 7$$

- Diameter tulangan (d_b)

$$d_b = 10 \text{ mm}$$

- Jarak bersih antar tulangan

$$s - d_b = 150 - 10 = 140 \text{ mm}$$

- Cek jarak bersih

(SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1)

$$\text{Syarat} = \text{Jarak bersih} \geq d_b = 140 \geq 10 \rightarrow \text{OK}$$

- Luas tulangan yang dipasang ($A_s \text{ pasang}$)

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= 7 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 532,599 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan minimum ($A_s \text{ min}$)

(SNI 2847:2019 Pasal 7.6.1.1 dan Pasal 8.6.1.1)

- Untuk $f_y < 420 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= 0,2\% \times b \times h \\ &= 0,2\% \times 1000 \times 130 \\ &= 260 \text{ mm}^2 \text{ (tidak dipakai karena } f_y = 420 \text{ MPa)} \end{aligned}$$

- Untuk $f_y \geq 420 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min1}} &= \left(0,18\% \times \frac{420}{f_y}\right) \times b \times h \\ &= \left(0,18\% \times \frac{420}{420}\right) \times 1000 \times 130 \\ &= 234 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min2}} &= 0,2\% \times b \times h \\ &= 0,2\% \times 1000 \times 120 \\ &= 260 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min} = 260 \text{ mm}^2 \text{ (dipilih yang terbesar)}$$

- Cek $A_s \text{ min}$

$$\text{Syarat} = A_s \text{ pasang} \geq A_s \text{ min} = 532,599 \geq 260 \rightarrow \text{OK}$$

- Tinggi blok beton (a)
(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned} a &= A_s \times \frac{f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= 532,599 \times \frac{420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 8,624 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kapasitas lentur (M_n)
(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 532,599 \times 420 \times \left(90 - \frac{8,624}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 19,943 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

- Lokasi garis netral (c)
(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,624}{0,8357} = 10,319 \text{ mm}$$

- Regangan tulangan Tarik (ε_t)
(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.1.2 dan Pasal 22.2.2.1)

$$\begin{aligned} \varepsilon_t &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{(90-10,319)}{10,319} \times 0,003 \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

- Regangan tulangan Tarik lapis terluar (ε_{ty})

$$\varepsilon_{ty} = 0,002 \text{ (beton non prategang)}$$

- Batas tulangan regangan Tarik

$$\text{Batas} = 0,005$$

- Faktor reduksi (ϕ)
(SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)

- Untuk $\varepsilon_t < \varepsilon_{ty}$

$$\phi = 0,65$$

- Untuk $\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0,005$

$$\begin{aligned} \phi &= 0,65 + 0,25 \times \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0,005 - \varepsilon_{ty})} \\ &= 0,65 + 0,25 \times \frac{(0,025 - 0,002)}{(0,005 - 0,002)} \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

- Untuk $\varepsilon_t \geq 0,005$

$$\phi = 0,90$$

$$\phi_{\text{dipakai}} = 0,90 \text{ (karena } \varepsilon_t \geq 0,005 = 0,025 \geq 0,005)$$

- Kapasitas lentur tereduksi (ϕM_n)

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,90 \times 19,943 \\ &= 17,949 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Momen ultimit (M_u)

$$\begin{aligned}M_u &= |M_{\min} \text{ akibat } M_{11 \min}| \\ &= |16,582| \\ &= 16,582 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Cek kapasitas

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \phi M_n > M_u \\ &= 19,943 > 16,582 \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

- Kesimpulan :

Digunakan Tulangan D10 – 150

c. Momen Positif M_{22}

(Tulangan Lapangan Bawah Arah Sumbu Y)

- Spasi tulangan (s)

$$s = 150 \text{ mm}$$

- Spasi Maksimum ($s_{\max}$)

(SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2)

$$s_{\max} = 2 \times t = 2 \times 130 = 260 \text{ mm}$$

- Cek spasi

$$s < s_{\max} = 150 < 260 \rightarrow \text{OK}$$

- Jumlah tulangan negative tumpuan (n)

$$n = \frac{b}{s} = \frac{1000}{s} = \frac{1000}{150} = 7$$

- Diameter tulangan (d_b)

$$d_b = 10 \text{ mm}$$

- Jarak bersih antar tulangan

$$\begin{aligned} s - d_b &= 150 - 10 \\ &= 140 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Cek jarak bersih

(SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1)

$$\text{Syarat} = \text{Jarak bersih} \geq d_b = 140 \geq 10 \rightarrow \text{OK}$$

- Luas tulangan yang dipasang (A_s pasang)

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= 7 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 523,599 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan minimum (A_s min)

(SNI 2847:2019 Pasal 7.6.1.1 dan Pasal 8.6.1.1)

- Untuk $f_y < 420 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min1}} &= \left(0,18\% \times \frac{420}{f_y}\right) \times b \times h \\ &= \left(0,18\% \times \frac{420}{420}\right) \times 1000 \times 130 \\ &= 234 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min2}} &= 0,2\% \times b \times h \\ &= 0,2\% \times 1000 \times 130 \\ &= 260 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min}} = 260 \text{ mm}^2 \text{ (dipilih yang terbesar)}$$

- Cek A_s min

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= A_s \text{ pasang} \geq A_s \text{ min} \\ &= 523,599 \geq 260 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Tinggi blok beton (a)

(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned} a &= A_s \times \frac{f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\ &= 523,599 \times \frac{420}{0,85 \times 30 \times 1000} \\ &= 8,624 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kapasitas lentur (M_n)

(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-6} \\
 &= 523,599 \times 420 \times \left(90 - \frac{8,624}{2}\right) \times 10^{-6} \\
 &= 17,744 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

- Lokasi garis netral (c)

(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,624}{0,8357} = 10,319 \text{ mm}$$

- Regangan tulangan Tarik (ε_t)

(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.1.2 dan Pasal 22.2.2.1)

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_t &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{(90-10,319)}{10,319} \times 0,003 \\
 &= 0,025
 \end{aligned}$$

- Regangan tulangan Tarik lapisan terluar (ε_{ty})

$$\varepsilon_{ty} = 0,002 \text{ (beton non prategang)}$$

- Batas tulangan regangan tarik

$$\text{Batas} = 0,005$$

- Faktor Reduksi (ϕ)

(SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)

- Untuk $\varepsilon_t < \varepsilon_{ty}$

$$\phi = 0,65$$

- Untuk $\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0,005$

$$\begin{aligned}
 \phi &= 0,65 + 0,25 \times \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0,005 - \varepsilon_{ty})} \\
 &= 0,65 + 0,25 \times \frac{(0,025 - 0,002)}{(0,005 - 0,002)} \\
 &= 3,32
 \end{aligned}$$

- Untuk $\varepsilon_t \geq 0,005$

$$\phi = 0,90$$

$$\phi_{\text{dipakai}} = 0,90 \text{ (karena } \varepsilon_t \geq 0,005 = 0,025 \geq 0,005)$$

- Kapasitas lentur reduksi tereduksi (ϕM_n)

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \times M_n \\
 &= 0,90 \times 17,744
 \end{aligned}$$

$$= 15,970 \text{ kN-m}$$

- Momen ultimit (M_u)

$$\begin{aligned} M_u &= |M_{\max} \text{ akibat } M_{22 \max}| \\ &= |7,068| \\ &= 7,068 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

- Cek kapasitas

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= \phi M_n > M_u \\ &= 15,970 > 7,068 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

- Kesimpulan

Digunakan Tulangan D10 – 150

d. Momen Negatif M_{22}

(Tulangan Tumpuan Atas Arah Sumbu Y)

- Spasi tulangan (s)

$$s = 150 \text{ mm}$$

- Spasi maksimum ($s_{\max}$)

(SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2)

$$s_{\max} = 2 \times t = 2 \times 130 = 260 \text{ mm}$$

- Cek spasi

$$s < s_{\max} = 150 < 260 \rightarrow \text{OK}$$

- Jumlah tulangan negative tumpuan (n)

$$n = \frac{b}{s} = \frac{1000}{150} = 7$$

- Diameter tulangan (d_b)

$$d_b = 10 \text{ mm}$$

- Jarak bersih antar tulangan

$$s - d_b = 150 - 10 = 140 \text{ mm}$$

- Cek jarak bersih

(SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1)

$$\text{Syarat} = \text{Jarak bersih} \geq d_b = 140 \geq 10 \rightarrow \text{OK}$$

- Luas tulangan yang dipasang ($A_s \text{ pasang}$)

$$A_s \text{ pasang} = n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2$$

$$= 7 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2$$

$$= 523,599 \text{ mm}^2$$

- Luas tulangan minimum ($A_{s \min}$)

(SNI 2847:2019 Pasal 7.6.1.1 dan Pasal 8.6.1.1)

- Untuk $f_y < 420 \text{ MPa}$

$$A_{s \min 1} = (0,18\% \times \frac{420}{f_y}) \times b \times h$$

$$= (0,18\% \times \frac{420}{420}) \times 1000 \times 130$$

$$= 234 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min 2} = 0,2\% \times b \times h$$

$$= 0,2\% \times 1000 \times 130$$

$$= 260 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 260 \text{ mm}^2 \text{ (dipilih yang terbesar)}$$

- Cek $A_{s \min}$

$$\text{Syarat} = A_s \text{ pasang} \geq A_{s \min}$$

$$= 523,599 \geq 260 \rightarrow \text{OK}$$

- Tinggi blok beton (a)

(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1)

$$a = A_s \times \frac{f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$= 523,599 \times \frac{420}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 8,624 \text{ mm}$$

- Kapasitas lentur (M_n)

(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1)

$$M_n = A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) \times 10^{-6}$$

$$= 523,599 \times 420 \times (90 - \frac{8,624}{2}) \times 10^{-6}$$

$$= 17,744 \text{ kN-m}$$

- Lokasi garis netral (c)

(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,624}{0,8357} = 10,319 \text{ mm}$$

- Regangan tulangan Tarik (ϵ_t)

(SNI 2847:2019 Pasal 22.2.1.2 dan Pasal 22.2.2.1)

$$\begin{aligned}\varepsilon_t &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{(90-10,319)}{10,319} \times 0,003 \\ &= 0,025\end{aligned}$$

- Regangan tulangan Tarik lapisan terluar (ε_{ty})

$$\varepsilon_{ty} = 0,002 \text{ (beton non prategang)}$$

- Batas tulangan regangan Tarik

$$\text{Batas} = 0,005$$

- Faktor reduksi (ϕ)

(SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)

- Untuk $\varepsilon_t < \varepsilon_{ty}$

$$\phi = 0,65$$

- Untuk $\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0,005$

$$\begin{aligned}\phi &= 0,65 + 0,25 \times \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0,005 - \varepsilon_{ty})} \\ &= 0,65 + 0,25 \times \frac{(0,025 - 0,002)}{(0,005 - 0,002)} \\ &= 0,9\end{aligned}$$

- Untuk $\varepsilon_t \geq 0,005$

$$\phi = 0,90$$

$$\phi_{\text{dipakai}} = 0,90 \text{ (karena } \varepsilon_t \geq 0,005 = 0,025 \geq 0,005)$$

- Kapasitas lentur tereduksi (ϕM_n)

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \times M_n \\ &= 0,90 \times 17,744 \\ &= 15,970 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

- Momen ultimit

$$\begin{aligned}M_u &= |M_{\max} \text{ akibat } M_{22 \max}| \\ &= |-15,866| \\ &= 15,866 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

Cek kapasitas

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= \phi M_n > M_u \\ &= 15,970 > 15,866 \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

- Kesimpulan
Digunakan Tulangan D 10 – 150

e. Tulangan Minimum

(Untuk Tumpuan dan Lapangan Atas, Arah X dan Y)

- Spasi tulangan (s)
 $s = 150 \text{ mm}$
- Spasi maksimum ($s_{\max}$)
(SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2)
 $s_{\max} = 2 \times h = 2 \times 130 = 260 \text{ mm}$
- Cek spasi
 $s < s_{\max} = 150 < 260 \rightarrow \text{OK}$
- Diameter tulangan (d_b)
 $d_b = 10 \text{ mm}$
- Jarak bersih antar tulangan
 $s - d_b = 150 - 10 = 140 \text{ mm}$
- Cek jarak bersih
(SNI 2847:2019 Pasal 25.2.1)
Syarat = Jarak bersih $\geq d_b$
 $= 140 \geq 10 \rightarrow \text{OK}$
- Luas tulangan yang dipasang ($A_{s \text{ pasang}}$)
$$A_{s \text{ pasang}} = n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2$$
$$= 7 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2$$
$$= 532,599 \text{ mm}^2$$
- Luas tulangan minimum ($A_{s \text{ min}}$)
(SNI 2847:2019 Pasal 7.6.1.1 dan Pasal 8.6.1.1)
$$A_{s \text{ min1}} = (0,18\% \times \frac{420}{f_y}) \times b \times h$$
$$= (0,18\% \times \frac{420}{420}) \times 1000 \times 130$$
$$= 234 \text{ mm}^2$$
$$A_{s \text{ min2}} = 0,14\% \times b \times h$$

$$= 0,14\% \times 1000 \times 130$$

$$= 260 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 260 \text{ mm}^2 \text{ (dipilih yang terbesar)}$$

- Cek $A_{s \text{ min}}$

$$\text{Syarat} = A_{s \text{ pasang}} \geq A_{s \text{ min}}$$

$$= 523,599 \geq 260 \rightarrow \text{OK}$$

- Kesimpulan

Digunakan Tulangan D 10 - 150

f. Pengecekan Kapasitas Geser

- Kapasitas geser beton (V_c)

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 90/1000$$

$$= 88,457 \text{ kN}$$

- Faktor reduksi (ϕ)

(SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)

$$\phi = 0,75$$

- Ambang batas geser pelat

(SNI 2847:2019 Pasal 7.6.3.1)

$$\text{Batas} = 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$= 0,5 \times 0,75 \times 88,457$$

$$= 33,171 \text{ kN}$$

- Cek keperluan tulangan geser pelat

$$\text{Syarat} = V_u > 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$= 20,538 < 33,171 \rightarrow \text{Tidak perlu tulangan}$$

Geser

3) Pengecekan Lendutan Pelat

a. Kapasitas Retak Lentur

- Momen inersia pelat (I_g)

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1000 \times 130^3 = 183083333 \text{ mm}^4$$

- Tegangan retak (f_r)

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f_c'} = 0,62 \times \sqrt{30} = 3,396 \text{ MPa}$$

- Garis netral (y)

$$y = \frac{h}{2} = \frac{130}{2} = 65 \text{ mm}$$

- Kapasitas retak lentur (M_{cr})

$$\begin{aligned} M_{cr} &= f_r \times \frac{I_g}{y} \times 10^{-6} \\ &= 3,396 \times \frac{183083333}{65} \times 10^{-6} \\ &= 9,565 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen inersia retak (I_{cr})

$$I_{cr} = 0,25 \times I_g = 0,25 \times 183083333 = 45770833,3 \text{ mm}^4$$

b. Lendutan Arah Sumbu X

- Gaya dalam yang diperoleh dalam ETABS

▪ $M_{11 \text{ max}}$ akibat <i>DL</i>	= 3,592 kN-m
▪ $M_{11 \text{ min}}$ akibat <i>DL</i>	= -7,775 kN-m
▪ $M_{11 \text{ max}}$ akibat <i>SIDL</i>	= 2,319 kN-m
▪ $M_{11 \text{ min}}$ akibat <i>SIDL</i>	= -4,759 kN-m
▪ $M_{11 \text{ max}}$ akibat <i>LL</i>	= 5,538 kN-m
▪ $M_{11 \text{ min}}$ akibat <i>LL</i>	= -4,567 kN-m

- Data hasil olah gaya dalam :

▪ $M_a \text{ lapangan (+)}$	$= \sum M_{11 \text{ max}}$
	$= 3,592 + 2,319 + 5,538$
	$= 11,449 \text{ kN-m}$
▪ $M_a \text{ tumpuan (-)}$	$= \sum M_{11 \text{ min}}$
	$= -7,775 + (-4,759) + (-4,567)$
	$= -17,101 \text{ kN-m}$
▪ $M_{cr} / M_a \text{ lapangan}$	$= 9,565 / 11,449$
	$= 0,835 \text{ kN-m}$
▪ $M_{cr} / M_a \text{ tumpuan}$	$= 9,565 / -17,101$
	$= 0,559 \text{ kN-m}$

$$\begin{aligned}
 I_e \text{ lapangan} &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \times I_{cr} \\
 &= (0,835)^3 \times 183083333 + [1 - (0,949)^3] \\
 &\quad 345770833,3 \\
 &= 125840998 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

I_e lapangan dipakai = $I_g = 125840998 \text{ mm}^4$ (karena I_e lapangan $> I_g$)

$$\begin{aligned}
 - I_e \text{ tumpuan} &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \times I_{cr} \\
 &= (0,559)^3 \times 183083333 + [1 - (0,559)^3] \\
 &\quad 345770833,3 \\
 &= 69798349 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

I_e tumpuan dipakai = $I_g = 69798349 \text{ mm}^4$ (karena I_e tumpuan $> I_g$)

$$\begin{aligned}
 - I_e \text{ rata-rata} &= 0,5 \times I_e \text{ lapangan} + 0,5 \times I_e \text{ tumpuan} \\
 &= 0,5 \times 125840998 + 0,5 \times 69798349 \\
 &= 97819673 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

- Lendutan seketika akibat DL (δ_{DL})

$$\begin{aligned}
 \delta_{DL} &= \frac{\frac{5}{48} \times L^2 \times (M_{lap} + 0,2 \times M_{tum})}{E_c \times I_e \text{ rata-rata}} \times 10^6 \\
 &= \frac{\frac{5}{48} \times 4000 \times (3,592 + 0,2 \times 7,775)}{25743 \times 97819673} \times 10^6 \\
 &= 3,407 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lendutan seketika akibat $SIDL$ (δ_{SIDL})

$$\begin{aligned}
 \delta_{SIDL} &= \frac{\frac{5}{48} \times L^2 \times (M_{lap} + 0,2 \times M_{tum})}{E_c \times I_e \text{ rata-rata}} \times 10^6 \\
 &= \frac{\frac{5}{48} \times 4000 \times (3,319 + 0,2 \times 4,759)}{25743 \times 97819673} \times 10^6 \\
 &= 2,165 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lendutan seketika akibat LL (δ_{LL})

$$\begin{aligned}
 \delta_{LL} &= \frac{\frac{5}{48} \times L^2 \times (M_{lap} + 0,2 \times M_{tum})}{E_c \times I_e \text{ rata-rata}} \times 10^6 \\
 &= \frac{\frac{5}{48} \times 4000 \times (5,538 + 0,2 \times 4,567)}{25743 \times 97819673} \times 10^6 \\
 &= 4,270 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat lendutan seketika akibat LL (δ_{LL})

- Cek lendutan seketika akibat LL (δ_{LL})

(SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2)

$$\text{Syarat} = \frac{L}{360} = \frac{4000}{360} = 11,111 \text{ mm}$$

- Rasio tulangan pelat (ρ)

$$\rho = \frac{A_s \text{ pakai}}{b \times d} = \frac{523,599}{1000 \times 95} = 0,005606$$

- Faktor jangka panjang (λ)

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times \rho} = \frac{2}{1 + 50 \times 0,005606} = 1,568$$

- Lendutan jangka panjang (δ_{LT})

(SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2)

$$\begin{aligned} \delta_{LT} &= \lambda \times (\delta_{DL} + \delta_{SIDL}) + \delta_{LL} \\ &= 1,568 \times (3,407 + 2,165) + 4,270 \\ &= 13,005 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Cek lendutan jangka panjang (δ_{LT})

$$\begin{aligned} \text{Cek} &= \delta_{LT} < \frac{L}{240} \\ &= 13,005 < 16,667 \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

c. Lendutan Arah Sumbu Y

- Gaya dalam yang diperoleh dalam ETABS

$$\begin{aligned} \blacksquare M_{22 \text{ max}} \text{ akibat } DL &= 7,97 \text{ kN-m} \\ \blacksquare M_{22 \text{ min}} \text{ akibat } DL &= -5,204 \text{ kN-m} \\ \blacksquare M_{22 \text{ max}} \text{ akibat } SIDL &= 3,577 \text{ kN-m} \\ \blacksquare M_{22 \text{ min}} \text{ akibat } SIDL &= -1,373 \text{ kN-m} \\ \blacksquare M_{22 \text{ max}} \text{ akibat } LL &= 2,427 \text{ kN-m} \\ \blacksquare M_{22 \text{ min}} \text{ akibat } LL &= -4,368 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

- Data hasil olah gaya dalam :

$$\begin{aligned} - M_a \text{ lapangan (+)} &= \sum M_{22 \text{ max}} \\ &= 7,97 + 3,577 + 2,427 \\ &= 13,974 \text{ kN-m} \\ - M_a \text{ tumpuan (-)} &= \sum M_{22 \text{ min}} \\ &= -5,204 + (-1,373) + (-4,368) \\ &= -10,945 \text{ kN-m} \\ - M_{cr} / M_a \text{ lapangan} &= 9,565 / 13,974 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,684 \text{ kN-m} \\
- M_{cr} / M_a \text{ tumpuan} &= 9,565 / 10,945 \\
&= 0,874 \text{ kN-m} \\
- I_e \text{ lapangan} &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr} \\
&= (0,684)^3 \times 183083333 + \\
&\quad [1 (0,684)^3] \times 457770833,3 \\
&= 89807169 \text{ mm}^4 \\
- I_e \text{ lapangan dipakai} &= 89807169 \text{ mm}^4 \text{ (karena } I_e \text{ lapangan} \\
&\quad < I_g) \\
- I_e \text{ tumpuan} &= \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr} \\
&= (0,874)^3 \times 183083333 + [1 \\
&\quad (0,874)^3] \times 457770833,3 \\
&= 137419487 \text{ mm}^4 \\
- I_e \text{ tumpuan dipakai} &= I_g = 137419487 \text{ mm}^4 \\
&\quad \text{(karena } I_e \text{ tumpuan} > I_g) \\
- I_e \text{ rata-rata} &= 0,5 \times I_e \text{ lapangan} + 0,5 \times I_e \text{ tumpuan} \\
&= 0,5 \times 89807169 + 0,5 \times 13749487 \\
&= 113613328 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

• Lendutan seketika akibat DL (δ_{DL})

$$\begin{aligned}
\delta_{DL} &= \frac{\frac{5}{48} \times L^2 \times (M_{lap} + 0,2 \times M_{tum})}{E_c \times I_e \text{ rata-rata}} \times 10^6 \\
&= \frac{\frac{5}{48} \times 4000 \times (7,97 + 0,2 \times 5,204)}{25743 \times 113613328} \times 10^6 \\
&= 5,135 \text{ mm}
\end{aligned}$$

• Lendutan seketika akibat $SIDL$ (δ_{SIDL})

$$\begin{aligned}
\delta_{SIDL} &= \frac{\frac{5}{48} \times L^2 \times (M_{lap} + 0,2 \times M_{tum})}{E_c \times I_e \text{ rata-rata}} \times 10^6 \\
&= \frac{\frac{5}{48} \times 4000 \times (3,577 + 0,2 \times 1,373)}{25743 \times 113613328} \times 10^6 \\
&= 2,195 \text{ mm}
\end{aligned}$$

• Lendutan seketika akibat LL (δ_{LL})

$$\delta_{LL} = \frac{\frac{5}{48} \times L^2 \times (M_{lap} + 0,2 \times M_{tum})}{E_c \times I_e \text{ rata-rata}} \times 10^6$$

$$= \frac{\frac{5}{48} \times 4000 \times (2,427 + 0,2 \times 4,368)}{25743 \times 113613328} \times 10^6$$

$$= 1,881 \text{ mm}$$

- Syarat lendutan seketika akibat LL (δ_{LL})
(SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2)

$$\text{Syarat} = \frac{L}{360} = \frac{4000}{360} = 11,111 \text{ mm}$$

- Cek lendutan seketika akibat LL (δ_{LL})

$$\text{Cek} = \delta_{LL} < \frac{L}{360}$$

$$= 1,881 < 11,111 \rightarrow \text{OK}$$

- Rasio tulangan pelat (ρ)

$$\rho = \frac{A_s \text{ pakai}}{b \times d} = \frac{523,599}{1000 \times 95} = 0,00511$$

- Faktor jangka panjang (λ)

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times \rho} = \frac{2}{1 + 50 \times 0,00511} = 1,568$$

- Lendutan jangka panjang (δ_{LT})

(SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2)

$$\delta_{LT} = \lambda \times (\delta_{DL} + \delta_{SIDL}) + \delta_{LL}$$

$$= 1,568 \times (5,135 + 2,195) + 1,881$$

$$= 13,373 \text{ mm}$$

- Syarat lendutan jangka panjang (δ_{LT})

(SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2)

$$\text{Syarat} = \frac{L}{240} = \frac{4000}{240} = 16,667 \text{ mm}$$

- Cek lendutan jangka panjang (δ_{LT})

$$\text{Cek} = \delta_{LT} < \frac{L}{240}$$

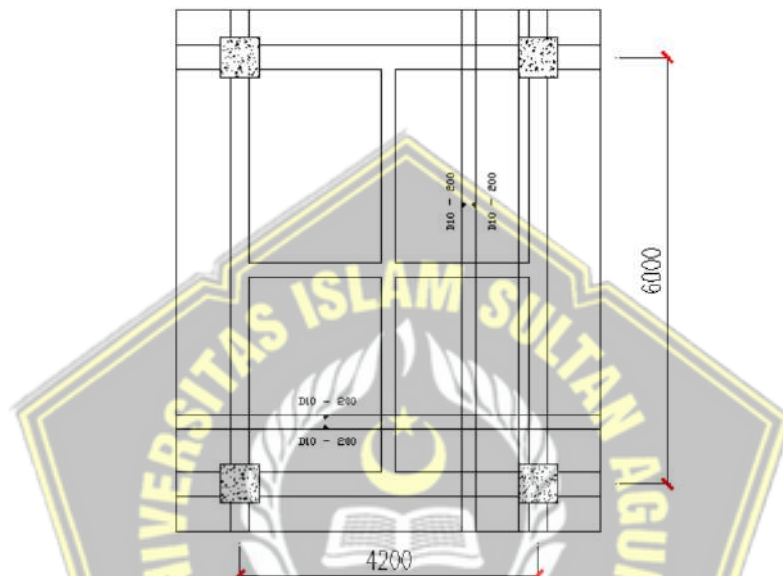
$$= 13,373 < 16,667 \rightarrow \text{OK}$$

d. Rekapitulasi Hasil Tulangan Pelat

Tabel 4.38 Dan Gambar 4.38 Memberikan rekapitulasi hasil penulangan pelat beton dan gambar yang digunakan dalam perencanaan.

Tabel 4.40 Rekapitulasi Hasil Tulangan Pelat

Pelat	L_x (m)	L_y (m)	Arah	Tumpuan		Lapangan	
				Atas	Bawah	Atas	Bawah
S1	4,2	6	X	D10-200	D10-200	D10-200	D10-200
			Y	D10-200	D10-200	D10-200	D10-200



Gambar 4.39 Penulangan Pelat

4.6. Perancangan Struktur Bawah

4.5.4. Perhitungan Pondasi

Pengecekan terhadap pondasi perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi dapat menahan beban yang bekerja pada struktur atas dan beban yang bekerja pada tanah yang ada disekitar pondasi.

1) Data Properti Material

Untuk property material yang digunakan sebagai berikut :

Jenis = Tiang pancang

Diameter (D) = 0,60 m

Panjang tiang pancang (L) = 45 m

Kuat tekan beton (f_c') = 52 MPa

Berat beton bertulang (W_c) = 24 kN/m³

2) Data Tanah

Tabel 4.41 Data Tanah Lokasi yang Ditinjau

DATA HASIL PENGUJIAN			LABORATORIUM (DATA BOR TANAH)				SPT	
No	Kedalaman		Jenis Tanah	c_u	g	j	Nilai SPT	N
	z_1 (m)	z_2 (m)		(kN/m ²)	(kN/m ³)	(... °)	N	KOREKSI
1	0.00	2.50	Lemp. Lanau	2.80	15.52	27.27	7	11
2	2.50	5.00	Lemp. Lanau	2.80	15.52	27.27	14	15
3	5.00	7.50	Lemp.Pasir	3.20	17.1	28.32	10	13
4	7.50	10.00	Lanau.Pasir	3.20	17.1	28.32	10	13
5	10.00	12.50	Pasir.Lanau	3.60	14.89	26.2	3	9
6	12.50	15.00	Lemp. Lanau	3.60	14.89	26.2	5	10
7	15.00	17.50	Lemp. Lanau	4.80	14.79	26.20	6	11
8	17.50	20.00	Lemp. Lanau	4.80	14.79	26.20	8	12
9	20.00	22.50	Lemp. Lanau	21.70	15.95	21.72	12	14
10	22.50	25.00	Lempung	21.70	15.95	21.72	15	15
11	25.00	27.50	Lempung	35.00	16.83	31.34	19	17
12	27.50	30.00	Lempung	35.00	16.83	31.34	24	20
13	30.00	32.50	Lempung	58.00	16.27	21.72	34	25
14	32.50	35.00	Lempung	58.00	16.27	21.72	34	25
15	35.00	37.50	Lempung	47.90	17.46	28.32	37	26
16	37.50	40.00	Lempung	47.90	17.46	28.32	39	27
17	40.00	42.50	Lempung	48.70	17.59	30.86	42	29
18	42.50	45.00	Lempung	48.70	17.59	30.86	45	30

Data tanah yang digunakan adalah hasil pengujian NSPT. Untuk hasil pengujian data tanah berdasarkan pengujian NSPT dapat dilihat pada Tabel 4.39.

3) Tahanan Aksial Tiang Pancang

a. Berdasarkan Kekuatan Bahan

$$\text{Diameter (D)} = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang pancang (L)} = 45 \text{ m}$$

$$\text{Kuat tekan beton (} f_c' \text{)} = 52 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat beton bertulang (} W_c \text{)} = 24 \text{ kN/m}^3$$

- Luas penampang tiang pancang

$$\begin{aligned} A &= \pi/4 \times D^2 \\ &= 0,283 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat tiang pancang

$$\begin{aligned} W_p &= A \times L \times W_c \\ &= 305,363 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Keliling penampang tiang

$$K = 1,8850$$

- Kuat tekan beton tiang pancang

$$\begin{aligned} f_c' &= 52 \text{ MPa} \\ &= 52 \times 1000 \\ &= 52000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

- Kapasitas dukung nominal tiang pancang

$$\begin{aligned} P_n &= 0,3 \times f_c' \times A - 1,2 \times W_p \\ &= 4044,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Faktor keamanan

$$\phi = 2,5$$

- Tahanan aksial tiang pancang

$$\frac{P_n}{\phi} = 1617,74 \text{ kN}$$

Berdasarkan hasil dari perhitungan diatas, didapatkan tahanan aksial tiang pancang berdasarkan kekuatan sebesar 1617,74 kN

b. Berdasarkan Hasil Uji SPT

Kapasitas nominal tiang pancang secara empiris dan nilai N hasil pengujian SPT menurut *Meyerhoff* dinyatakan dengan rumus :

$$P_n = 40 \times N_b \times A_b + N \times A_s \quad (\text{kN})$$

$$\text{Dan harus } \leq P_n = 380 \times N \times A_b \quad (\text{kN})$$

N_b = nilai SPT di sekitar dasar tiang, dihitung dari 8.D di atas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang,

N = nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang,

A_b = luas dasar tiang (m^2)

A_s = luas selimut tiang (m^2)

Berdasarkan hasil pengujian SPT diperoleh data sebagai berikut :

Tabel 4.42 Hasil Uji SPT

No	Kedalaman		L_1 (m)	N Koreksi	$L_1 \times N$
	z_1 (m)	z_2 (m)			
1	0.00	2.50	2.5	11	27.5
2	2.50	5.00	2.5	15	36.3
3	5.00	7.50	2.5	13	31.3
4	7.50	10.00	2.5	13	31.3
5	10.00	12.50	2.5	9	126.3
6	12.50	15.00	2.5	10	25.0
7	15.00	17.50	2.5	11	26.3
8	17.50	20.00	2.5	12	28.8
9	20.00	22.50	2.5	14	33.8
10	22.50	25.00	2.5	15	113.8
11	25.00	27.50	2.5	17	42.5
12	27.50	30.00	2.5	20	48.8
13	30.00	32.50	2.5	25	61.3
14	32.50	35.00	2.5	25	61.3
15	35.00	37.50	2.5	26	213.8
16	37.50	40.00	2.5	27	67.5
17	40.00	42.50	2.5	29	71.3
18	42.50	45.00	2.5	30	75.0

Nilai SPT rata-rata di sepanjang tiang

$$\begin{aligned} N &= \sum L_1 \times N / \sum L_1 \\ &= 24,917 \end{aligned}$$

Nilai SPT di sekitar dasar tiang (8.D diatas dasar tiang s.d 4.D di bawah dasar tiang),

$$8D = 40,2$$

$$4D = 42,6$$

- Diameter tiang pancang

$$D = 0,600 \text{ m}$$

- Panjang tiang pancang

$$L = 45,000 \text{ m}$$

- Luas dasar tiang pancang

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \\ &= 0,283 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Luas selimut tiang pancang

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \times D \times L \\ &= 84,823 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= 40 \times N_b \times A_b + N \times A_s \\ &= 2440,075 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &< 380 \times N \times A_b \\ &= 2677,108 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kapasitas nominal tiang pancang

$$P_n = 2440,075 \text{ kN}$$

- Faktor Keamanan

$$\phi = 2.500$$

- Tahanan aksial tiang pancang

$$\phi \times P_n = 976,030 \text{ kN}$$

c. Rekapitulasi Tahanan Aksial Tiang Pancang

Dari perhitungan tahanan aksial tiang berdasarkan data NSPT.

Untuk rekapitulasi perhitungan tahanan aksial tiang dapat dilihat dibawah ini.

- 1 berdasarkan kekuatan bahan $= 1617,744$
- 4 berdasarkan hasil uji SPT (*Meyerhoff*) $= 976,030 \text{ kN}$
- Daya dukung aksial terkecil

$$\phi \times P_n = 976,030 \text{ kN}$$

- Berat tiang pancang,

$$\begin{aligned} W_p &= A \times L \times W_c \\ &= 305,363 \end{aligned}$$

Diambil tahanan aksial tiang pancang,

$$\phi \times P_n = 670,000 \text{ N}$$

4) Tahanan Lateral Tiang Pancang

a. Tahanan Lateral Tiang Pancang Berdasarkan Momen Maksimum (*Brinch Hansen*)

- Kuat lentur beton tiang pancang

$$\begin{aligned} f_b &= 0,40 \times f_c' \times 10^3 \\ &= 20800 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- I_c = Momen inersia penampang (m^4)

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{\pi}{64} \times D^4 \\ &= 0,006 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- e = Jarak beban lateral terhadap muka tanah (m)

$$e = 1.0 \text{ m}$$

- Tahanan momen

$$\begin{aligned} W &= I_c / (D/2) \\ &= 0,021 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_y &= f_b \times W \\ &= 441,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kohesi tanah rata-rata di sepanjang tiang

Tabel 4.43 Kohesi Tanah Sepanjang Tiang

No	Kedalaman		L ₁ (m)	c _u (kN/m ²)	c _u * L ₁
	z ₁ (m)	z ₂ (m)			
1	0.00	2.50	2.5	2.80	7.00
2	2.50	5.00	2.5	2.80	7.00
3	5.00	7.50	2.5	3.20	8.00
4	7.50	10.00	2.5	3.20	8.00
5	10.00	12.50	2.5	3.60	9.00
6	12.50	15.00	2.5	3.60	9.00
7	15.00	17.50	2.5	4.80	12.00
8	17.50	20.00	2.5	4.80	12.00
9	20.00	22.50	2.5	21.70	54.25
10	22.50	25.00	2.5	21.70	54.25
11	25.00	27.50	2.5	35.00	87.50
12	27.50	30.00	2.5	35.00	87.50
13	30.00	32.50	2.5	58.00	145.00
14	32.50	35.00	2.5	58.00	145.00
15	35.00	37.50	2.5	47.90	119.75
16	37.50	40.00	2.5	47.90	119.75
17	40.00	42.50	2.5	48.70	121.75
18	42.50	45.00	2.5	48.70	121.75
Σ L ₁ =			45.0	Σ c _u *L ₁ =	1128.50

- Kohesi tanah rata-rata

$$c_u = \Sigma [c_u \times L_1] / \Sigma L_1$$

$$= 25,078 \text{ kN/m}^2$$

$$f = H_n / [9 \times c_u \times D]$$

$$= \text{pers. (1)}$$

$$g = L - (f + 1.5 \times D)$$

$$= \text{pers. (2)}$$

$$M_y = H_n \times (e + 1.5 \times D + 0.5 \times f)$$

$$= \text{pers. (3)}$$

$$M_y = 9/4 \times D \times c_u \times g^2$$

$$= \text{pers. (4)}$$

Dari pers. (1)

$$f = 0,0073844 \times H_n$$

Dari pers. (2)

$$g = 44,10 - 0,00738 \times H_n$$

$$g^2 = 0,000055 \times H_n^2 - 0,65131 \times H_n + 1944,810$$

$$9 / 4 \times D \times c_u = 33,855$$

Dari pers. (3)

$$M_y = H_n \times (1,900 \times 0,00369 \times H_n)$$

$$M_y = 0,00369 \times H_n^2 \times 190000 \times H_n$$

Dari pers. (4)

$$M_y = 0,0018461 \times H_n^2 \times -22,0500 \times H_n$$

$$= 65841,5$$

Pers.kuadrat

$$0 = 0,00185 \times H_n^2 \times 23,9500 \times H_n$$

$$= -65841,5$$

Dari pers. kuadrat, diperoleh tahanan lateral nominal

$$H_n = 2330,482 \text{ kN}$$

$$f = 17,209 \text{ m}$$

$$M_{\max} = H_n \times (e + 1,5 \times D \times 0,5 \times f)$$

$$= 24480,9$$

$$M_{\max} > M_y \text{ Termasuk tiang panjang (Memenuhi)}$$

Dari pers. (3)

$$M_y = H_n \times (1,900 \times 0,00369 \times H_n)$$

$$441,08 = 0,00369 \times H_n^2 \times 1900 \times H_n$$

Pers. Kuadrat

$$0 = 0,00369 \times H_n^2 + 1,90000 \times H_n - 441,080$$

Dari pers. Kuadrat, diperoleh tahanan lateral

$$H_n = 173,590 \text{ kN}$$

Faktor Keamanan

$$\phi = 1,5$$

Tahanan lateral tiang pancang,

$$\phi H_n = 115,7 \text{ kN}$$

b. Rekap Tahanan Lateral Tiang

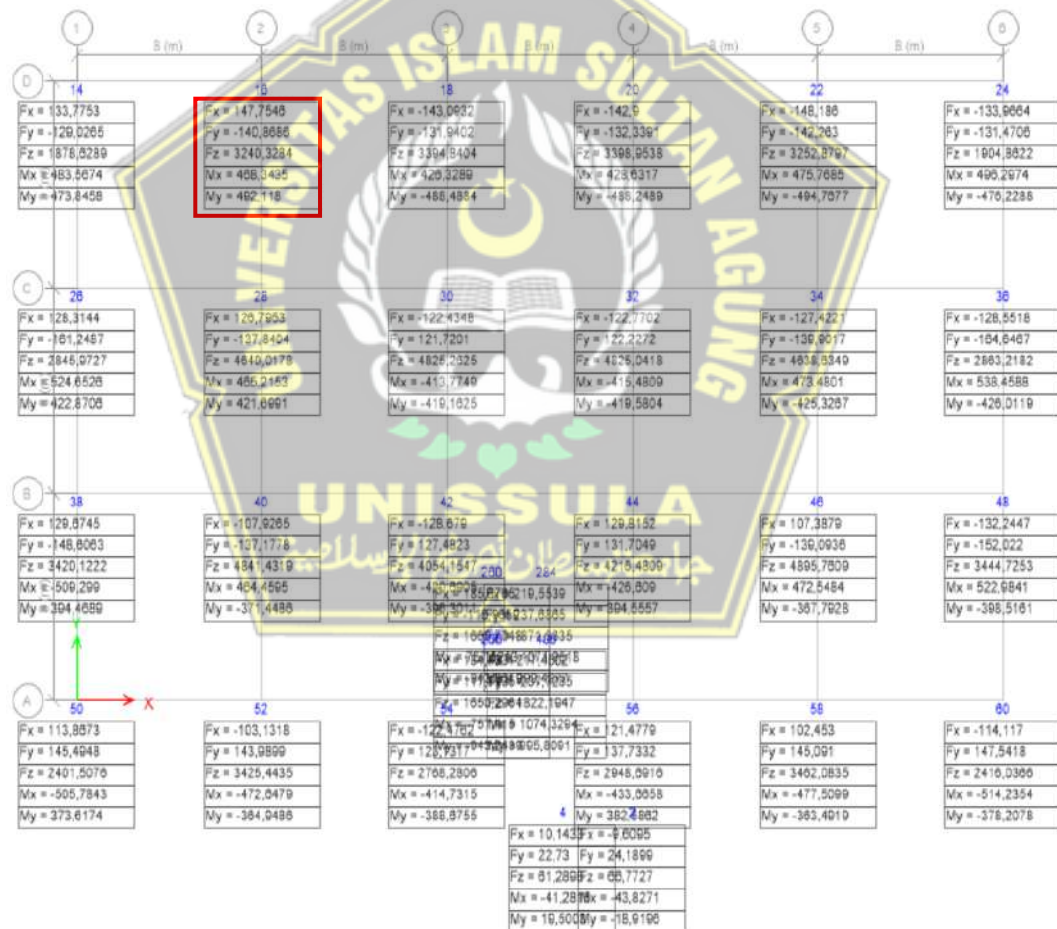
Berdasarkan momen maksimum (*Brinch Hansen*)= 115,7

Tahanan lateral tiang terkecil ϕH_n = 115,7 kN

Jadi bisa diambil tahanan lateral tiang pancang, yang termasuk kategori tiang panjang yaitu $\phi H_n = 110,0$ kN

4.5.5. Perhitungan Pile Cap PC 9

Pondasi yang ditinjau pada pengecekan kekuatan pondasi adalah pondasi yang memiliki reaksi tumpuan terbesar. Untuk nilai reaksi tumpuan diperoleh dari hasil analisis menggunakan *software*. Penentuan nilai reaksi tumpuan dapat dilihat pada gambar di bawah ini.

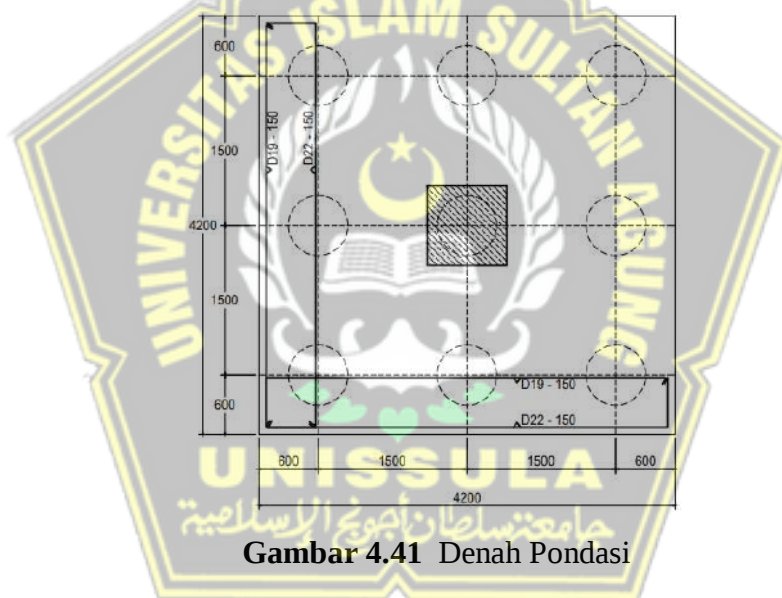


Gambar 4.40 Titik Lokasi PC 9

Berdasarkan gambar di atas, diperoleh data reaksi tumpuan terbesar sebagai berikut:

- Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor (P_{uk}) = 3240,33 kN
- Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 468,34 kNm
- Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 492,12 kNm
- Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor (H_{ux}) = 147,75 kN
- Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor (H_{uy}) = 140,87 kN
- Tahanan aksial tiang pancang (ϕP_n) = 670,00 kN
- Tahanan lateral tiang pancang (ϕP_n) = 110,00 kN

Untuk tahanan aksial dan lateral diang diperoleh dari hasil perhitungan yang sudah dilakukan. Berdasarkan hasil analisis reaksi tumpuan yang diperoleh dari *software* pada Gambar 4.77 diatas. Lokasi yang ditinjau adalah lokasi dari pondasi tipe PC 9.



Gambar 4.41 Denah Pondasi

1) Data Properti Material

Untuk data properti material yang digunakan pada pondasi PC 9 dapat dilihat pada keterangan dibawah ini.

- Kuat tekan beton f_c' = 30 MPa
- Kuat leleh baja tulangan *deform* ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- Kuat leleh tulangan polos ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- Berat beton bertulang W_c = 24 kN/m³

Data dimensi Pondasi :

- Lebar kolom arah x (b_x) = 0,80 m
- Lebar kolom arah y (b_y) = 0,80 m
- Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton (a) = 0,60 m
- Tebal pilecap (h) = 1,00 m
- Tebal tanah diatas pilecap (z) = 0,00 m
- Berat volume tanah diatas pilecap (W_s) = 18,00 kN/m³
- Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, susut = 20) $\alpha_s = 40$

2) Jumlah Susunan Tiang

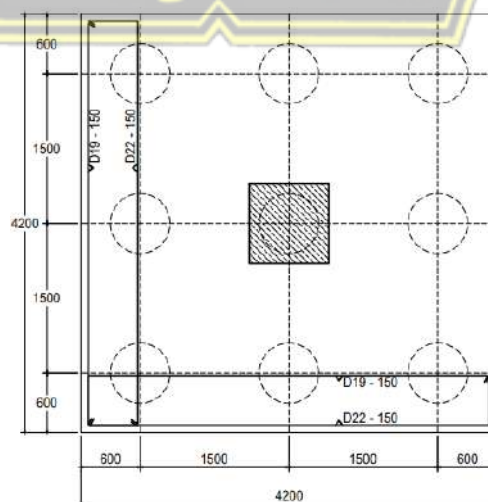
Jarak antara tiang harus mempertimbangkan antara heave dan pemadatan yang akan terjadi, dan harus cukup jauh untuk memungkinkan pemancangan terhadap sejumlah tiang dengan tidak merusak tiang itu sendiri ataupun bangunan di sekelilingnya.

Jarak antara tiang umumnya ditentukan oleh :

- Metode pemasangan; dipancang atau melalui pengeboran,
- Daya dukung kelompok tiang.

Untuk pondasi tiang jarak anatara as ke as tidak boleh kurang dari keliling tiang atau untuk tiang berbentuk lingkaran tidak boleh kurang dari 2,5 kali diameter tiang.

Untuk jumlah susunan tiang dapat dilihat di bawah ini.



Gambar 4.42 Jumlah Susunan Pondasi

Rekapitulasi terhadap jumlah susunan tiang dari arah x dan y, untuk rekapitulasi jumlah susunan tiang dapat dilihat pada Tabel 4.42 dibawah ini

Tabel 4.44 Data Susunan Tiang Pancang

Susunan tiang pancang arah x				Susunan tiang pancang arah y			
No.	Jumlah	x	n * x ²	No.	Jumlah	y	n * y ²
	n	(m)	(m ²)		n	(m)	(m ²)
1	3	1.50	6.75	1	3	1.50	6.75
2	3	0.00	0.00	2	2	0.00	0.00
3	3	-1.50	6.75	3	3	-1.50	6.75
n	9	$\sum x^2$	13.50	n	8	$\sum y^2$	13.50
Lebar pilecap arah x,						L _x	4.20
Lebar pilecap arah y,						L _y	4.20

Jadi dapat ditentukan untuk lebar pilecap arah x,y ;

- Lebar pilecap arah x, $L_x = 4,20 \text{ m}$
- Lebar pilecap arah y, $L_y = 4,20 \text{ m}$

3) Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Aksial

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi tiang pancang dapat menahan gaya aksial yang terjadi. Untuk perhitungan cek kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial akan disajikan pada perhitungan di bawah ini.

- Berat tanah di atas pile cap

$$\begin{aligned}
 W_s &= L_x \times L_y \times Z \times W_s \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Berat pilecap

$$W_c = L_x \times L_y \times h \times W_c$$

$$= 423,36 \text{ kN}$$

- Total gaya aksial terfaktor

$$P_u = P_{uk} + 1.2 \times W_s + 1.2 \times W_c$$

$$= 3748,36 \text{ kN}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{max} = 1.50 \text{ m}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{max} = 1.50 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{min} = -1.50 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{min} = -1.50 \text{ m}$$

- Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

$$P_{u,max} = \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{max}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{max}}{\sum y^2}$$

$$= 523,20 \text{ kN}$$

$$P_{u,min} = \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{min}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{min}}{\sum y^2}$$

$$= 309,77 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat } = P_{u,max} \leq \phi P_n$$

$$= 523,20 \leq 670,00 \quad (\text{Memenuhi})$$

Berdasarkan hasil analisis perhitungan kekuatan pondasi terhadap gaya aksial dari perhitungan diatas, nilai gaya aksial maksimum pada tiang pancang lebih kecil dari tahanan aksial tiang. Jadi, kekuatan pondasi aman terhadap gaya aksial yang bekerja

4) Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Pondasi tiang pancang dikatakan aman terhadap gaya lateral yang bekerja apabila nilai gaya lateral kombinasi pada arah x dan y lebih kecil dari tahanan lateral tiang pancang.

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya lateral dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini.

- Gaya lateral arah x pada tiang

$$\begin{aligned} h_{ux} &= \frac{H_{ux}}{n} \\ &= 16,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya lateral arah y pada tiang

$$\begin{aligned} h_{uy} &= \frac{H_{uy}}{n} \\ &= 15,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

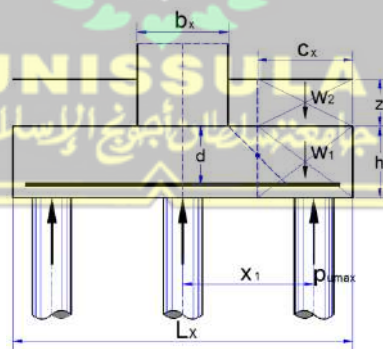
- Gaya lateral kombinasi dua arah

$$\begin{aligned} h_{umax} &= \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)} \\ &= 22,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat } h_{umax} &\leq \phi H_n \\ 22,68 &< 110,00 \quad (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan pondasi terhadap gaya lateral dari perhitungan diatas, gaya lateral maksimum kombinasi dua arah lebih kecil dari tahanan lateral tiang, jadi, kekuatan pondasi terhadap gaya lateral aman.

5) Tinjauan Geser Arah X



Gambar 4.42 Tinjauan Geser Arah X

Kuat geser pilecap pada arah yang ditinjau aman apabila kuat geser arah yang ditinjau lebih kecil dari kuat geser pilecap terfaktor. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut:

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif pile cap

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1,00 - 0,100 \\ &= 0,900 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned} C_x &= \frac{Lx - bx - d}{2} \\ &= 1,250 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 126,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_x \times L_y \times z \times W_s \\ &= 0,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya geser arah x

$$\begin{aligned} V_{ux} &= 3 \times P_{u.\max} - W_1 - W_2 \\ &= 1443,607 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x

$$\begin{aligned} b &= L_y \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = 900 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= 1,0000 \end{aligned}$$

- Kuat geser pilecap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= 10351,956 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3}$$

$$= 18239,161 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$

$$= 6901,304 \text{ kN}$$

- Diambil, kuat geser pilecap
 $\rightarrow V_c = 6901,304 \text{ kN}$
- Faktor reduksi kekuatan geser
 $\phi = 0,75$

- Kuat geser pilecap
 $\phi V_c = 0,75 \times 6901,304$
 $= 5175,978 \text{ kN}$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$5175,978 > 1582,882 \quad (\text{Memenuhi})$$

6) Tinjauan Geser Arah Y

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = h - d'$$

$$= 1,00 - 0,100$$

$$= 0,900 \text{ m}$$

- Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar

$$C_y = \frac{L_y - b_y - d}{2}$$

$$= 1,250 \text{ m}$$

- Berat beton

$$W_1 = C_y \times L_y \times h \times W_c$$

$$= 126,000 \text{ kN}$$

- Berat tanah

$$W_2 = C_y \times L_y \times z \times W_s$$

$$= 0,000 \text{ kN}$$

- Gaya geser arah y

$$\begin{aligned} V_{uy} &= 3 \times P_{u.\max} - W_1 - W_2 \\ &= 1443,607 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y

$$\begin{aligned} b &= L_y \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = 900 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= 1,0000 \end{aligned}$$

- Kuat geser pilecap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= 10351,956 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\ &= 18239,161 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3} \\ &= 6901,304 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Diambil, kuat geser pilecap

$$\rightarrow V_c = 6901,304 \text{ kN}$$

- Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pilecap

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 6901,304 \\ &= 5175,978 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{uy}$$

$$5175,978 > 1582,882 \quad (\text{Memenuhi})$$

7) Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif pilecap

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1,00 - 0,100 \\ &= 0,900 \text{ m} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons arah

$$\begin{aligned} Bx &= bx + d \\ &= 1,700 \text{ m} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons arah y

$$\begin{aligned} By &= by + d \\ &= 1,700 \text{ m} \end{aligned}$$

- Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom

$$Puk = 3240,328 \text{ kN}$$

- Luas bidang geser pons

$$\begin{aligned} Ap &= 2 \times (Bx + By) \times d \\ &= 6,120 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons

$$\begin{aligned} bp &= 2 \times (Bx + By) \\ &= 6,800 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{bx}{by} \\ &= 1,0000 \end{aligned}$$

- Tegangan geser pons, diambil nilai terkecil dari f_p yang diperoleh dari perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \\ &= 2,739 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{\alpha_s \times d}{bp+2} \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \\ &= 3,329 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_p = \frac{1}{3} \times \sqrt{30}$$

$$= 1,826 \text{ MPa}$$

- Tegangan geser pons yang disyaratkan

$$f_p = 1,826 \text{ MPa}$$

- Factor reduksi kekuatan geser pons

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pons

$$\phi V_{np} = \phi \times A_p \times f_p \times 10^3$$

$$= 8380,16 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat } \phi V_{np} > P_{uk}$$

$$8380,155 > 3240,328 \text{ (Memenuhi)}$$

Berdasarkan hasil analisi pengecekan kekuatan geser dua arah dari perhitungan diatas, nilai kuat geser pons terfaktor lebih besar dari nilai gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom, jadi, kuat geser dua arah pada pilecap aman terhadap gaya geser yang bekerja.

8) Cek Penulangan Lentur Pile Cap PC 9

Pengecekan terhadap penulangan lentur pada pilecap dilakukan untuk mengetahui apakah tulangan yang digunakan dapat menahan beban yang bekerja atau tidak. Pengecekan dilakukan dari arah x dan arah y. Untuk pengecekan tulangan lentur pada pilecap dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

a. Tulangan Lentur Arah X

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap

$$C_x = \frac{Lx - bx}{2}$$

$$= 1,700 \text{ m}$$

- Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$e_x = C_x - a$$

$$= 1,100 \text{ m}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W1 &= Cx \times Ly \times h \times Wc \\ &= 171,360 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W2 &= Cx \times Ly \times z \times Ws \\ &= 0,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada pilecap

$$\begin{aligned} Mux &= 3 \times P_{max} \times ex - W1 \times \frac{Cx}{2} - W2 \times \frac{Cx}{2} \\ &= 1580,912 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Lebar pilecap yang ditinjau

$$\begin{aligned} b &= Ly \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal pilecap

$$H = 1000 \text{ mm}$$

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 1000 - 100 \\ &= 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

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

- Factor distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7} \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\
 &= 0,0303571
 \end{aligned}$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,90$$

$$\begin{aligned}
 R_{max} &= 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= 7,770
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_{ux}}{\phi} \\
 &= 1756,569 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\
 &= 0,51633
 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{max} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 p &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right] \\
 &= 0,0012
 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$P_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$P = 0,0025$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= p \times b \times d \\
 &= 9450,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 22 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$= 169 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan maksimum

$$S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

- Digunakan tulangan

$$D 22 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= 10643,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Syarat As Pakai $\geq$ As Perlu
 $10643,716 > 9450,000$ (Memenuhi)

b. Tulangan Lentur Arah Y

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap

$$\begin{aligned} C_y &= \frac{L_y - b_y}{2} \\ &= 1,700 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_y &= C_y - a \\ &= 1,100 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_y \times L_x \times h \times W_c \\ &= 171,360 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_y \times L_x \times z \times W_s \\ &= 0,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada pilecap

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 3 \times P_{\max} \times e_y - W_1 \times \frac{C_y}{2} - W_2 \times \frac{C_y}{2} \\ &= 1580,912 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Lebar pilecap yang ditinjau

$$b = L_y$$

$$= 4200 \text{ mm}$$

- Tebal pilecap

$$H = 1000 \text{ mm}$$

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$d = h - d'$$

$$= 1000 - 100$$

$$= 900 \text{ mm}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

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

- Factor distribusi tegangan beton

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7}$$

$$= 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7}$$

$$= 0,85$$

$$p_b = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{420} \times \frac{600}{600 + 420}$$

$$= 0,0303571$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,90$$

$$\begin{aligned}
 R_{max} &= 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_{c'}} \\
 &= 0,75 \times 0,030357143 \times 420 \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0303571 \times 420}{0,85 \times 30} \\
 &= 7,770
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_{uy}}{\phi} \\
 &= 1756,569 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2} \\
 &= 0,51633
 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{max} \quad (\text{Memenuhi})$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 p &= 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_{c'}}} \right] \\
 &= 0,0012
 \end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0025$$

- Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= p \times b \times d \\
 &= 9450,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 22 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{4600}{10350,00} \\
 &= 169 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan maksimum

$$S_{max} = 150 \text{ mm}$$

- Digunakan tulangan

$$D\ 22 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= 10643,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Syarat A_s Pakai $\geq$ A_s Perlu
 $10643,72 > 9450,000$ (Memenuhi)

c. Tulangan Susut

- Rasio tulangan susut minimum

$$P_{smin} = 0,0014$$

- Luas tulangan susut arah x

$$\begin{aligned} A_{sx} &= P_{smin} \times b \times d \\ &= 5292 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Luas tulangan susut arah y

$$\begin{aligned} A_{sy} &= P_{smin} \times b \times d \\ &= 5292 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 19 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah x

$$\begin{aligned} s_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sx}} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 19^2 \times \frac{4600}{5796} \\ &= 225 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak tulangan susut maksimum arah x

$$S_{x,max} = 100 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah x yang digunakan

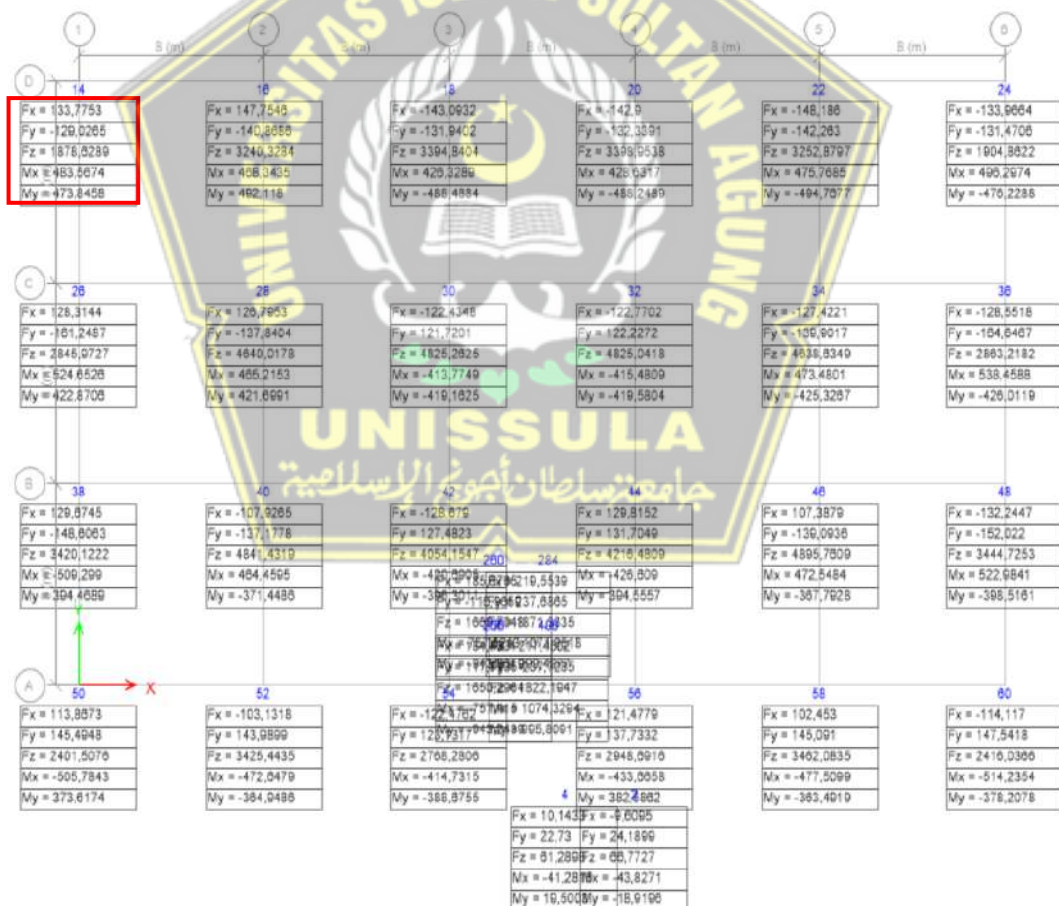
$$S_x = 150 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah y

$$\begin{aligned}
 s_y &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sy}} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \frac{4600}{5796} \\
 &= 225 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan susut maksimum arah x
 $S_{y,\max} = 150 \text{ mm}$
- Jarak tulangan susut arah x yang digunakan
 $S_y = 150 \text{ mm}$
- Digunakan tulangan susut arah x D19 – 150
- Digunakan tulangan susut arah y D19 – 150

4.5.6. Perhitungan Pile Cap PC 14



Gambar 4.43 Titik Lokasi PC 14

Berdasarkan gambar di atas, diperoleh data reaksi tumpuan terbesar sebagai berikut:

- Gaya aksial kolom akibat beban terfaktor (P_{uk}) = 1878,63 kN
- Momen arah x akibat beban terfaktor (M_{ux}) = 483,57 kNm
- Momen arah y akibat beban terfaktor (M_{uy}) = 473,85 kNm
- Gaya lateral arah x akibat beban terfaktor (H_{ux}) = 133,78 kN
- Gaya lateral arah y akibat beban terfaktor (H_{uy}) = 129,03 kN
- Tahanan aksial tiang pancang (ϕP_n) = 670,00 kN
- Tahanan lateral tiang pancang (ϕP_n) = 110,00 kN

Untuk tahanan aksial dan lateral diang diperoleh dari hasil perhitungan yang sudah dilakukan. Berdasarkan hasil analisis reaksi tumpuan yang diperoleh dari *software* pada Gambar 4.78 diatas. Lokasi yang ditinjau adalah lokasi dari pondasi tipe PC 12

Untuk data properti material yang digunakan pada pondasi PC 12 dapat dilihat pada keterangan dibawah ini.

- Kuat tekan beton f_c' = 30 MPa
- Kuat leleh baja tulangan *deform* ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- Kuat leleh tulangan polos ($\phi > 12$ mm) f_y = 420 MPa
- Berat beton bertulang W_c = 24 kN/m³

Data dimensi Pondasi

- Lebar kolom arah x (b_x) = 0,80 m
- Lebar kolom arah y (b_y) = 0,80 m
- Jarak tiang pancang tepi terhadap sisi luar beton (a) = 0,60 m
- Tebal pilecap (h) = 1,00 m
- Tebal tanah diatas pilecap (z) = 0,00 m
- Berat volume tanah diatas pilecap (W_s) = 18,00 kN/m³
- Posisi kolom (dalam = 40, tepi = 30, susut = 20) α_s = 40

1) Jumlah Susunan Tiang

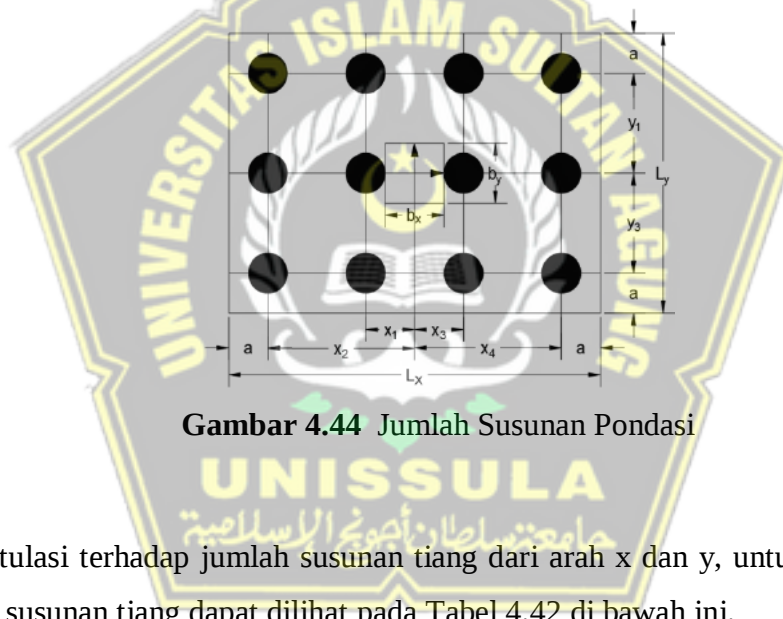
Jarak antara tiang harus mempertimbangkan antara *heave* dan pemadatan yang akan terjadi, dan harus cukup jauh untuk memungkinkan pemancangan terhadap sejumlah tiang dengan tidak merusak tiang itu sendiri ataupun bangunan di sekelilingnya.

Jarak antara tiang umumnya ditentukan oleh :

- Metode pemasangan; dipancang atau melalui pengeboran,
- Daya dukung kelompok tiang.

Untuk pondasi tiang jarak anatara as ke as tidak boleh kurang dari keliling tiang atau untuk tiang berbentuk lingkaran tidak boleh kurang dari 2,5 kali diameter tiang.

Untuk jumlah susunan tiang dapat dilihat dibawah ini.



Gambar 4.44 Jumlah Susunan Pondasi

Rekapitulasi terhadap jumlah susunan tiang dari arah x dan y, untuk rekapitulasi jumlah susunan tiang dapat dilihat pada Tabel 4.42 di bawah ini.

Tabel 4.44 Data Susunan Tiang Pancang

Susunan tiang pancang arah x				Susunan tiang pancang arah y			
No.	Jumlah	x	n * x ²	No.	Jumlah	y	n * y ²
	n	(m)	(m ²)		n	(m)	(m ²)
1	3	0,75	1,69	1	2	-1.50	4,50
2	3	-0.75	1.69	2	2	0.00	0.00
		-		3	2	-1,50	4,50
		-					
n	6	Σx ²	3,38	n	6	Σ y ²	9,00
Lebar pilecap arah x, Lebar pilecap arah y,						L _x	2.70
						L _y	4.20

2) Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Aksial

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial perlu dilakukan untuk mengetahui apakah pondasi tiang pancang dapat menahan gaya aksial yang terjadi. Untuk perhitungan cek kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya aksial akan disajikan pada perhitungan dibawah ini.

- Berat tanah diatas pilecap

$$\begin{aligned}
 W_s &= L_x \times L_y \times Z \times W_s \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Berat pilecap

$$\begin{aligned}
 W_c &= L_x \times L_y \times h \times W_c \\
 &= 272,16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Total gaya aksial terfaktor

$$\begin{aligned}
 P_u &= P_{uk} + 1.2 \times W_s + 1.2 \times W_c \\
 &= 2205,22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{max} = 0,75 \text{ m}$$

- Lengan maksimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{max} = 0,00 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah x terhadap pusat

$$X_{min} = -0,75 \text{ m}$$

- Lengan minimum tiang pancang arah y terhadap pusat

$$Y_{min} = -1,50 \text{ m}$$

- Gaya aksial maksimum pada tiang pancang

$$\begin{aligned} P_{u,max} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{max}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{max}}{\sum y^2} \\ &= 475,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u,min} &= \frac{P_u}{n} + M_{ux} \times \frac{X_{min}}{\sum x^2} + M_{uy} \times \frac{Y_{min}}{\sum y^2} \\ &= 181,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= P_{u,max} \leq \phi P_n \\ &= 475,00 \leq 670,00 \\ &\text{(Memenuhi)} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis perhitungan kekuatan pondasi terhadap gaya aksial dari perhitungan diatas, nilai gaya aksial maksimum pada tiang pancang lebih kecil dari tahanan aksial tiang. Jadi, kekuatan pondasi aman terhadap gaya aksial yang bekerja.

3) Cek Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Pondasi tiang pancang dikatakan aman terhadap gaya lateral yang bekerja apabila nilai gaya lateral kombinasi pada arah x dan y lebih kecil dari tahanan lateral tiang pancang.

Pengecekan kekuatan pondasi tiang pancang terhadap gaya lateral dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

- Gaya lateral arah x pada tiang

$$\begin{aligned} h_{ux} &= \frac{H_{ux}}{n} \\ &= 22,30 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya lateral arah y pada tiang

$$\begin{aligned} h_{uy} &= \frac{H_{uy}}{n} \\ &= 21,50 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya lateral kombinasi dua arah

$$\begin{aligned} h_{umax} &= \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)} \\ &= 30,98 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat } h_{umax} \leq \phi H_n$$

$$30,98 < 110,00 \quad (\text{Memenuhi})$$

4) Tinjauan Geser Arah X

Kuat geser pilecap pada arah yang ditinjau aman apabila kuat geser arah yang ditinjau lebih kecil dari kuat geser pilecap terfaktor. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut:

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif pilecap

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 0,900 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned} C_x &= \frac{Lx - bx - d}{2} \\ &= 0,500 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_x \times L_y \times h \times W_c \\ &= 50,400 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_x \times L_y \times z \times W_s \\ &= 0,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya geser arah x

$$\begin{aligned} V_{ux} &= 8 \times P_{u,max} - W_1 - W_2 \\ &= 1374,589 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah x

$$\begin{aligned} b &= L_y \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = 900 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{bx}{by} \\ &= 1.0000 \end{aligned}$$

- Kuat geser pilecap arah x, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3} \\ &= 10351,956 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3} \\ &= 18239,161 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3} \\ &= 6901,304 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Diambil, kuat geser pilecap

$$\rightarrow V_c = 6901,304 \text{ kN}$$

- Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pile cap

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 6901,304 \\ &= 5175,978 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$5175,978 > 1374,589 \quad (\text{Memenuhi})$$

5) Tinjauan Geser Arah Y

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif pile cap

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 0,900 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak bid. Kritis terhadap sisi luar

$$\begin{aligned} C_y &= \frac{L_y - b_y - d}{2} \\ &= 1,250 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_y \times L_y \times h \times W_c \\ &= 81,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_y \times L_y \times z \times W_s \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya geser arah y

$$\begin{aligned} V_{uy} &= 8 \times P_{u.\max} - W_1 - W_2 \\ &= 868,992 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser untuk tinjauan arah y

$$\begin{aligned} b &= L_x \\ &= 2700 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = 900 \text{ mm}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= 1.0000 \end{aligned}$$

- Kuat geser pilecap arah y, diambil nilai terkecil dari V_c yang diperoleh dari perhitungan berikut :

$$V_c = \frac{1+2}{\beta_c} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{6} \times 10^{-3}$$

$$= 6654,829 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{\alpha_s \times d}{b+2} \times \sqrt{f'c'} \times b \times \frac{d}{12} \times 10^{-3}$$

$$= 17006,785 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \times 10^{-3}$$

$$= 4436,553 \text{ kN}$$

- Diambil, kuat geser pile cap

$$\rightarrow V_c = 4436,553 \text{ kN}$$

- Faktor reduksi kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pilecap

$$\phi V_c = 0,75 \times 9366,056$$

$$= 3327,415 \text{ kN}$$

Syarat yang harus dipenuhi

$$\phi V_c > V_{uy}$$

$$3327,415 > 868,992 \quad (\text{Memenuhi})$$

6) Tinjauan Geser Dua Arah (PONS)

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 0,100 \text{ m}$$

- Tebal efektif pilecap

$$d = h - d'$$

$$= 0,900 \text{ m}$$

- Lebar bidang geser pons arah x

$$B_x = b_x + d$$

$$= 1,700 \text{ m}$$

- Lebar bidang geser pons arah y

$$B_y = b_y + d$$

$$= 1,700 \text{ m}$$

- Gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom

$$P_{uk} = 1878,629 \text{ kN}$$

- Luas bidang geser pons

$$\begin{aligned} A_p &= 2 \times (B_x + B_y) \times d \\ &= 6,120 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Lebar bidang geser pons

$$\begin{aligned} b_p &= 2 \times (B_x + B_y) \\ &= 6,800 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{b_x}{b_y} \\ &= 1.0000 \end{aligned}$$

- Tegangan geser pons, diambil nilai terkecil dari f_p yang diperoleh dari perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{1+2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f'_{c'}}}{6} \\ &= 2,739 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{\alpha_s \times d}{b_p + 2} \times \frac{\sqrt{f'_{c'}}}{12} \\ &= 3,329 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \\ &= 1,826 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Tegangan geser pons yang disyaratkan

$$f_p = 1,826 \text{ MPa}$$

- Factor reduksi kekuatan geser pons

$$\phi = 0,75$$

- Kuat geser pons

$$\begin{aligned} \phi V_{np} &= \phi \times A_p \times f_p \times 10^3 \\ &= 8380,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat } \phi V_{np} &> P_{uk} \\ 8380,16 &> 1878,629 \quad (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan geser dua arah dari perhitungan diatas, nilai kuat geser pons terfaktor lebih besar dari nilai

gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom, jadi, kuat geser dua arah pada pile cap aman terhadap gaya geser yang bekerja

7) Cek Penulangan Lentur Pile Cap PC 6

Pengecekan terhadap penulangan lentur pada pilecap dilakukan untuk mengetahui apakah tulangan yang digunakan dapat menahan beban yang bekerja atau tidak. Pengecekan dilakukan dari arah x dan arah y. Untuk pengecekan tulangan lentur pada pilecap dapat dilihat pada perhitungan di bawah ini.

1) Tulang Lentur Arah X

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap

$$C_x = \frac{L_x - b_x}{2}$$

$$= 0,950 \text{ m}$$

- Jarak tepi tiang terhadap sisi kolom

$$e_x = C_x - a$$

$$= 0,350 \text{ m}$$

- Berat beton

$$W_1 = C_x \times L_y \times h \times W_c$$

$$= 95,760 \text{ kN}$$

- Berat tanah

$$W_2 = C_x \times L_y \times z \times W_s$$

$$= 0,000 \text{ kN}$$

- Momen yang terjadi pada pilecap

$$M_{ux} = 8 \times P_{umax} \times e_x - W_1 \times \frac{C_x}{2} - W_2 \times \frac{C_x}{2}$$

$$= 453,260 \text{ kNm}$$

- Lebar pilecap yang ditinjau

$$b = L_y$$

$$= 4200 \text{ mm}$$

- Tebal pilecap

$$h = 1000 \text{ mm}$$

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$d = h - d' \\ = 900 \text{ mm}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

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

- Factor distribusi tegangan beton

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \\ = 0,85$$

$$p_b = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ = 0,0303571$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,80$$

$$R_{max} = 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_c'} \\ = 7,770$$

$$M_n = \frac{M_{ux}}{\phi}$$

$$= 566,575 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2}$$

$$= 0,16654$$

$$R_n < R_{max} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$p = 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right]$$

$$= 0,0004$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0025$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$\begin{aligned} A_s &= p \times b \times d \\ &= 9450,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 22 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= 169 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak tulangan maksimum

$$S_{max} = 150 \text{ mm}$$

- Digunakan tulangan

$$D \text{ 22 – 150}$$

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times \frac{3000}{150} \\ &= 10643,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Tulangan Lentur Arah Y

- Jarak tepi kolom terhadap sisi luar pilecap

$$\begin{aligned} C_y &= \frac{L_y - b_y}{2} \\ &= 1,700 \text{ m} \end{aligned}$$

- Jarak tiang terhadap sisi kolom

$$\begin{aligned} e_y &= C_y - a \\ &= 1,100 \text{ m} \end{aligned}$$

- Berat beton

$$\begin{aligned} W_1 &= C_y \times L_x \times h \times W_c \\ &= 110,160 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Berat tanah

$$\begin{aligned} W_2 &= C_y \times L_x \times z \times W_s \\ &= 0,000 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi pada pilecap

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 8 \times P_{umax} \times e_y - W_1 \times \frac{C_y}{2} - W_2 \times \frac{C_y}{2} \\ &= 951,356 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Lebar pilecap yang ditinjau

$$\begin{aligned} b &= L_x \\ &= 2700 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tebal pilecap

$$h = 1000 \text{ mm}$$

- Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = 100 \text{ mm}$$

- Tebal efektif plat

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat tekan beton

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

- Kuat leleh baja tulangan

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Modulus elastis baja

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

- Factor distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,03035714 \end{aligned}$$

- Factor reduksi lentur

$$\phi = 0,80$$

$$R_{max} = 0,75 \times p_b \times f_y \times \frac{1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times f_y}{0,85 \times f_{c'}}$$

$$= 7,770$$

$$M_n = \frac{M_{uy}}{\phi}$$

$$= 1189,195 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n \times \frac{10^6}{b \times d^2}$$

$$= 0,54376$$

$$R_n < R_{max} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$p = 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_{c'}}} \right]$$

$$= 0,0013$$

- Rasio tulangan minimum

$$p_{min} = 0,0025$$

- Rasio tulangan yang digunakan

$$p = 0,0025$$

- Luas tulangan yang di perlukan

$$A_s = p \times b \times d$$

$$= 6075,00 \text{ mm}^2$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 22 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$= 169 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan maksimum

$$S_{max} = 150 \text{ mm}$$

- Digunakan tulangan

$$D \ 22 - 150$$

- Luas tulangan terpakai

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s}$$

$$= 6842,39 \text{ mm}^2$$

3) Tulangan Susut

- Rasio tulangan susut minimum

$$P_{smin} = 0,0014$$

- Luas tulangan susut arah x

$$A_{sx} = P_{smin} \times b \times d$$

$$= 5292 \text{ mm}^2$$

- Luas tulangan susut arah y

$$A_{sy} = P_{smin} \times b \times d$$

$$= 3402 \text{ mm}^2$$

- Diameter tulangan yang digunakan

$$D = 19 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah x

$$s_x = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sx}}$$

$$= 225 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut maksimum arah x

$$S_{x,max} = 150 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah x yang digunakan

$$S_x = 150 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah y

$$s_y = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{sy}}$$

$$= 225 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut maksimum arah x

$$S_{y,max} = 150 \text{ mm}$$

- Jarak tulangan susut arah x yang digunakan

$$S_y = 150 \text{ mm}$$

- Digunakan tulangan susut arah x D19 – 150

- Digunakan tulangan susut arah y D19 – 150

4.5.7. Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Pada perhitungan penurunan pondasi tiang pancang ini menggunakan metode *Vesic*. Menurut *Vesic* (1977) terdapat 2 perhitungan penurunan pondasi, yaitu penurunan pondasi tiang pancang tunggal dan perhitungan pondasi kelompok tiang.

1) Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Tunggal (*Single Pile*)

Menurut *Vesic* (1977), penurunan elastis di tiang tunggal dapat dihitung dengan rumus di bawah ini :

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \dots\dots\dots(4.22)$$

Dimana :

S_e = Total penurunan tiang pancang

$S_{e(1)}$ = Penurunan elastis tiang pancang

$S_{e(2)}$ = Penurunan tiang pancang dikarenakan beban pada ujung tiang

$S_{e(3)}$ = Penurunan tiang pancang dikarenakan beban yang ditransmisikan sepanjang kulit tiang

- Nilai $S_{(1)}$ diperoleh dari :

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \alpha Q_{ws}) L}{A_p \times E_p}$$

- Nilai $S_{(2)}$ diperoleh dari :

$$S_{e(2)} = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p}$$

- Nilai $S_{(3)}$ diperoleh dari :

$$S_{e(3)} = \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times q_p}$$

a. Perhitungan Kapasitas Dukung Pondasi

- Mencari Q_p

$$Q_p = 40 \times N_b \times A_b \dots\dots\dots(4.23)$$

Keterangan :

Q_p = Daya dukung ujung tiang

N_b = Nilai SPT di sekitar dasar tiang

A_b = Luas dasar tiang

$$\begin{aligned} A_b &= \left(\frac{\pi}{4 \times D^2} \right) \\ &= \left(\frac{3,14}{4 \times 0,6^2} \right) \\ &= 0,283 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} Q_p &= 40 \times N_b \times A_b \\ &= 40 \times 28,5 \times 0,283 \\ &= 322,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

Keterangan :

Q_{wp} = Daya dukung ijin ujung tiang

$$\begin{aligned} Q_{wp} &= \frac{Q_p}{4} \\ &= \frac{322,62}{4} \\ &= 80,655 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mencari Q_s

$$Q_s = \check{N} \times A_s \dots \dots \dots (4.23)$$

Keterangan :

Q_s = Daya dukung selimut tiang

$\check{N}$ = Nilai SPT rata-tata di sepanjang tiang

A_s = Luas selimut tiang

$$\begin{aligned} \check{N} &= \frac{\sum L1 \times N}{\sum L1} \\ &= \frac{1121,3}{45,0} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \pi \times D \times L \\ &= 3,14 \times 0,6 \times 45 \\ &= 84,823 \end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} Q_s &= \check{N} \times A_s \\ &= 24,917 \times 84,823 \\ &= 2113,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mencari Q_{ws}

$$Q_{ws} = \frac{Q_s}{4} \dots \dots \dots (4.24)$$

Keterangan :

Q_{wp} = Daya dukung ijin selimut tiang

$$\begin{aligned} Q_{wp} &= \frac{Q_s}{4} \\ &= \frac{2113,5}{4} \\ &= 528,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

Didapatkan :

$$Q_p = 322,62 \text{ kN}$$

$$Q_{wp} = 80,655 \text{ kN}$$

$$Q_s = 2113,5 \text{ kN}$$

$$Q_{ws} = 528,38 \text{ kN}$$

$$\xi = 0,67 \text{ (Faktor empiris dari tipe tanah dengan tiang pancang)}$$

$$L = 45 \text{ m}$$

$$D = 0,6 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2 = 0,2826 \text{ m}^2$$

$$E_p = 2,1 \times 106 \text{ kN/m}^2$$

$$C_p = 0,03 \text{ (Faktor empiris dari tipe tanah dengan tipe tiang pancang)}$$

$$\begin{aligned} C_s &= \left(0,93 + \left(0,16 \times \sqrt{\frac{L}{D}} \right) \times C_p \right) \\ &= 0,06947 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= Q_{wp} / A_p = 80,655 / 0,2826 \\ &= 285,4 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tahanan ultimate ujung tiang)} \end{aligned}$$

b. Perhitungan Penurunan Elastis Tiang Tunggal

$$\begin{aligned} Se_{(1)} &= \frac{(Q_{wp} + \sum Q_{ws}) L}{A_p \times E_p} \\ &= \frac{(80,655 + 0,67 \times 528,38) 45}{0,2826 \times 2,1 \cdot 10^6} \\ &= 0,032959 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Se_{(2)} &= \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p} \\ &= \frac{80,655 \times 0,03}{0,6 \times 285,4} \\ &= 0,014137 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Se_{(3)} &= \frac{Q_{ws} \times C_s}{L \times q_p} \\ &= \frac{528,38 \times 0,06947}{45 \times 285,4} \\ &= 0,002858 \text{ m} \end{aligned}$$

Total Penurunan :

$$\begin{aligned} Se &= Se_{(1)} + Se_{(2)} + Se_{(3)} \\ &= 0,032959 + 0,014137 + 0,002858 \\ &= 0,049947 \text{ m} \\ &= 49,94743 \text{ mm} \end{aligned}$$

c. Penurunan Izin

Cek penurunan yang diizinkan menurut *Terzaghi* (1969) :

$$\begin{aligned} S_{ijin} &= 10\% \times D \\ &= 10\% \times 0,6 \\ &= 0,06 \text{ m} = 60 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi penurunan tiang tunggal lebih kecil dari syarat yang diizinkan yaitu $49,95 \text{ mm} < 60 \text{ mm}$, sehingga syarat penurunan tersebut terpenuhi.

2) Perhitungan Penurunan Kelompok Tiang Pondasi Tiang Pancang (Group Pile)

Menurut Vesic (1977), penurunan elastis di tiang kelompok dapat dihitung dengan rumus seperti di bawah ini :

$$S_g = S_e \times \sqrt{\frac{B_g}{D}} \dots\dots\dots(4.25)$$

Dimana :

S_g = Penurunan pondasi pada tiang kelompok (m)

B_g = Lebar kelompok tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

a. Pondasi PC 9

Diketahui :

$S_e = 0,049947 \text{ m}$

$B_g = 4,2 \text{ m}$

$D = 0,6 \text{ m}$

Sehingga,

$$\begin{aligned} S_g &= S_e \times \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\ &= 0,049947 \times \sqrt{\frac{4,2}{0,6}} \\ &= 0,132148 \text{ m} = 132,148 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi, penurunan yang terjadi pada Pondasi PC 9 adalah sebesar 132,148 mm

b. Pondasi PC 12

Diketahui :

$S_e = 0,049947 \text{ m}$

$B_g = 5,7 \text{ m}$

$D = 0,6 \text{ m}$

Sehingga,

$$\begin{aligned} S_g &= S_e \times \sqrt{\frac{B \cdot g}{D}} \\ &= 0,049947 \times \sqrt{\frac{5,7}{0,6}} \\ &= 0,153948 \text{ m} = 153,948 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi, penurunan yang terjadi pada Pondasi PC 9 adalah sebesar 153,948 mm

3) Waktu Penurunan Tanah Pondasi Tiang Pancang *Spun Pile*

Waktu penurunan pada tanah harus diketahui untuk mengetahui solusi apa yang cocok untuk mempercepat penurunan tersebut, agar dalam pembangunan lebih aman dan tidak terjadi penurunan lagi. Salah satu cara untuk mempercepat penurunan adalah dengan menggunakan *vertical drain*.

Berikut adalah rumus menghitung penurunan/*settlement* :

$$T = \frac{T_v \times H^2}{C_v} \dots\dots\dots(4.26)$$

Dimana :

T = Waktu penurunan

T_v = Faktor waktu (derajat konsolidasi rata-rata)

H^2 = Seluruh panjang lintasan pondasi (m)

C_v = Derajat konsolidasi (0,0045 m²/detik)

Perhitungan penurunan tanah pada pondasi tiang pancang *spun pile*, berdasarkan Persamaan (4.26) adalah sebagai berikut :

Faktor waktu (T_v) = 0,403

Derajat konsolidasi (C_v) = 0,0045

Panjang lintasan pondasi (H) = 45 m

$$\begin{aligned} T &= \frac{T_v \times H^2}{C_v} \\ &= \frac{0,403 \times 45^2}{0,0045} \\ &= 181350 \text{ jam} = 20,7 \text{ tahun} \end{aligned}$$

Jadi, waktu penurunan fondasi tiang pancang spun pile adalah selama 20,7 tahun



BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis Perancangan Ulang Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang yang telah dibahas pada laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Perancangan Ulang Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang Berdasarkan SNI 2847 Tahun 2019” didapatkan kesimpulan sebagai berikut :

1. Gaya gempa yang dirancang sesuai dengan SNI 1726-2019 pada Gedung Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang sebagai berikut :
 - a. Kontrol bentuk ragam dan partisipasi massa bangunan telah terpenuhi pada ragam 23 dari total ragam 23 untuk arah UX, UY, dan RZ. Sehingga partisipasi massa bangunan tranlasi arah X, Y, dan Z telah terpenuhi yaitu 100 % dari massa struktur.
 - b. Berdasarkan hasil analisis kestabilan struktur terhadap gempa pada Gedung Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang telah sesuai peraturan yang berlaku yaitu struktur Arah X sebesar 0,0044 dan Arah Y sebesar 0,0041 tidak melebihi batas stabilitas struktur yaitu sebesar 0,0909. Dengan demikian, kestabilan struktur terhadap beban gempa adalah Aman.
2. Hasil penulangan struktur atas pada Gedung Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang sebagai berikut :
 - a. Penulangan pelat lantai pada perancangan ini menggunakan tebal 130 mm dengan diameter tulangan D10-200 pada tumpuan dan lapangan dengan arah X dan Y
 - b. Penulangan balok yang ditinjau pada perancangan ini menggunakn dimensi balok 350 x 700 mm dengan diameter tulangan 8 D 22 pada area tumpuan dan 4 D 22 pada area lapangan,

sedangkan diameter tulangan bagian bawah 4 D 22 pada area tumpuan dan 6 D 22 area lapangan.

- c. Penulangan kolom yang ditinjau pada perancangan ini menggunakan dimensi 800 x 800 mm dengan diameter tulangan pokok 20 D 22, diameter tulangan geser tumpuan 4 D 13-100, dan diameter tulangan geser lapangan 4 D 13-100
3. Hasil Pengecekan struktur bawah pada Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang sebagai berikut :
- a. Pondasi yang digunakan pada perancangan ini menggunakan jenis Tiang Pancang dengan diameter 0,60 m dan panjang tiang 45 m.
 - b. Berdasarkan hasil analisis perhitungan kekuatan pondasi terhadap gaya aksial, nilai gaya aksial maksimum pada tiang pancang lebih kecil dari tahanan aksi tiang yaitu $523,20 (P_{umax}) \leq 670,00 (\phi P_n)$. sehingga, kekuatan pondasi aman terhadap gaya aksial yang berkerja.
 - c. Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan pondasi terhadap gaya lateral, gaya lateral maksimum kombinasi dua arah lebih kecil dari tahanan lateral tiang yaitu $22,68 (h_{umax}) < 110,00 \phi h_n$. Sehingga, kekuatan pondasi terhadap gaya lateral aman.
 - d. Berdasarkan hasil analisis pengecekan kekuatan geser dua arah, nilai kuat geser pons terfaktor lebih besar dari nilai gaya geser pons akibat beban terfaktor pada kolom yaitu $8380,155 (\phi V_{np}) > 3240,328 (P_{uk})$. Sehingga, kuat geser dua arah pada pilecap aman terhadap gaya geser yang berkerja.
 - e. waktu penurunan fondasi tiang pancang spun pile adalah selama 20,7 tahun

5.2. Saran

Penulisan dari Tugas Akhir yang berjudul “Perancangan Ulang Gedung 8 Lantai Direktorat Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Semarang Berdasarkan SNI 2847 Tahun 2019” ini masih belum dapat dikatakan sempurna dikarenakan masih banyaknya kekurangan di dalamnya. Saran dari penulis untuk penulisan Tugas Akhir berikutnya adalah sebagai berikut :

1. Pada proses perancangan balok, kolom, pelat dan SRMPK dengan memperbesar maupun memperkecil dimensi beton merupakan carayang masih belum efisien dalam proses perancangannya, karena memperkecil dimensi beton maka akan membutuhkan tulangan yang banyak, jika memperbesar dimensi beton jumlah tulangan akan lebih sedikit, tetapi cara ini juga masih belum efisien, sehingga perludicari dimensi beton dan jumlah tulangan yang optimum jika ingin merancang suatu bangunan yang efisien.



DAFTAR PUSTAKA

Standardisasi Nasional Indonesia. (2019). SNI 1726:2019 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”.BSN, Jakarta, Indonesia.

Standardisasi Nasional Indonesia. (2019). SNI 2847:2019 “Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan”. BSN, Jakarta, Indonesia.

Standardisasi Nasional Indonesia. (2020). SNI 1727:2020 “Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain”. BSN, Jakarta, Indonesia.

Noer, Adji, Alim Agus, and Joko Prayogi. (2022). ”REDESAIN GEDUNG HOTEL 12 LANTAI (Studi Pada Gedung SkySuites Soho Kedung Baruk Surabaya)”. Semarang: Universitas Islam Sultan Agung Semarang

SALAMAH, UMI. (2015). “PERENCANAAN ULANG STRUKTUR ATAS GEDUNG (OK,CSSD) RUMAH SAKIT PARU JEMBER 8 LANTAI DENGAN STRUKTUR BETON BERTULANG MENGGUNAKAN SRPMM”. Jember: Universitas Jember

Septiyadi, muchammad Danang Fajri dan Alleandro Cahya Pratama. (2022). “PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL TUJUH LANTAI ADHYASTA ABIMANA SEMARANG”. Semarang: Universitas Semarang

Fadli, M. Hamzah. (2015). “Aplikasi ETABS pada Perancangan Gedung 15 Lantai Dengan Struktur Beton Bertulang Menggunakan Sistem Ganda Sebagai Penahan Beban Gempa Sesuai SNI 1726:2012”. Jakarta: Universitas Gunadarma

Imran, I. dan Zulkifli, E. (2014). ”Perencanaan Dasar Struktur Beton Bertulang”. Bandung: ITB Press

Imran, I. dan Hendrik, F. (2016). “Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang”. Bandung: ITB Press

Frinsilia Jaglien Liando dkk. (2020). *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Gedung Kuliah 5 Lantai. Jurnal Sipil Statik*. Vol 8, Nomer 4: 471-482. Manado: Universitas Sam Ratulangi Manado

Laresi, Y. T. (2017). *Analisis Pushover Terhadap Ketidakberaturan Struktur Gedung Universitas 9 Lantai, Skripsi*. Jakarta: Fakultas Teknik dan Ilmu Komputer Universitas Bakrie

Puspita, Rizka Rahmi. (2017). *Desain Struktur Gedung Hotel Swiss-Bellin Darmocentrum Pekerjaan Balok-Plat Lantai*. Surabaya: ITS Digilib

Raga, Chyntya Novita. (2021). *Perencanaan Ulang Struktur Atas dan Utama Gedung Perkantoran Bumi Mandiri Surabaya Jawa Timur*. Malang: Politeknik Negeri Malang

