

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG RUANG KULIAH FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG DI SEMARANG

**Diajukan Untuk Memenuhi Persyaratan Dalam Menyelesaikan
Pendidikan Program Sarjana (S1) Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung**



Disusun Oleh :

Alisya Rizkana Dewi

NIM : 3.02.018.00014

Ana Khoirunnada

NIM : 3.02.018.00018

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

2022

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG RUANG KULIAH FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG DI SEMARANG

**Diajukan Untuk Memenuhi Persyaratan Dalam Menyelesaikan
Pendidikan Program Sarjana (S1) Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung**



Disusun Oleh :

Alisya Rizkana Dewi

NIM : 3.02.018.00014

Ana Khoirunnada

NIM : 3.02.018.00018

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

2022



**YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
FAKULTAS TEKNIK**

Jalan Raya Kaligawe KM. 4 Po. BOX 1054 Telp. (024) 6583584 Ext. 507 Semarang 50112

LEMBAR PENGESAHAN

**PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG RUANG KULIAH
FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
DI SEMARANG**

Oleh :



ALISYA RIZKANA DEWI
NIM : 3.02.018.00014



ANA KHOIRUNNADA
NIM : 3.02.018.00018

Telah disetujui dan disahkan Di Semarang, Januari 2022

Tim Penguji :

1. Dr. Ir. H. Sumirin, MS.
2. Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng
3. Prof. Dr. Ir. Antonius, MT

Tanda Tangan :

1.

2.

3.

Universitas Islam Sultan Agung
Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik

Ketua,

Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng



YAYASAN BADAN WAKAF SULTAN AGUNG
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG (UNISSULA)
FAKULTAS TEKNIK

Jalan Raya Kaligawe KM. 4 Po. BOX 1054 Telp. (024) 6583584 Ext. 507 Semarang 50112

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 11 / A.2 / SA - T / 1 / 2022

Pada hari ini tanggal Januari 2022 berdasarkan surat keputusan rektor Universitas Islam Sultan Agung (UNISSULA) Semarang perihal penunjukan dosen pembimbing dan asisten dosen pembimbing :

1. Nama : Dr. Ir. H. Sumirin, MS.
Jabatan Akademik : Lektor
Jabatan : Dosen Pembimbing I
2. Nama : Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng
Jabatan Akademik : Lektor
Jabatan : Dosen Pembimbing II

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

Nama : Alisyia Rizkana Dewi
NIM : 3.02.018.00014

Nama : Ana Khoirunnada
NIM : 3.02.018.00018

Judul : Perencanaan Struktur Bangunan Gedung Ruang Kuliah Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Di Semarang
Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1.	Penunjukan dosen pembimbing	9 September 2021	
2.	Proposal		
3.	Pengumpulan data		
4.	Analisis data		
5.	Penyusunan laporan		
6.	Selesai laporan	25 Januari 2022	ACC laporan

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

Pembimbing I

Dr. Ir. H. Sumirin, MS.

Pembimbing II

Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : Alisya Rizkana Dewi

Nama : Ana Khoirunnada

Nim : 30201800014

Nim : 30201800018

Dengan ini menyatakan Tugas Akhir yang berjudul Perencanaan Struktur Bangunan Gedung Ruang Kuliah Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Di Semarang 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 digunakan sebagaimana mestinya.

Yang membuat pernyataan

Semarang, Januari 2022

Yang membuat pernyataan



Alisya Rizkana Dewi



Ana Khoirunnada

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Alisya Rizkana Dewi

Nim : 30201800014

Judul : Perencanaan Struktur Bangunan Gedung Ruang Kuliah Fakultas
Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Di Semarang

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 ketidak benaran 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, Januari 2022



Alisya Rizkana Dewi

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Ana Khoirunnada

Nim : 30201800018

Judul : Perencanaan Struktur Bangunan Gedung Ruang Kuliah Fakultas
Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Di Semarang

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 ketidak benaran 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, Januari 2022



Ana Khoirunnada

MOTTO

“Dan janganlah kamu berputus asa dari rahmat Allah. Sesungguhnya tidaklah seseorang itu berputus asa kecuali orang-orang yang kafir”. [Yusuf, ayat 87]

“Sesungguhnya para malaikat selalu meletakkan sayapnya kepada orang yang mencari ilmu sebagai tanda ridla apa yang ia cari”. [At-Tarmidzi : 3535]



PERSEMBAHAN

Alhamdulillah puji syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk:

1. Kedua orang tua tercinta Bapak Istiyo dan Ibu Liliana , atas semua cinta, pengertian, kasih sayang, kesabaran, dan doa.
2. Keluarga dan saudara dengan segala dukungan yang telah diberikan kepada penulis.
3. Ana Khoirunnada rekan tugas, teman seperjuangan, teman sepermainan, dan saudara seiman.
4. Riski Widiya Irawan, ST. yang sabar membantu dan mengajari dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.
5. Syafiul Hanif yang selalu menghibur dan membantu selama ini.
6. Teman – teman teknik sipil A 2018 yang selalu mendukung dan memberi semangat.
7. Teman teknik sipil se-Angkatan 2018 yang telah memberikan dukungan dan semangat.
8. Teman – teman Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil dan seluruh Mahasiswa Teknik UNISSULA.

Alisya Rizkana Dewi

30201800014

PERSEMBAHAN

Alhamdulillah puji syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayahNya, sehingga penulis bisa menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini. Laporan Tugas Akhir ini penulis persembahkan untuk:

1. Kedua orang tua tercinta Bapak Sugiyanto dan Ibu Maghfiroh , atas semua cinta, pengertian, kasih sayang, kesabaran, dan doa.
2. Keluarga dan saudara dengan segala dukungan yang telah diberikan kepada penulis.
3. Alisya Rizkana Dewi rekan tugas, teman seperjuangan, teman sepermainan, dan saudara seiman.
4. Riski Widiya Irawan,ST. yang sabar membantu dan mengajari dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.
5. Yonix Adhiraksa yang selalu menghibur dan membantu selama ini.
6. Teman – teman teknik sipil A 2018 yang selalu mendukung dan memberi semangat.
7. Teman teknik sipil se-Angkatan 2018 yang telah memberikan dukungan dan semangat.
8. Teman – teman Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil dan seluruh Mahasiswa Teknik UNISSULA.

Ana Khoirunnada

30201800018

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Puji syukur kehadiran Allah SWT, yang memberikan rahmat dan hidayah- Nya sehingga laporan Tugas Akhir dengan judul **“Perencanaan Struktur Bangunan Gedung Ruang Kuliah Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Di Semarang”** dapat terselesaikan dengan baik. Penyelesaian laporan ini untuk menyelesaikan Program Studi Strata 1 (S1) di Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Penulis menyadari kelemahan serta keterbatasan yang ada. Dalam menyelesaikan skripsi ini memperoleh bantuan dari berbagai pihak, dalam kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terima kasih kepada :

1. Bapak Ir. H. Rachmat Mudiyo, MT, Ph.D selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
2. Bapak Muhammad Rusli Ahyar, ST.,M.Eng. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang
3. Bapak Dr. Ir. H. Sumirin MS. selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir, yang memberikan bimbingan dengan penuh kesabaran, kritik, saran, dan dorongan semangat.
4. Bapak Muhammad Rusli Ahyar, ST.,M.Eng. selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir, yang memberikan bimbingan dengan penuh kesabaran, pemikiran, kritik, saran, dan dorongan semangat.
5. Semua pihak yang membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu.

Kami menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan. Semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat tidak hanya bagi penulis juga bagi para pembaca.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Semarang, Januari 2022

Alisy Rizkana Dewi Nim. 30201800014

Ana Khoirunnada Nim. 30201800018

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR.....	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iv
PERNYATAAN KEASLIAN	v
MOTTO	vii
PERSEMBAHAN.....	viii
KATA PENGANTAR.....	x
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR TABEL.....	xiv
DAFTAR GAMBAR.....	xvi
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN.....	xviii
ABSTRAK	xxiii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Maksud dan Tujuan	1
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 Sistematika Penulisan.....	2
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	4
2.1 Konsep Analisis Beban Seismik.....	4
2.1.1 Kategori Risiko Bangunan.....	4
2.1.2 Klasifikasi Situs.....	6
2.1.3 Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Tertarget	6
2.1.4 Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Desain	7
2.1.5 Spektrum Respon Desain.....	8
2.1.6 Kategori Desain Seismik	9
2.1.7 Kombinasi Sistem Perangkai dalam Arah yang Berbeda	10
2.1.8 Batasan Periode Fundamental	11
2.1.9 Geser Dasar (<i>Base Shear</i>) Seismik	12

2.1.10 Penentuan dan Batasan Simpangan Antar Lantai	13
2.1.11 Pengaruh P-Delta	15
2.1.12 Analisis Spektrum Respon Ragam	15
2.1.13 Ketidakberaturan Struktur	16
2.1.13.1 Ketidakberaturan Horizontal.....	16
2.1.13.2 Ketidakberaturan Vertikal	18
2.1.14 Kombinasi Pembebanan	20
2.1.15 Kombinasi dan Pengaruh Gempa	20
2.2 Persyaratan Struktur Tahan Gempa	21
2.2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa.....	21
2.2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah.....	22
2.2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.....	24
2.3 Pengikat Pondasi.....	34
BAB III METODOLOGI PERENCANAAN	37
3.1 Pengumpulan Data.....	37
3.2 Analisis dan Perhitungan	37
3.3 Diagram Alir.....	40
3.4 Standar yang Digunakan.....	42
3.5 Software yang Digunakan.....	42
3.6 Metode Penulisan Laporan	42
BAB IV PERHITUNGAN ANALISIS DAN PERENCANAAN.....	43
4.1 Data Struktur Gedung	43
4.1.1 Dimensi Penampang Struktur	43
4.1.2 Permodelan Struktur	44
4.2 Formulasi Pembebanan Struktur.....	45
4.3 Mutu Bahan Struktur	46
4.4 Analisis Beban Seismik	46
4.4.1 Kategori Risiko dan Faktor Keutamaan Gempa	46
4.4.2 Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Terpetakan.....	46
4.4.3 Klasifikasi Situs	47
4.4.4 Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Tertarget	48
4.4.5 Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Desain.....	49

4.4.6 Spektrum Respon Desain.....	50
4.4.7 Kategori Desain Seismik	50
4.4.8 Perhitungan Beban dan Model Massa Terpusat Tiap Lantai.....	51
4.4.9 Periode Fundamental Struktur	54
4.4.10 Perhitungan Gaya Geser Ekvivalen	55
4.4.11 Persyaratan Simpangan Antar Lantai	58
4.4.12 Pengecekan P-Delta	61
4.4.13 Cek Ketidakberaturan Struktur	64
4.5 Sistem Ganda	68
4.6 Perencanaan Pelat	68
4.6.1 Dasar Perencanaan.....	68
4.6.2 Data Pelat Lantai.....	69
4.6.3 Analisa Pembebanan.....	69
4.6.4 Momen Pelat Akibat Beban Terfaktor.....	70
4.6.5 Penulangan Pelat.....	70
4.6.6 Kontrol Lendutan Pelat.....	73
4.7 Perhitungan Balok	76
4.7.1 Analisis Kapasitas Desain Balok.....	76
4.7.2 Analisis Tulangan Lentur Balok.....	76
4.7.3 Analisis Kapasitas Desain Balok.....	86
4.7.3.1 Momen ujung tumpuan kiri negative (Mpr1)	86
4.7.3.2 Momen ujung tumpuan kanan positif (Mpr4).....	86
4.7.4 Analisis Tulangan Geser Balok.....	88
4.7.4.1 Perhitungan Balok Portal 400x800	88
4.7.4.2 Kebutuhan Tulangan Geser di Tumpuan Kiri	88
4.7.4.3 Kebutuhan Tulangan Geser di Tumpuan Kanan	89
4.7.4.4 Tulangan Geser di Daerah Luar Sendi Plastis	90
4.7.5 Menghitung Tulangan Torsi	92
4.8 Desain Penulangan Kolom	95
4.8.1 Analisis Tulangan Longitudinal Kolom	96
4.8.2 Hubungan Balok Kolom (Joint) pada SRPMK	105
4.9 Desain Penulangan Dinding Struktur	107
4.9.1 Desain Dinding Geser.....	107

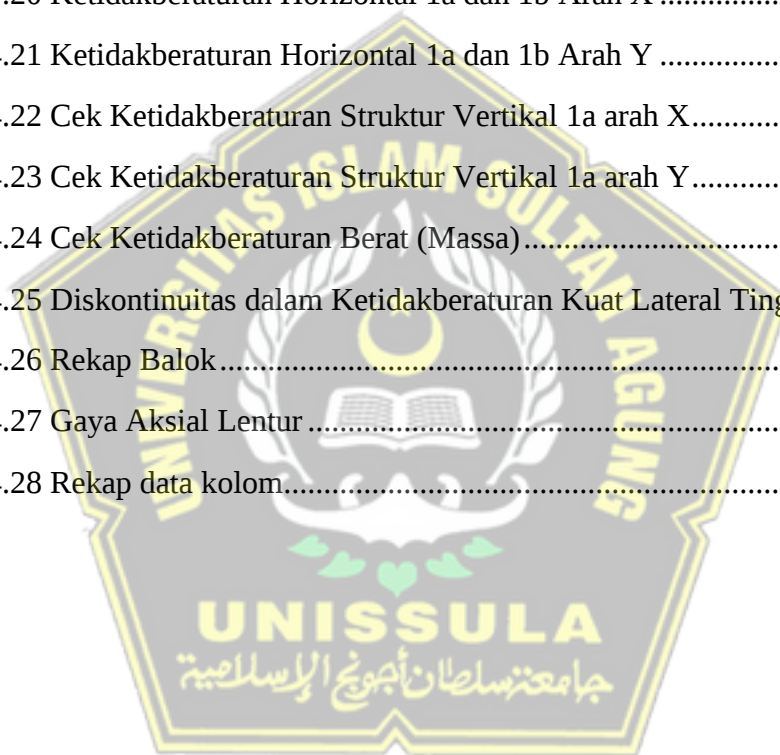
4.9.2 Tulangan Transversal untuk Menahan Geser	108
4.9.2.1 Kebutuhan Jumlah Tulangan	108
4.9.3 Perhitungan Kekuatan Geser oleh Beton	109
4.9.4 Perhitungan Kebutuhan Tulangann Transversal.....	109
4.9.5 Cek Syarat Kekuatan Geser Nominal Penampang	110
4.9.6 Cek Syarat Kekuatan Geser Nominal Maksimum.....	110
4.9.7 Cek Syarat Kekuatan Geser Penampang	110
4.9.8 Tulangan Longitudinal Penahan Kombinasi Beban Aksial dan Lentur ...	111
4.9.9 Kebutuhan Elemen Pembatas Khusus	111
4.9.10 Nilai Syarat Komponen Batas.....	112
4.10 Desain Perhitungan Tie Beam	113
4.10.1 Penulangan Lentur Tie beam	114
4.10.2 Penulangan Geser Tie beam	115
BAB V KESIMPULAN.....	117
5.1 Kesimpulan.....	117
5.1 Saran	117
DAFTAR PUSTAKA	118
LAMPIRAN.....	119



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa	4
Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa	6
Tabel 2.3 Klasifikasi Situs	6
Tabel 2.4 Koefisien Situs, F_a	7
Tabel 2.5 Koefisien Situs, F_v	7
Tabel 2.6 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode pendek.....	9
Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respon Percepatan pada periode 1 detik.....	10
Tabel 2.8 Faktor R , C_d , dan ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik.....	10
Tabel 2.9 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung	11
Tabel 2.10 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x	11
Tabel 2.11 Simpangan antar tingkat izin.....	15
Tabel 2.12 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur	16
Tabel 2.13 Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur	18
Tabel 2.14 Tulangan Transversal untuk kolom-kolom sistem rangka Pemikul momen khusus (SRPMK)	31
Tabel 2.15 Tulangan transversal untuk elemen batas khusus	34
Tabel 4.1 Penampang Balok	43
Tabel 4.2 Penampang Kolom.....	43
Tabel 4.3 Penampang Plat.....	44
Tabel 4.4 Penampang <i>Shear Wall</i>	44
Tabel 4.5 Data parameter respon spektral terpetakan	47
Tabel 4.6 Nilai N-SPT.....	47
Tabel 4.7 Data Parameter Respon Spektral Desain.....	49
Tabel 4.8 Nilai Spektrum Respon Desain	50
Tabel 4.9 Massa Efektif Tiap Lantai.....	51
Tabel 4.10 Bentuk Ragam dan periode getar ETABS	52
Tabel 4.11 Hasil Partisipasi Massa Bangunan	53

Tabel 4.12 Output Gaya Geser Dasar Statik	56
Tabel 4.13 Output Gaya Geser Dasar Dinamik	56
Tabel 4.14 Perbandingan Gaya Geser Statik dan Dinamik.....	57
Tabel 4.15 Output Gaya Geser Dinamik setelah pembesaran.....	57
Tabel 4.16 Besaran Simpangan Struktur Arah X.....	59
Tabel 4.17 Besaran Simpangan Struktur Arah Y	60
Tabel 4.18 Pengecekan P-Delta Arah X	62
Tabel 4.19 Pengecekan P-Delta Arah Y	63
Tabel 4.20 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b Arah X	64
Tabel 4.21 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b Arah Y	65
Tabel 4.22 Cek Ketidakberaturan Struktur Vertikal 1a arah X.....	66
Tabel 4.23 Cek Ketidakberaturan Struktur Vertikal 1a arah Y	66
Tabel 4.24 Cek Ketidakberaturan Berat (Massa).....	67
Tabel 4.25 Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat	67
Tabel 4.26 Rekap Balok.....	95
Tabel 4.27 Gaya Aksial Lentur	96
Tabel 4.28 Rekap data kolom.....	105



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Spektrum Respon Desain	9
Gambar 2.2 Penentuan Simpangan Antar Lantai	14
Gambar 2.3 Ketidakberaturan Horizontal	18
Gambar 2.4 Ketidakberaturan Vertikal	19
Gambar 2.5 Penempatan Tulangan pada Pelat.....	24
Gambar 2.6 Lebar efektif maksimum balok lebar (<i>wide beam</i>) dan persyaratan tulangan transversal.....	25
Gambar 2.7 Contoh sengkang tertutup (hoop) yang dipasang bertumpuk dan ilustrasi batasan maksimum spasi horizontal penumpu batang longitudinal	27
Gambar 2.8 Geser desain untuk balok dan kolom	29
Gambar 2.9 Contoh Penulangan Transversal pada Kolom	30
Gambar 2.10 Luas joint efektif	32
Gambar 3.3 Diagram Alir	40
Gambar 4.1 Permodelan Struktur 3D Gedung Ruang Kuliah Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Semarang	44
Gambar 4.2 Denah Ruang Kuliah Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Semarang	45
Gambar 4.3 Spektrum Respon Desain Lokasi Perencanaan	48
Gambar 4.4 Grafik Respons Spektrum ETABS 18.....	49
Gambar 4.5 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah X	58
Gambar 4.6 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Y	58
Gambar 4.7 Simpangan antar tingkat arah X	60
Gambar 4.8 Simpangan antar tingkat arah Y	61
Gambar 4.9 Cek stabilitas P-Delta Arah X	63
Gambar 4.10 Cek stabilitas P-Delta Arah Y	64
Gambar 4.11 Tipe pelat.....	69
Gambar 4.12 Mu tumpuan Balok dari ETABS	76
Gambar 4.13 Mu lapangan Balok dari ETABS	77
Gambar 4.14 Diagram Regangan	86
Gambar 4.15 Gaya Geser Output ETABS	87
Gambar 4.16 Nilai Torsi Balok 400x800	92

Gambar 4.17 Diagram Interaksi SPColumn Kolom Bawah	98
Gambar 4.18 Hasil analisis Interaksi Pn-Mpr Kolom Desain Bawah.....	98
Gambar 4.19 Diagram interaksi Pn-M Spcolumn Kolom Atas	100
Gambar 4.20 Hasil analisis Interaksi Pn-M Kolom Desain Atas	100
Gambar 4.21 Diagram interaksi Pn-M Spcolumn Kolom Bawah 1,25 Fy	103
Gambar 4.22 Hasil Analisis Interaksi Pn-M SPColumn Kolom bawah 1,25 Fy .	103
Gambar 4.23 Hasil Analisis Interaksi Pn-M SPCol Kolom atas 1,25 Fy.....	103
Gambar 4.24 Gaya dalam output ETABS.....	108
Gambar 4.25 Diagram P-M Shear Wall	111
Gambar 4.26 Result Shear Wall dengan SPColumn Wall	112
Gambar 4.27 Diagram Interaksi Tie Beam	115



DAFTAR NOTASI

A_b	= Luas penampang ujung tiang (cm^2)
A_g	= Luas bruto penampang (mm^2)
A_s	= Luas tulangan tarik (mm^2); luas s
A_{sh}	= Luas penampang inti beton, diukur dari serat terluar hoop ke serat terluar hoop di sisi lainnya
A_p	= Luas penampang tiang (cm^2)
A_v	= Luas tulangan sengkang ikat dalam daerah sejarak s (mm^2)
$A's$	= Luas tulangan tekan (mm^2)
b	= Lebar penampang balok (mm)
b_w	= Lebar badan atau diameter penampang lingkaran (mm)
C_a	= Koefisien akselerasi
C_d	= Faktor pembesaran defleksi
C_p	= <i>Collapse Pervention</i>
C_s	= Koefisien respon seismik; kohesi undrained (ton/m^2)
C_v	= Koefisien respon gempa vertikal
D	= Diameter tiang (cm)
DF	= faktor distribusi momen di bagian atas dan bawah kolom yang didisain
DL	= <i>dead load</i> (beban mati)
D_t	= displacement total
D_1	= displacement pertama
d	= tinggi efektif pelat; jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (mm); diameter tiang (cm)
E	= pengaruh beban gempa
E_c	= modulus elastisitas beton (MPa)
E_g	= Efisiensi kelompok tiang
E_h	= pengaruh beban gempa horisontal

E_s	= modulus elastisitas tulangan (MPa)
E_v	= pengaruh beban gempa vertikal
F	= gaya lateral ekivalen
F_a	= koefisien situs untuk perioda pendek (pada perioda 0,2 detik)
F_s	= faktor keamanan = 2,5
F_{sc}	= <i>local friction</i> (kg/cm^2)
F_v	= koefisien situs untuk perioda panjang (pada perioda 1 detik)
f_s	= tahanan selimut sepanjang tiang (kg/cm^2)
f_y	= tegangan leleh profil baja (MPa)
f'_c	= kuat tekan karakteristik beton (MPa)
H	= tebal lapisan tanah (m)
h_c	= lebar penampang inti beton (yang terkekang) (mm)
h_n	= ketinggian struktur (m)
h_x	= spasi horisontal maksimum untuk kaki sengkang tertutup atau sengkang ikat pada muka kolom
I	= faktor keutamaan struktur
IO	= <i>Immediate Occupancy</i>
J	= koefisien lengkan momen
k	= faktor panjang efektif
k_c	= faktor tahanan ujung
LL	= <i>live load</i> (beban hidup)
LS	= <i>Life Safety</i>
l_n	= panjang sisi terpanjang
l_o	= panjang minimum
MCE_R	= spektrum respons gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget
M_n	= kuat momen nominal pada penampang ($kN-m$)
M_{nb}	= momen terfaktor dalam keadaan <i>balanced</i>
M_{pr}	= momen lentur dari suatu komponen struktur dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen

struktur pada joint dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum

M_u	= momen yang terjadi pada penampang
M_x	= momen arah x ($ton.m$)
M_y	= momen arah y ($ton.m$)
m	= jumlah lapisan tanah yang ada di atas tanah dasar; jumlah tiang dalam 1 kolom
n	= jumlah lantai gedung
n	= jumlah tingkat gedung; jumlah tiang dalam 1 baris; banyaknya tiang pancang
n_x	= banyaknya tiang dalam satu baris arah y
n_y	= banyaknya tiang dalam satu baris arah x
p	= keliling tiang (cm)
$P_{ijin} = P_{all}$	= daya dukung vertikal yang diijinkan untuk sebuah tiang tunggal (ton)
P_{maks}	= beban maksimum yang diterima 1 tiang (ton)
P_n	= kuat nominal penampang yang mengalami tekan (N)
P_{tiang}	= daya dukung tiang pancang (ton)
P_u	= kuat beban aksial terfaktor pada eksentrisitas tertentu (N)
Q_{all}	= nilai daya dukung tanah (ton)
Q_E	= pengaruh gaya seismik horisontal dari V
Q_p	= tahanan ujung selimut tiang (kg)
Q_s	= tahanan geser selimut tiang (kg)
Q_{ult}	= daya dukung pondasi tiang pancang (ton)
R	= faktor reduksi gempa
S_{DS}	= parameter respon spektral percepatan desain pada periode pendek
S_{MS}	= parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek
S_{M1}	= parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik
S_s	= percepatan batuan dasar pada periode pendek
S_x	= spasi longitudinal tulangan transversal dalam panjang l_o
S_1	= percepatan batuan dasar pada periode 1 detik
s	= jarak antar tiang (cm)
T_a	= periode getar fundamental struktur

T_{eff}	= waktu getar gedung efektif (dt)
t_t	= tebal lapisan tanah ke-i
V	= gaya lateral (kg)
V_t	= beban gempa dasar nominal
V_n	= kuat geser nominal penampang (N)
V_s	= kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke-i; kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser (N)
V_{sway}	= gaya geser rencana berdasarkan momen kapasitas pada balok
V_u	= gaya geser terfaktor penampang (N)
V_x	= beban gempa arah x
V_y	= beban gempa arah y
W	= berat lantai
W_t	= berat total struktur
x	= absis tiang ke pusat koordinat penampang (m)
y	= ordinat tiang ke pusat koordinat penampang (m)
α (alpha)	= faktor adhesi antara tanah dan tiang
β_1	= 0,85 untuk $f'_c \leq 30$ Mpa
β_c	= sisi panjang kolom atau sisi pendek kolom
δ_e (delta a)	= deformasi elastis
δ_p	= deformasi plastis
δ_y	= pelelehan pertama
ρ (rho)	= rasio tulangan, faktor reduksi untuk desain seismik
ρ_b	= rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan seimbang
ρ_g	= rasio penulangan total terhadap luas penampang kolom
ρ_{min}	= rasio penulangan minimum
ρ_{max}	= rasio penulangan maksimum
σ_b (sigma b)	= tegangan ijin beton (Mpa)
ϕ (phi)	= faktor reduksi lentur
λ	= angka kelangsingan
$\sum M_c$	= jumlah M_n kolom yang bertemu di joint balok kolom
$\sum M_g$	= jumlah M_n balok yang bertemu di joint balok kolom
$\sum P_v$	= jumlah beban vertikal (ton)

**PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG RUANG KULIAH
FAKULTAS KEDOKTERAN UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
DI SEMARANG**

Oleh :

Alisya Rizkana Dewi¹⁾, Ana Khoirunnada¹⁾, Sumirin²⁾, Muhammad Rusli Ahyar²⁾

Abstrak

Indonesia merupakan salah satu negara yang memiliki daerah seismik gempa. Bangunan tingkat tinggi sangat rawan terhadap gempa. Pada perencanaan suatu bangunan gedung maka diperlukan perencanaan desain struktur tahan gempa. Acuan yang digunakan SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019.

Pada Tugas Akhir ini dilakukan perencanaan stuktur gedung Ruang Kuliah Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Di Semarang menggunakan acuan yang berlaku seperti: SNI 1726:2019 tentang ketahanan gempa untuk sruktur bangunan Gedung dan non Gedung, SNI-2847:2019 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan Gedung.

Perencanaan Struktur ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan dinding geser yang permodelan menggunakan aplikasi ETABS 2018 dan hasil analisisnya diperhitungkan untuk mendesain elemen struktur yang digambarkan dengan detail menggunakan bantuan aplikasi AUTOCAD. Berdasarkan hasil perhitungan, maka kesimpulan yang didapatkan desain Kolom berdimensi 900 mm x 900 mm mampu menjamin bahwa kolom lebih kuat dari Balok dengan desain berdimensi 450 mm x 800 mm menggunakan desain portal SRPMK. Untuk sistem ganda presentase gaya geser yang ditahan oleh shear wall untuk arah x sebesar 51,565% dan untuk arah y sebesar 52,563%

Kata Kunci : Gempa; Perencanaan; Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus; Struktur

¹⁾Mahasiswa Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil UNISSULA

²⁾Dosen Fakultas Teknik Program Studi Teknik Sipil UNISSULA.

**STRUCTURAL PLANNING OF LECTURE ROOM BUILDING
FACULTY OF MEDICINE UNIVERSITY OF ISLAM SULTAN AGUNG
IN SEMARANG**

Oleh :

Alisya Rizkana Dewi¹⁾, Ana Khoirunnada¹⁾, Sumirin²⁾, Muhammad Rusli Ahyar²⁾

Abstract

Indonesia is one of the countries that has an earthquake seismic area. High-rise buildings are very prone to earthquakes. In planning a building, it is necessary to design an earthquake-resistant structure design. The reference used is SNI 1726:2019 and SNI 2847:2019.

In this Final Project, the structural planning of the Lecture Room of the Sultan Agung Islamic University in Semarang is carried out using applicable references such as: SNI 1726:2019 regarding earthquake resistance for building and non-building structures, SNI-2847:2019 regarding structural concrete requirements for buildings. Building.

This Structural Planning uses a Special Moment Resistant Frame System (SRPMK) with a shear wall modeled using the ETABS 2018 application and the analysis results are taken into account to design structural elements that are described in detail using the AUTOCAD application. Based on the calculation results, the conclusion obtained is that the Column design with dimensions of 900 mm x 900 mm is able to guarantee that the column is stronger than the beam with a design of 450 mm x 800 mm using the SRPMK portal design. For a double system, the percentage of shear force resisted by the shear wall for the x direction is 51.565% and for the y direction it is 52.563%.

Keywords : Earthquake; Planning; Special Moment Resistant Frame System; Structure

¹⁾Student of the Faculty of Engineering, UNISSULA Civil Engineering Study Program

²⁾Lecturer of the Faculty of Engineering, UNISSULA Civil Engineering Study Program.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Banyaknya gedung dan infrastruktur yang hancur dikarenakan gempa menjadikan perancangan desain struktur tahan gempa sangat diperlukan dalam merencanakan sebuah bangunan gedung. Dalam merencanakan sebuah bangunan gedung sangat penting untuk memperhatikan keamanan struktural dan geoteknis, ini dilakukan untuk meminimalisir jatuhnya korban jiwa yang diakibatkan oleh bangunan rusak. Referensi yang dipakai untuk mendesain bangunan gedung tahan gempa adalah SNI 1726:2019 yang berisi tentang “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung”, SNI 1727:2020 yang berisi tentang “Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain” dan SNI 2847:2019 yang berisi “Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan”. Adapun parameter gempa didapatkan pada website <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/> dengan asumsi lokasi gedung perencanaan berada di wilayah kampus Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Pada Tugas Akhir ini, struktur bangunan Gedung Ruang Kuliah Fakultas Kedokteran Umum Universitas Islam Sultan Agung Semarang menggunakan rangka beton bertulang dan fungsi bangunan yaitu sebagai gedung perkuliahan dengan jenis tanah lunak serta rangka pemikul momen yang dipakai yaitu SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus). Dalam merencanakan permodelan serta penggunaan material yang efisien menggunakan bantuan program ETABS 2018.

1.2 Maksud dan Tujuan

Tujuan laporan Tugas Akhir ini, yaitu :

1. Merencanakan sistem struktur pada Gedung Ruang Kuliah Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
2. Menganalisa beban gempa akibat pembebanan sesuai dengan SNI 1727:2020.

3. Perencanaan ukuran dimensi dan elemen struktur bangunan gedung meliputi balok, kolom, pelat lantai, dinding geser dan *tie beam* pada Gedung Ruang Kuliah Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

1.3 Batasan Masalah

Dalam laporan Tugas Akhir ini menggunakan peraturan yang digunakan sebagai pedoman Analisa perhitungan dan pembebanan meliputi:

1. Peraturan yang digunakan antara lain:
 - a. “Tata Cara Ketahanan Gempa Untuk Struktur Gedung dan Non-Gedung” SNI 1726:2019.
 - b. “Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung” SNI 2847:2019.
 - c. “Peraturan Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain” SNI 1727:2020.
2. Desain gaya gempa rencana menggunakan respons spektrum.
3. Perencanaan struktur gedung

1.4 Sistematika Penulisan

Pada penyusunan laporan tugas akhir ini, adapun sistematika laporan terdiri dari 5 bab yaitu:

BAB I PENDAHULUAN

pendahuluan menjelaskan terkait latar belakang, rumusan masalah, batasan masalah serta sistematika laporan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

tinjauan pustaka menjelaskan tentang pola struktur umum serta teori yang digunakan dalam perencanaan.

BAB III METODOLOGI PERENCANAAN

metodologi penelitian menjelaskan tentang pengumpulan data serta tahapan analisis dalam perencanaan.

BAB IV PERHITUNGAN ANALISIS DAN PERENCANAAN

Pada perhitungan struktur menjelaskan terkait tahapan perencanaan dan perhitungan konstruksi bangunan pada tugas akhir ini.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini menjelaskan tentang hasil perencanaan dan perhitungan gedung yang telah dilakukan dengan bantuan software komputer.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Konsep Analisis Beban Seismik

Tingkat ancaman gempa yang tinggi menyebabkan Indonesia membutuhkan struktur bangunan tahan gempa. Diperlukan adanya perencanaan serta perhitungan untuk meminimalisir kerusakan bangunan yang diakibatkan oleh gempa. Acuan yang digunakan dalam perancangan bangunan tahan gempa yaitu SNI 1726:2019 mengenai “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung”. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlampaui besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 %.

2.1.1. Kategori Risiko Bangunan

Dalam aturan SNI 1726:2019 telah ditetapkan kategori risiko bangunan gedung dan nongedung sesuai dengan jenis pemanfaatan gedung rencana terlihat pada tabel 2.1 serta faktor keutamaan gempa terlihat pada tabel 2.2.

Tabel 2.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non gedung untuk
Beban Gempa

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

Sumber: Tabel 3 SNI 1726:2019

Tabel 2.1 (Lanjutan)

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
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: Tabel 3 SNI 1726:2019

Tabel 2.2 Faktor keutamaan gempa

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

Sumber: Tabel 4 SNI 1726:2019

2.1.2. Klasifikasi Situs

Penentuan tipe kelas situs mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 5.3 diklasifikasikan kelas situs SA, SB, SC, SD, SE atau SF terlihat sesuai tabel berikut :

Tabel 2.3 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 niralis $\bar{s}_u < 25$ 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)		

Sumber : Tabel 5 SNI 1726:2019

2.1.3. Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa Tertarget

Dalam menentukan respon spektra percepatan gempa tertarget (MCER) dipermukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik serta periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor getaran terkait percepatan pada periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi mencakup faktor getaran terkait percepatan pada periode 1 detik (F_v). Sesuai dengan pasal 6.2 SNI

1726:2019. Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_M) dan periode 1 detik (S_1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs ditentukan sesuai persamaan berikut:

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

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

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 1,0 detik

Tabel 2.4 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: Tabel 6 SNI 1726:2019

tabel 2.5 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: Tabel 7 SNI 1726:2019

2.1.4. Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Desain

detik serta periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor getaran terkait percepatan pada periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi mencakup faktor getaran terkait percepatan pada periode 1 detik (F_v). Sesuai dengan pasal 6.2 SNI

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

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.4)$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter spektrum respon desain pada periode pendek

S_{D1} = Parameter spektrum respon desain pada periode 1 detik

2.1.5. Spektrum Respon Desain

Spektrum respon desain pada peraturan SNI 1726:2019 mempunyai perbedaan apabila dibandingkan dengan peraturan SNI 1726:2012, yaitu terjadi penambahan periode Panjang pada kurva respon spektrum. Ketentuan yang digunakan adalah sebagai berikut:

Nilai $T < T_0$, maka nilai S_a yaitu:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.5)$$

Nilai $T_0 \leq T \leq T_s$, maka nilai S_a yaitu

$$S_a = S_{DS} \quad (2.6)$$

Nilai $T > T_s$, maka nilai S_a yaitu

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.7)$$

Nilai $T > T_L$, maka nilai S_a yaitu

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} \quad (2.8)$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek S_{D1}

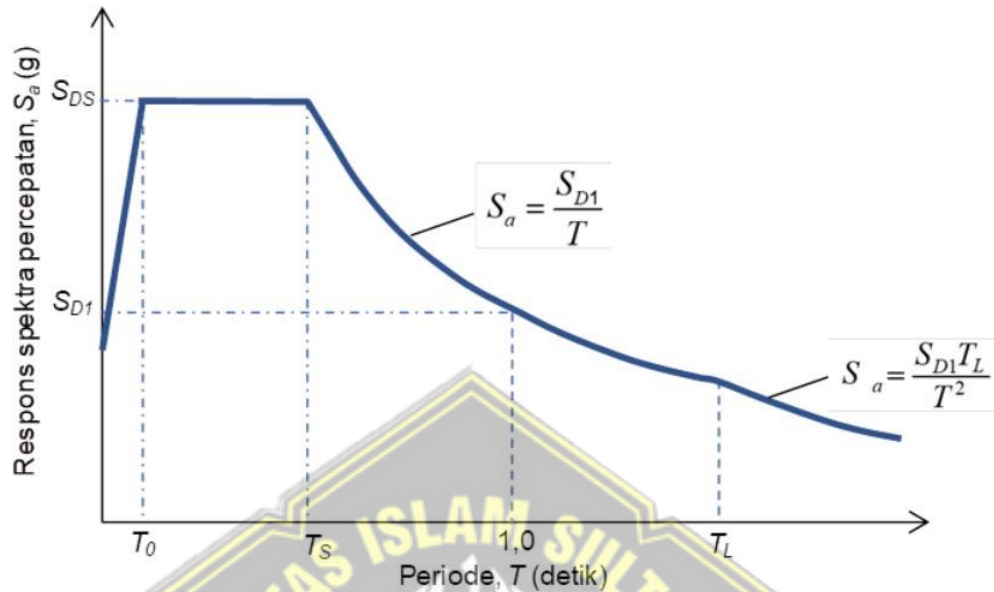
= Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek T =

Periode getar fundamental struktur

Nilai T_0 , T_s dan T_L dihitung menggunakan persamaan dibawah ini:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.9)$$

$$TS = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.10)$$



Gambar 2.1 Spektrum Respons Desain

2.1.6. Kategori Desain Seismik

Menentukan jenis kategori desain seismik (KDS) struktur bangunan menggunakan acuan SNI 1726:2019 pasal 6.5. Kategori desain seismik dapat ditentukan berdasarkan nilai S_{DS} dan S_{D1} yang telah didapatkan dengan cara menentukan kategori risiko bangunan paling tinggi. Semakin tinggi huruf pada tabel kategori risiko maka semakin tinggi pula resiko gempa pada struktur bangunan.

Tabel 2.6 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respon
Percepatan pada periode pendek

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

Sumber: Tabel 7 SNI 1726:2019

Tabel 2.7 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respon
Percepatan pada periode 1 detik

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

Sumber: Tabel 9 SNI 1726:2019

2.1.7. Kombinasi Sistem Perangkai dalam Arah yang Berbeda

Menentukan jenis Kategori Desain Seismik (KDS) struktur bangunan menggunakan acuan SNI 1726:2019 Pasal 6.5. Kategori desain seismik dapat ditentukan berdasarkan nilai S_D s dan S_{D1} yang telah didapatkan dengan cara menentukan kategori risiko bangunan paling tinggi. Semakin tinggi huruf pada tabel kategori risiko maka semakin tinggi pula resiko gempa pada struktur bangunan.

tabel 2.8 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik

C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	$4\frac{1}{2}$	3	4	TB	TB	10^k	TI^k	TI^k
4. Rangka baja pemikul momen biasa	$3\frac{1}{2}$	3	3	TB	TB	TI^l	TI^l	TI^l
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^m	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	$2\frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	$4\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	$5\frac{1}{2}$	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	$2\frac{1}{2}$	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan ⁿ	$3\frac{1}{2}$	3^o	$3\frac{1}{2}$	10	10	10	10	10

Sumber: Tabel 12 SNI 1726:2019

2.1.8. Batasan Periode Fundamental

Sesuai pasal 7.8.2 SNI 1726:2019 Periode fundamental struktur tak boleh melebihi hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan (T_a). pengklasifikasian periode alami struktur dipengaruhi pada tabel dibawah ini:

Tabel 2.9 Koefisien untuk 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: Tabel 17 SNI 1726:2019

Periode fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$T_a = C_t H_n^x \quad (2.11)$$

$$T_{a \max} = C_u T_{a \min} \quad (2.12)$$

Keterangan:

H_n = Ketinggian struktur (m)

Koefisien C_t dan x ditentukan berdasarkan tabel berikut:

Tabel 2.10 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: Tabel 18 SNI 1726:2019

Nilai T_a untuk menentukan perioda fundamental pendekatan untuk struktur dengan ketinggian tidak lebih dari 12 tingkat, sistem pemikul gaya seismik terdiri dari rangka pemikul momen yang seluruhnya beton atau seluruhnya baja dan rata-rata tinggi sekurang-kurangnya 3 m dihitung berdasarkan persamaan:

$$T_a = 0,1N \quad (2.13)$$

Keterangan:

N = Jumlah tingkat

2.1.9. Geser dasar (*Base Shear*) Seismik

Sesuai dengan pasal 7.8.1 SNI 1726:2019. Gaya geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditentukan diharuskan sama dengan persamaan:

$$V = C_s W \quad (2.14)$$

Keterangan:

C_s = Koefisien respon seismik

W = Berat seismik efektif

Koefisien respon seismik (C_s), sesuai dengan pasal 7.8.1.1 SNI 1726:2019 wajib ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (2.15)$$

Keterangan:

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

R = Koefisien modifikasi respons

I_e = Faktor keutamaan gempa

Nilai C_s yang dihitung berdasarkan persamaan diatas tak diperbolehkan lebih dari persamaan berikut:

Untuk $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (2.16)$$

Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (2.17)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.18)$$

Dan untuk struktur yang berlokasi didaerah dimana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g. maka C_s ditentukan berdasarkan persamaan berikut

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (2.19)$$

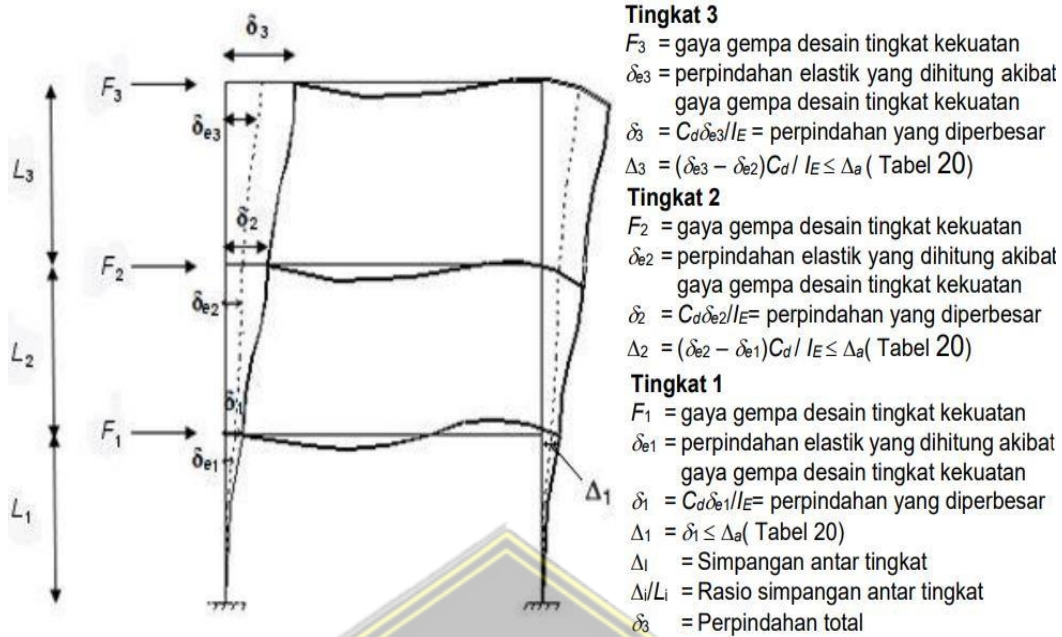
S_{D1} = Parameter percepatan respons spektral desain pada periode sebesar 1,0 detik

T = Periode fundamental struktur (detik)

S_1 = Parameter percepatan respons spektral maksimum yang dipetakan

2.1.10. Penentuan dan Batasan Simpangan Antar Lantai

Penentuan dan batasan simpangan antar lantai tercantum dalam pasal 7.8.6 SNI 1726:2019. Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) wajib dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Bila pusat massa tak segaris pada arah vertikal, diijinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan izin dipergunakan, Δ wajib dihitung menggunakan gaya seismik desain tanpa reduksi untuk desain tegangan izin



Sumber: Gambar 10 SNI 1726:2019

Gambar 2.2 Penentuan simpangan antar tingkat

Simpangan pusat massa di tingkat-x (δ_x) (mm) wajib ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.20)$$

Keterangan:

C_d = Faktor pembesaran simpangan lateral

δ_{xe} = Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis

I_e = Faktor keutamaan gempa

Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) telah ditentukan sesuai dengan peraturan SNI 1726:2019 pasal 17.2.1 tidak diperbolehkan melampaui simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a), terlihat pada tabel dibawah ini:

Tabel 2.11 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: Tabel 20 SNI 1726:2019

2.1.11. Pengaruh P-Delta

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

$$\theta = \frac{Px\Delta Ie}{VxHsxCd} \quad (2.21)$$

Keterangan:

P_x = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (kN); bila menghitung, faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0;

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

I_e = Faktor krutamaan gempa

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

H_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat (mm)

C_d = Faktor pembesaran defleksi

2.1.12. Analisis Spektrum Respon Ragam

Tercantum pada pasal 7.9.1.1. SNI 1726. Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100% dari massa struktur. Untuk mencapai ketentuan ini, 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

2.1.13. Ketidakberaturan Struktur

Klasifikasi struktur beraturan dan ketidakberaturan tercantum pada SNI 1726:2019 pasal 7.3.2. Klasifikasi struktur bangunan wajib didasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur bangunan.

2.1.13.1. Ketidakberaturan Horizontal

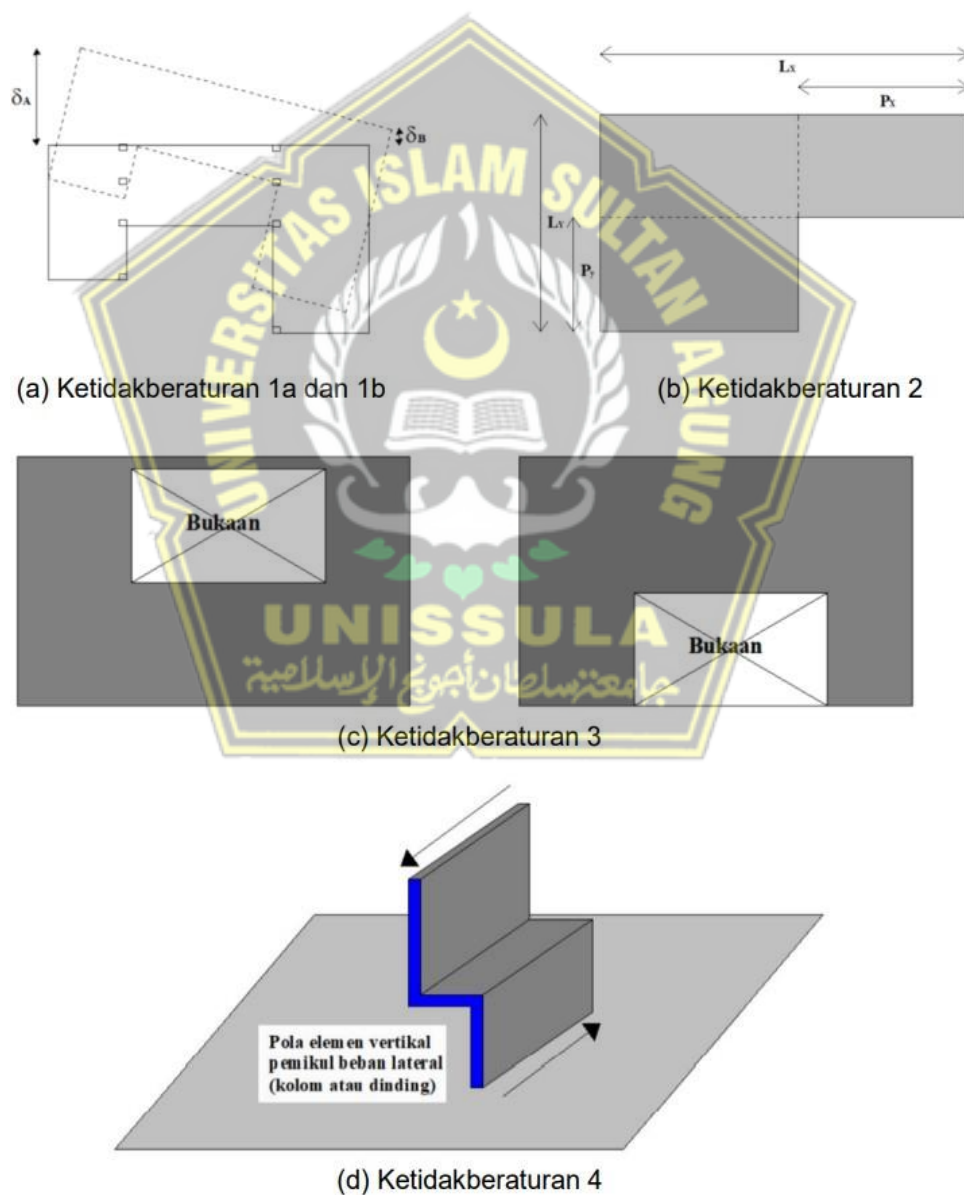
Mengacu pada pasal 7.3.2.1 SNI 1726:2019. Struktur yang memiliki satu atau lebih tipe ketidakberaturan wajib dinyatakan memiliki ketidakberaturan struktur horizontal. Struktur-struktur yang didesain untuk kategori desain seismik harus memenuhi persyaratan sesuai dengan tabel berikut:

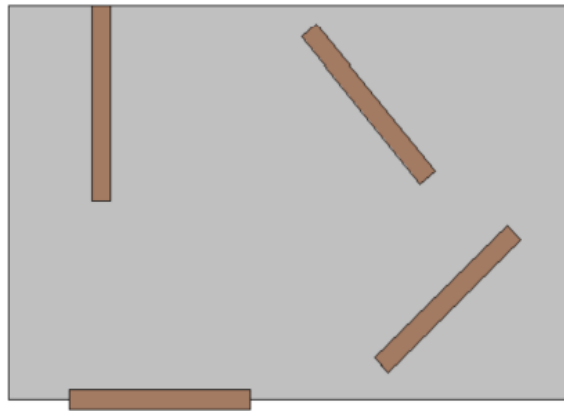
Tabel 2.12 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

	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 $A_x = 1,0$, 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.	0 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 $A_x = 1,0$, 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.	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 turus 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: Tabel 13 SNI 1726:2019





(e) Ketidakberaturan 5

Sumber: Gambar 5 SNI 1726:2019

Gambar 2.3 Ketidakberaturan Horizontal

2.1.13.2. Ketidakberaturan Vertikal

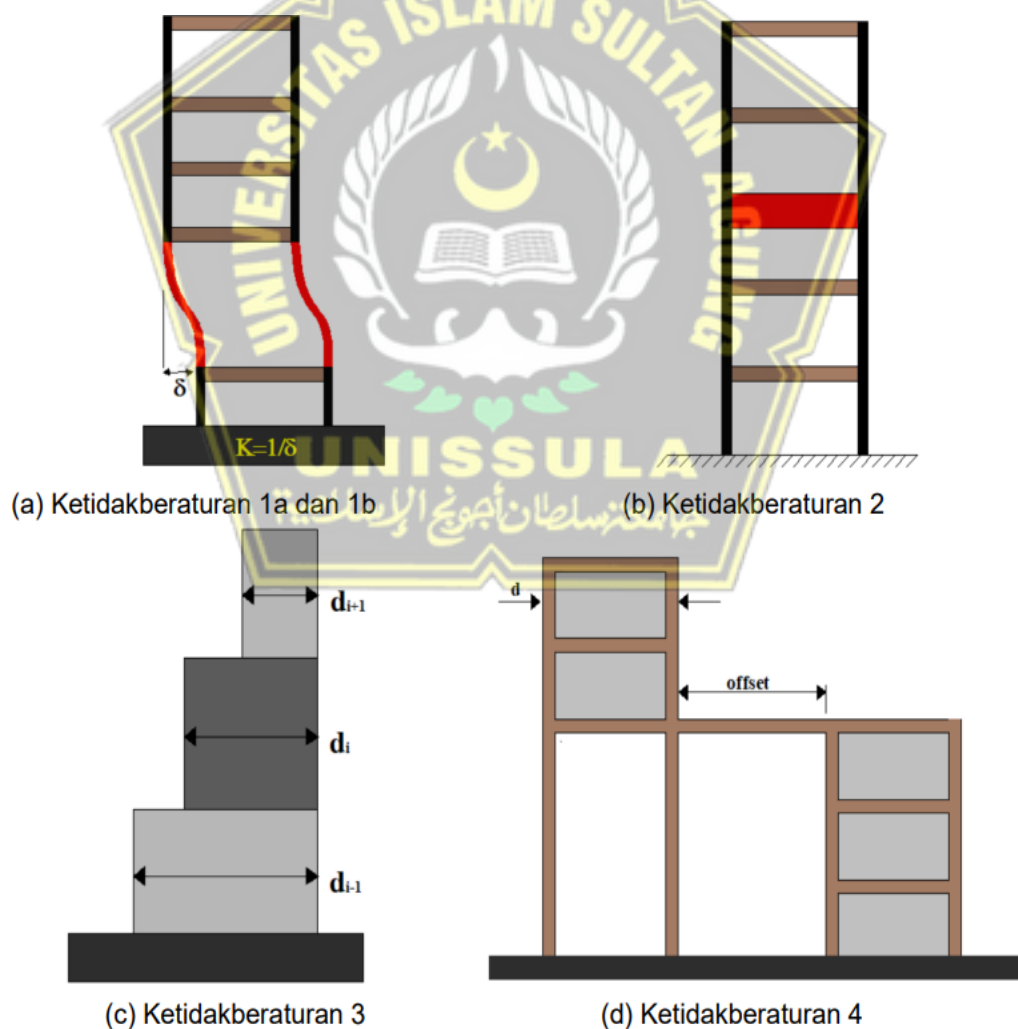
Sesuai dengan pasal 7.3.2.2 SNI 1726:2019. Struktur yang memiliki satu atau lebih tipe ketidakberaturan wajib dinyatakan memiliki ketidakberaturan vertikal. Struktur-struktur yang didesain untuk kategori desain seismik yang ada pada tabel berikut:

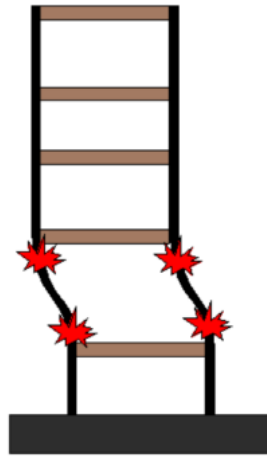
Tabel 2.13 Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

	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: Tabel 14 SNI 1726:2019





(e) Ketidakberaturan 5a dan 5b

Sumber: Gambar 6 SNI 1726:2019

Gambar 2.4 Ketidakberaturan Vertikal

2.1.14. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi beban dasar untuk desain kekuatan tercantum dalam pasal 2.3.1 SNI 1727:2019. Struktur, komponen, dan fondasi wajib didesain sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek beban-beban terfaktor dalam kombinasi sebagai berikut.

1. $1,4 D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6L (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
5. $0,9D + 1,0W$

2.1.15. Kombinasi dan Pengaruh Gempa

Beban gempa adalah beban yang bekerja pada suatu struktur bangunan yang penyebabnya dari pergerakan tanah yang diakibatkan oleh adanya gempa. Gempa desain yaitu pengaruh suatu gempa yang besarnya $2/3$ dari pengaruh MCER nya.

2.2. Persyaratan Struktur Tahan Gempa

Tercantum dalam SNI 1726:2019. Rangka pemikul momen adalah sistem struktur rangka yang elemen-elemen struktur dan sambungannya menahan beban-beban lateral melalui mekanisme lentur. Sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

2.2.1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem rangka pemikul momen biasa (*ordinary moment frame*) adalah Rangka balok kolom atau rangka pelat kolom yang dicor di tempat atau pracetak dan memenuhi persyaratan pasal 18.3 SNI 2847:2019.

Hal-hal yang harus diperhatikan dalam Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) yaitu:

1. Sesuai pasal 18.3.2 SNI 2847:2019. Balok diwajibkan memiliki paling sedikit dua batang tulangan longitudinal yang menerus pada kedua sisi atas dan bawah penampang. Tulangan bawah yang menerus wajib mempunyai luas tidak kurang dari seperempat luas maksimum tulangan bawah. Tulangan ini wajib diangkur agar dapat mencapai kekuatan leleh tarik f_y pada muka tumpuan.
2. Sesuai pasal 18.3.3 SNI 2847:2019. Kolom yang memiliki panjang tak tertumpu komponen struktur tekan (mm) kurang dari atau sama dengan lima kali dimensi kolom persegi atau persegi ekuivalen wajib memiliki faktor reduksi kekuatan geser nominal setidaknya nilai terendah diantara poin a dan b berikut:
 - a) Gaya geser yang terkait dengan terjadinya kekuatan momen nominal M_n di tiap ujung dari panjang tak tertumpu kolom akibat lentur yang berbalik arah (kurvatur ganda). Kekuatan lentur kolom wajib dihitung untuk gaya aksial terfaktor yang konsisten dengan arah gaya lateral yang dipantau, yang menciptakan kekuatan lentur tertinggi.
 - b) Gaya geser maksimum yang didapatkan dari kombinasi beban desain, termasuk E , dengan $\Omega_0 E$ sebagai pengganti E .

2.2.2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

Sistem rangka pemikul momen menengah (*Intermediate moment frame*) adalah rangka balok kolom atau rangka kolom dan pelat dua arah tanpa balok yang dicor di tempat serta memenuhi persyaratan 18.4. SNI 2847:2019

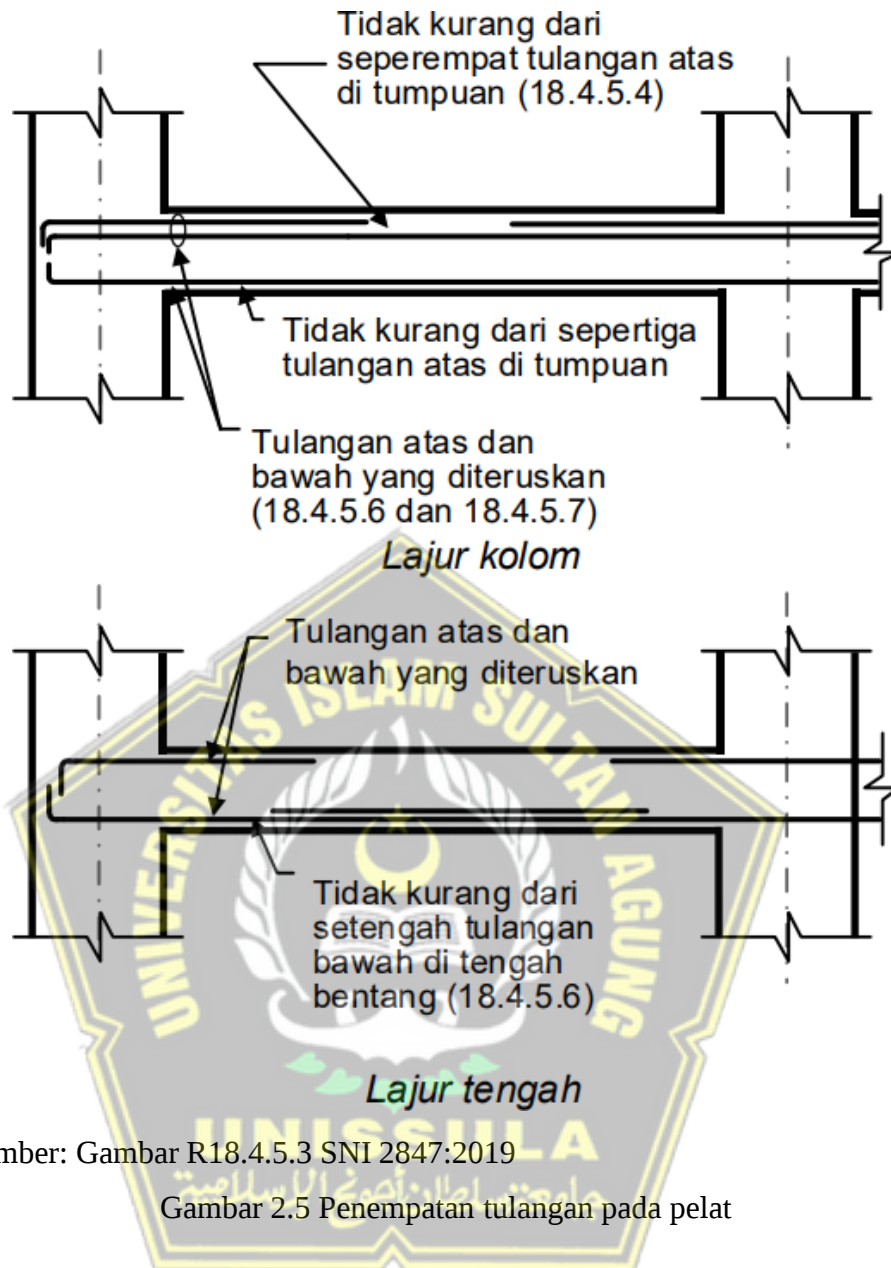
Beberapa hal yang wajib diperhatikan dalam Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) yaitu:

1. Sesuai pasal 18.4.2 SNI 2847:2019. Balok harus memiliki minimal dua batang tulangan longitudinal yang menerus sepanjang kedua sisi atas serta bawah penampang. Tulangan bawah yang menerus wajib memiliki luas tak kurang dari $1/4$ luas maksimum tulangan bawah. Tulangan ini wajib diangkur agar mampu memenuhi kekuatan leleh tarik f_y di muka tumpuan.
2. Kekuatan momen positif di muka joint tidak diperbolehkan kurang dari $1/3$ kekuatan momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut. Baik kekuatan momen negatif maupun positif pada sebarang penampang sepanjang bentang balok tidak diperbolehkan kurang dari $1/5$ kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu joint pada bentang balok yang ditinjau.
3. ΦV_n tidak diperbolehkan kurang dari nilai terkecil diantara pernyataan berikut:
 - a) Total gaya geser terkait dengan tercapainya M_n pada muka joint pada tiap ujung balok akibat lentur berbalik arah. (kurvatur ganda) dan geser yang dihitung untuk beban gravitasi terfaktor
 - b) Gaya geser maksimum yang didapatkan dari kombinasi beban desain termasuk E, dengan E ditetapkan sebesar dua kali nilai yang dipersyaratkan SNI 1726.
4. Sesuai dengan pasal 18.4.3.3 SNI 2847:2019. Pada kedua ujung kolom, sengkang tertutup harus dipasang dengan spasi S_o sepanjang l_o dari muka joint. Spasi S_o tidak diperbolehkan melewati nilai terkecil dari:
 - a) 8 kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil yang dilingkupi
 - b) 24 kali diameter batang tulangan sengkang pengekang
 - c) Setengah ukuran penampang terkecil kolom
 - d) 300 mm

Panjang l_o tidak diperbolehkan kurang dari:

- a) $1/6$ tinggi bersih kolom
- b) Ukuran maksimum kolom
- c) 450 mm

5. Sesuai dengan pasal 18.4.3.6 kolom-kolom yang menumpu pada reaksi yang berasal dari komponen struktur kaku tak menerus, seperti dinding, wajib dipasang tulangan sengkang tertutup menggunakan spasi s_o , sesuai dengan pasal 18.4.3.3 pada sepanjang tinggi penuh kolom-kolom di bagian yang terdapat diskontinuitas bila bagian gaya tekan aksial terfaktor pada elemen struktur kolom-kolom yang terkait, menggunakan pengaruh gempa melebihi $A_g f_c' / 10$. Apabila gaya desain sudah diperbesar untuk memperhitungkan kekuatan lebih elemen vertikal pada sistem pemikul gaya seismik, batasan $A_g f_c' / 10$ wajib ditingkatkan menjadi $A_g f_c' / 4$.
6. Sambungan balok-kolom wajib mempunyai tulangan transversal yang mencakup sesuai dengan pasal 15.
7. Sesuai dengan pasal 18.4.5. Penentuan pelat 2 arah tanpa balok momen pelat terfaktor pada tumpuan tergolong dampak gempa, E, wajib ditentukan untuk gabungan beban yang ditunjukkan pada persamaan $U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$ dan $U = 0,9D + 1,0E$. Tulangan perlu untuk menghambat M_{sc} wajib ditempatkan pada lajur kolom.
8. Sesuai dengan pasal 18.4.5.4. Setidaknya $1/4$ tulangan atas pada tumpuan di lajur kolom harus menerus sepanjang bentang.
9. Sesuai dengan pasal 18.4.5.5. Tulangan bawah yang menerus di lajur kolom tidak dapat kurang dari $1/3$ tulangan atas di tumpuan pada lajur kolom.
10. Sesuai dengan pasal 18.4.5.6. Setidaknya setengah dari semua tulangan bawah lajur tengah serta semua tulangan bawah lajur kolom pada tengah bentang harus menerus serta harus mencapai f_y .
11. Tepi pelat yang tidak menerus, semua tulangan atas serta bawah di area tumpuan harus disalurkan pada muka tumpuan.

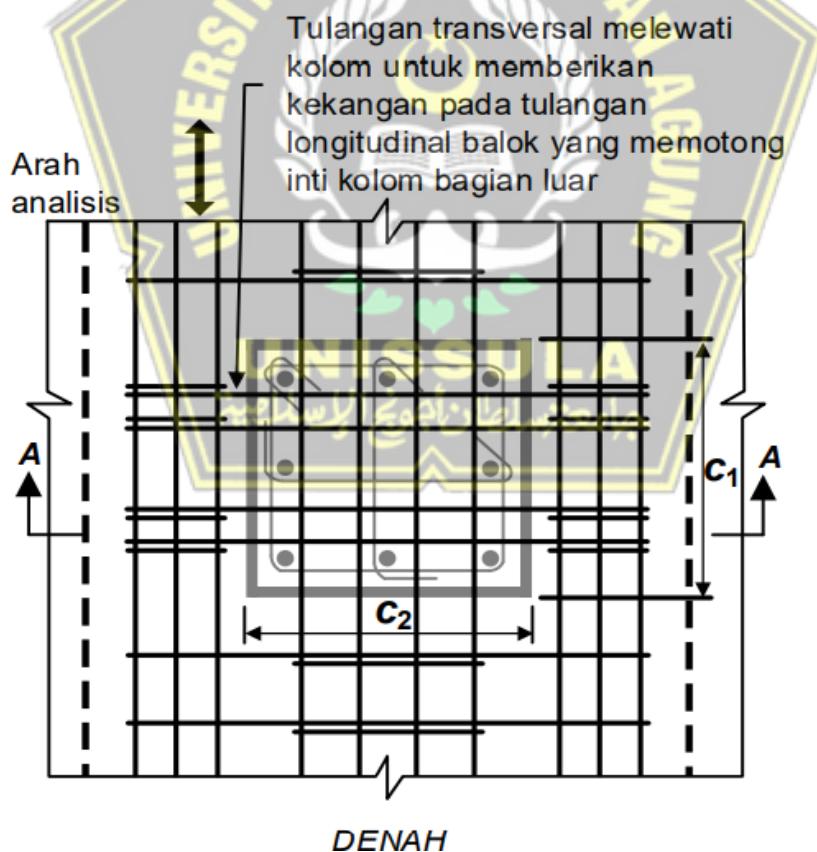


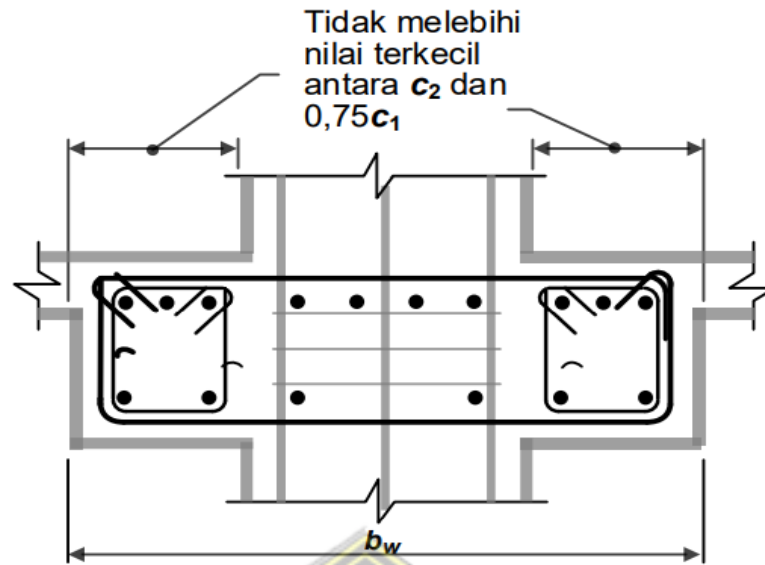
2.2.3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Sistem rangka pemikul momen khusus (*Special moment frame*) merupakan rangkabalok kolom yang dicor di tempat dan memenuhi persyaratan SNI 2847:2019. Pasal 18.2.3 hingga 18.2.8 dan 18.6 hingga 18.8. Untuk rangka balok kolom pracetak memenuhi 18.2.3 hingga 18.2.8 dan 18.9.

Hal-hal yang harus diperhatikan dalam Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yaitu:

1. Balok sistem rangka pemikul momen khusus ialah bagian sistem pemikul gaya seismik dan utamanya dirancang guna menahan lentur serta geser. Tiap komponen rangka yang terkena gaya tekan aksial terfaktor lebih dari $(A_g F_c' / 10)$ akibat tiap kombinasi beban wajib diproporsionalkan serta didetailkan. Balok wajib memenuhi persyaratan berikut:
 - a) Bentang bersih, l_n , minimal $4d$
 - b) Lebar penampang b_w , diwajibkan sekurangnya nilai terkecil dari $0,3h$ dan 250 mm
 - c) Proyeksi lebar balok yang melebihi lebar kolom penumpu tidak diperbolehkan melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75 c_1$ pada tiap sisi kolom.





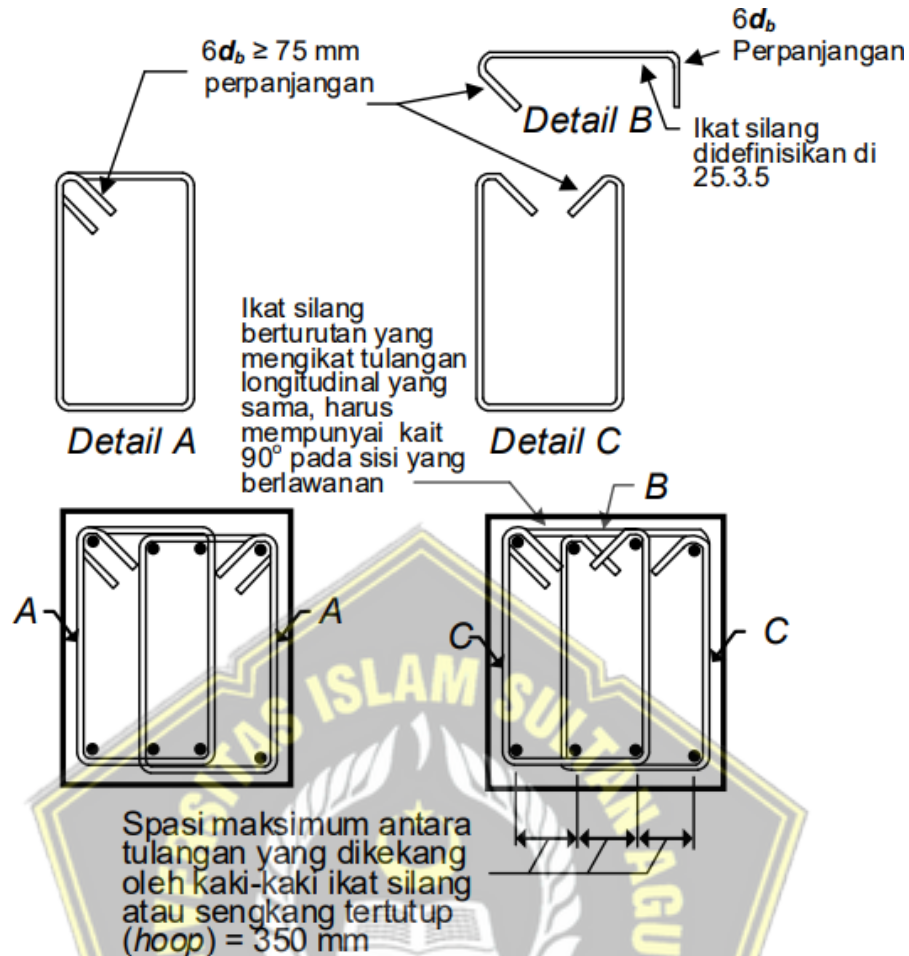
Catatan:

Tulangan transversal kolom di atas dan di bawah *joint* balok-kolom tidak ditampilkan untuk kejelasan

Sumber: Gambar R.18.6.2 SNI 2847:2019

Gambar 2.6 Lebar efektif maksimum balok lebar (*wide beam*) dan persyaratan tulangan transversal.

2. Sengkang pengekang pertama harus ditempatkan tak lebih dari 50 mm dari ujung kolom penumpu. Jarak sengkang pengekang tidak diperbolehkan lebih dari nilai terkecil:
 - a) $d/4$
 - b) 6 x diameter terkecil batang tulangan lentur utama, tidak termasuk tulangan longitudinal samping
 - c) 150 mm

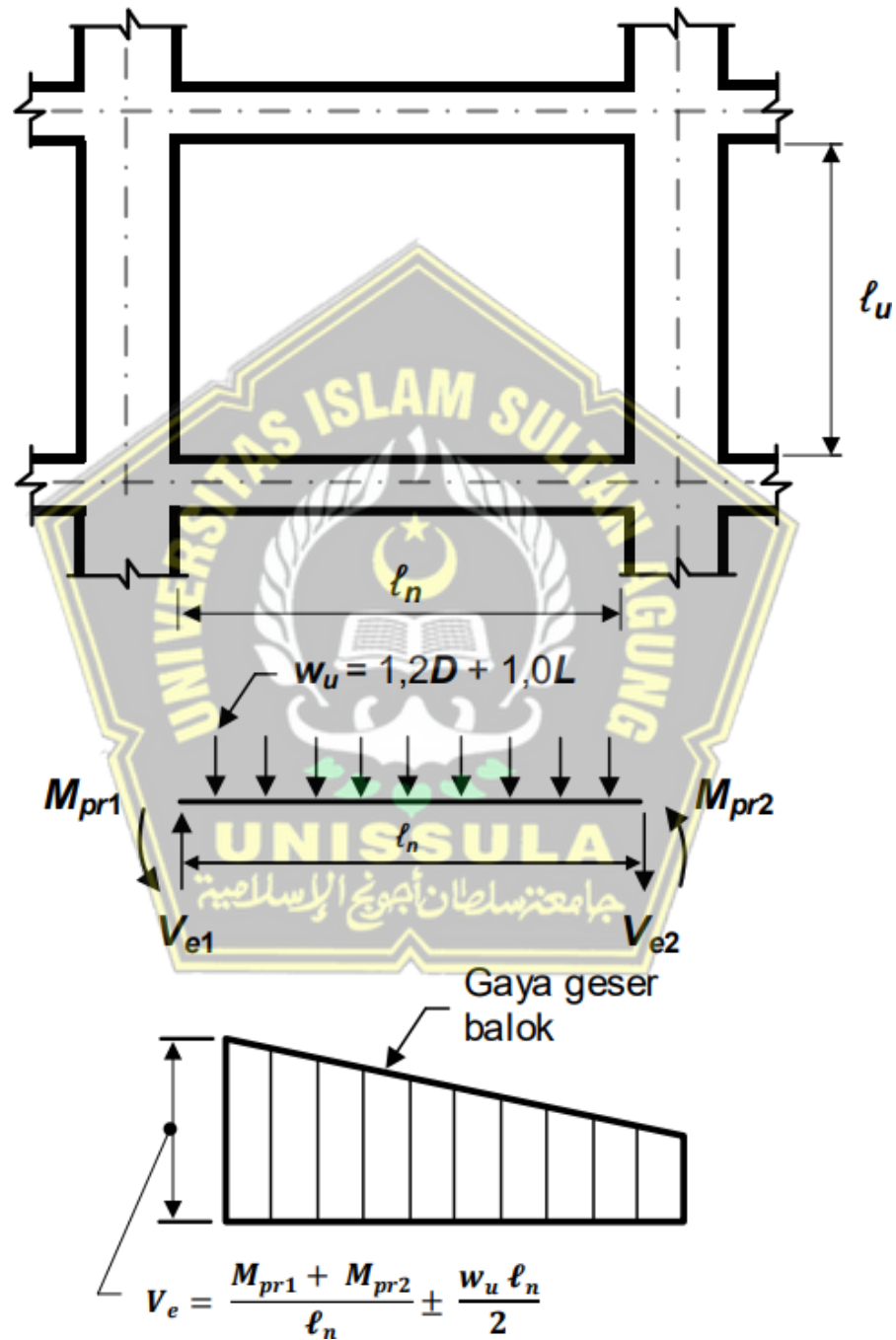


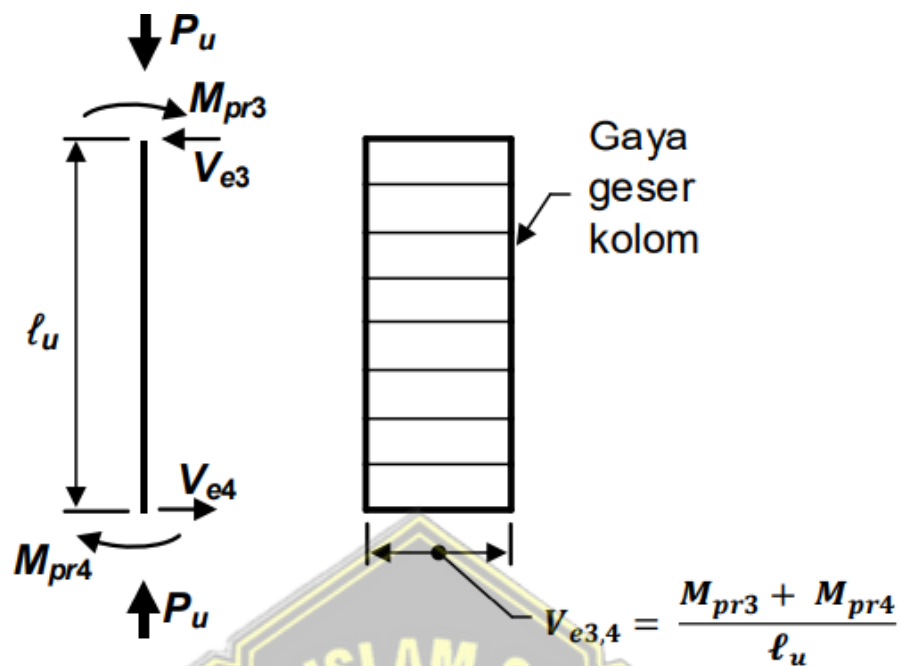
Sumber: Gambar R18.6.4 SNI 2847:2019

Gambar 2.7 Contoh sengkang tertutup (hoop) yang dipasang bertumpuk dan ilustrasi batasan maksimum spasi horizontal penumpu batang longitudinal

3. Gaya geser desain V_e wajib dihitung dari tinjauan gaya-gaya di bagian balok diantara kedua muka joint. Momen-momen dengan tanda berlawanan yang terkait dengan kekuatan momen lentur maksimum yang mungkin terjadi, M_{pr} , wajib diperkirakan bekerja di muka-muka joint dan balok dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor di sepanjang bentangnya.
4. Tulangan transversal sejauh daerah yang diidentifikasi wajib didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ apabila persyaratan berikut terpenuhi:

- Gaya geser akibat gempa yang dihitung mewakili setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum pada bentang tersebut.
- Gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa tidak lebih dari $A_g F_c' / 20$.





Sumber: Gambar R18.6.5 SNI 2847:2019

Gambar 2.8 Geser desain untuk balok dan kolom

5. Batasan dimensi kolom-kolom harus memenuhi:
 - a) Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melewati pusat geometri, tak kurang dari 300 mm.
 - b) Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurusnya tak kurang dari 0,4.

6. Kekuatan lentur kolom harus memenuhi:

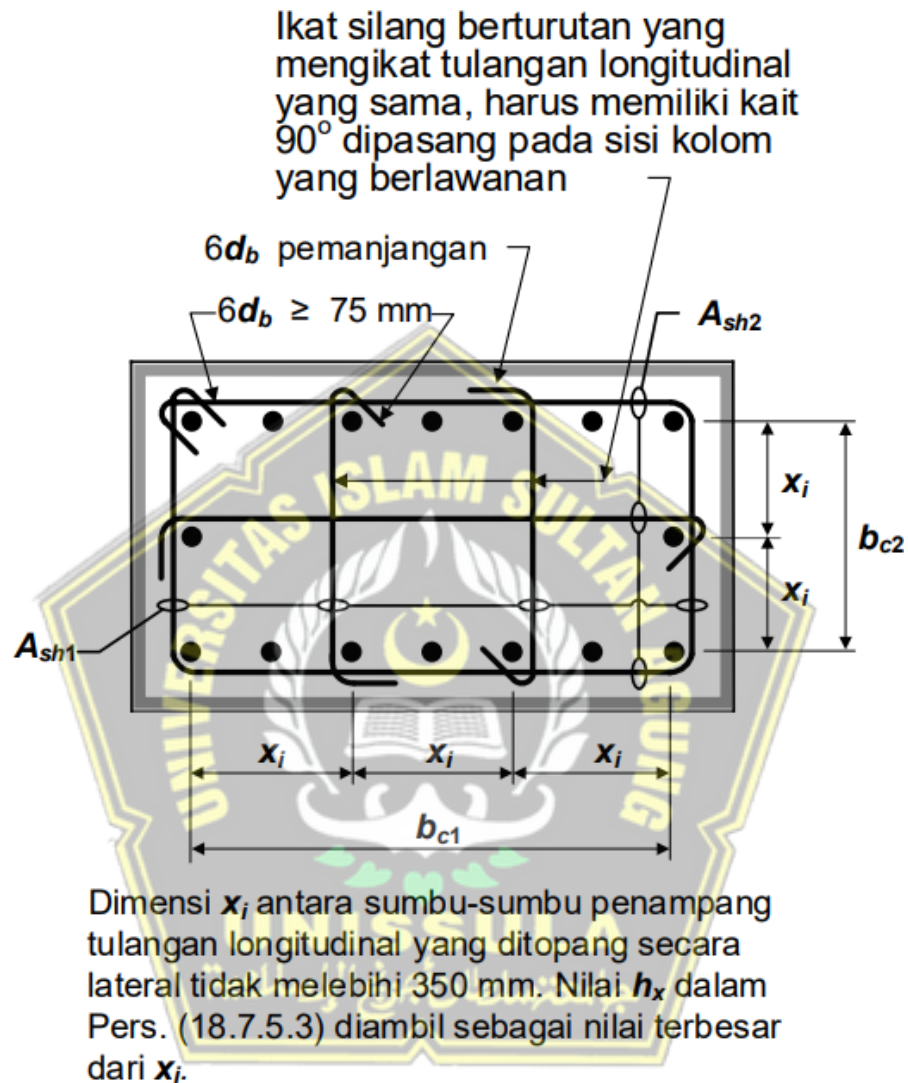
$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \quad (2.22)$$

$\sum M_{nc}$ ialah total kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka kedalam joint, yang dievaluasi pada muka-muka joint.

$\sum M_{nb}$ ialah total kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi pada muka-muka joint.

7. Luas tulangan longitudinal A_{st} tidak diperbolehkan kurang dari 0,01 A_g dan tidak melebihi 0,06 A_g .
8. Panjang l_o tidak diijinkan kurang dari nilai terbesar antara persamaan berikut:

- Tinggi kolom di muka joint atau di penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan timbul
- 1/6 tinggi bersih kolom
- 450 mm



Sumber: Gambar R18.7.5.2 SNI 2847:2019

Gambar 2.9 Contoh penulangan transversal pada kolom

- Spasi tulangan transversal tidak melebihi nilai terkecil dari persamaan berikut:
 - Seperempat dimensi terkecil penampang kolom
 - Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil
 - So, yang dihitung dengan

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (2.23)$$

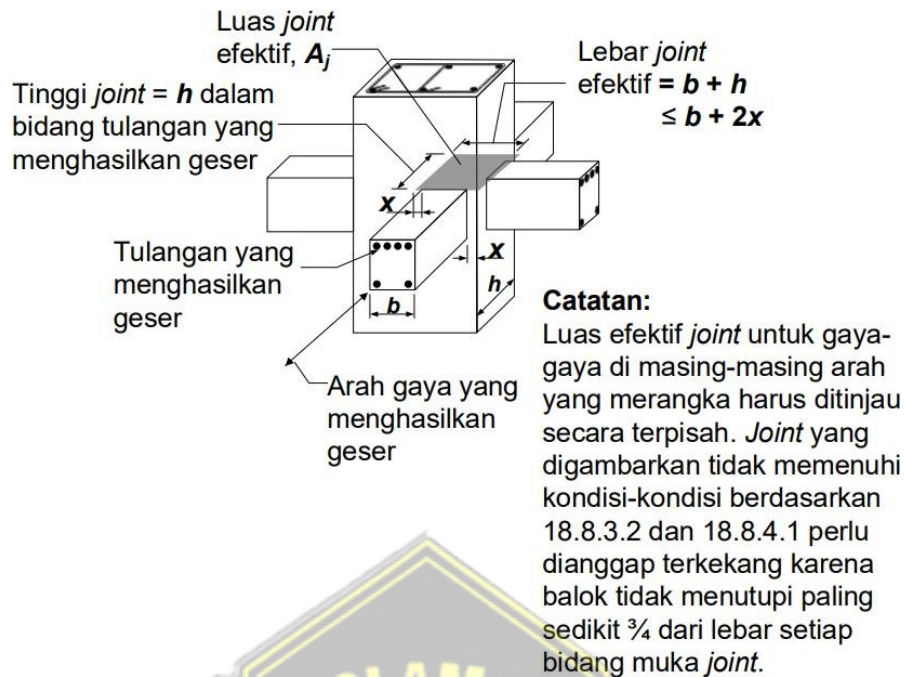
Tabel 2.14 Tulangan transversal untuk kolom-kolom sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK)

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

Sumber: Tabel 18.7.5.4 SNI 2847:2019

10. Luas penampang efektif pada suatu joint, A_j , wajib dihitung dari tinggi joint kali lebar joint efektif. Tinggi joint wajib sebesar lebar kolom, h . Lebar joint efektif wajib selebar kolom, kecuali apabila terdapat balok yang merangka ke dalam kolom yang lebih lebar, lebar joint efektif tidak diperbolehkan melebihi nilai terkecil dari persamaan berikut:

- Lebar balok ditambah tinggi joint
- Dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom.



Sumber: Gambar R18.8.4 SNI 2847:2019

Gambar 2.10 Luas joint efektif

11. Dinding geser beton bertulang khusus ialah dinding yang diproporsikan guna menahan kombinasi geser, momen, dan gaya aksial. Dinding geser tercantum pada pasal 18.10 SNI 2847:2019. Syarat tulangan geser desain apabila $V_u > 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c'}$ maka disyaratkan rasio tulangan minimal harus diambil 0,0025 untuk tulangan longitudinal dan tulangan transversal dan jarak tulangan dinding struktural tidak diperbolehkan lebih dari 450 mm.

12. Mengacu pada pasal 18.10.2.2 SNI 2847:2019. Dinding geser harus menggunakan minimal 2 lapis tulangan jika:

$$a) \quad V_u > 0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f_c'} \quad (2.24)$$

$$b) \quad H_w / l_w \geq 2,0 \quad (2.25)$$

keterangan:

H_w adalah tinggi dinding keseluruhan

l_w adalah panjang dinding keseluruhan

13. Kekuatan geser V_n dinding struktural tidak diperbolehkan melebihi:

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y) \quad (2.26)$$

$$\begin{aligned}\alpha_c &= 0,25 \text{ untuk } h_w / l_w \leq 1,5 \\ &= 0,17 \text{ untuk } h_w / l_w \leq 2,0 \\ &= \text{interpolasi linier antara } 0,25 \text{ dan } 0,17 \text{ jika } h_w/l_w \text{ ditengah.}\end{aligned}$$

H_w adalah tinggi dinding keseluruhan

L_w adalah panjang dinding keseluruhan

14. Pada segmen dinding horizontal dan balok kopel, V_n tidak diperbolehkan melebihi persamaan berikut:

$$0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c} \quad (2.27)$$

A_{cw} ialah luas penampang beton segmen dinding horizontal atau balok kopel.

15. Elemen-elemen batas khusus harus memenuhi persyaratan berikut:

- Elemen batas wajib diperpanjang pada arah horizontal dari serat tekan terluar sejauh minimal nilai terbesar dari C₀, 1l_w dan c/2.
- Lebar daerah tekan lentur, b, sepanjang jarak horizontal yang dihitung termasuk sayap bilamana ada, harus diambil minimal h_u / 16
- Untuk dinding atau pilar-pilar dinding dengan h_w/l_w ≥ 2,0 yang secara efektif menerus dari dasar struktur hingga sisi paling atas dinding, yang dirancang mempunyai penampang kritis tunggal untuk beban-beban lentur dan aksial, dan dengan c/l_w ≥ 3/8, lebar daerah tekan lentur b disepanjang daerah wajib lebih besar dari atau sama dengan 300 mm.
- Pada penampang-penampang bersayap, elemen batas harus termasuk lebar sayap efektif yang mengalami tekan dan harus diperpanjang minimal 300 mm ke dalam badan dinding.
- Tulangan transversal elemen batas wajib memenuhi pasal 18.7.5.2(a) hingga (e) dan 18.7.5.3, kecuali apabila nilai h_x pada pasal 18.7.5.2 tidak lebih dari nilai terkecil antara 350 mm dan 2/3 ketebalan elemen batas, dan batasan spasi tulangan transversal harus diambil 1/3 dari dimensi terkecil elemen batas.
- Jumlah tulangan transversal diharuskan sesuai dengan tabel berikut:

Tabel 2.15 Tulangan transversal untuk elemen batas khusus

Tulangan transversal	Persamaan yang berlaku		
A_{sh}/sb_c untuk senggang pengekang persegi	Nilai terbesar	$0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$	(a)
		$0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$	(b)
ρ_s untuk spiral atau senggang pengekang lingkaran	Nilai terbesar	$0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$	(c)
		$0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$	(d)

Sumber: Tabel 18.12.11.1 SNI 2847:2019

2.3. Pengikat Pondasi

Sesuai Pasal 7.13.6.2 SNI 1726-2019 Pengikat fondasi Penutup tiang fondasi (pile-cap) individu, tiang bor, atau kaisan harus dihubungkan satu sama lain dengan pengikat. Semua pengikat harus mempunyai kuat tarik atau tekan desain paling sedikit sama dengan gaya sebesar 10 % SDS dikali nilai terbesar dari beban mati terfaktor ditambah beban hidup terfaktor pada penutup tiang fondasi atau kolom yang lebih besar kecuali jika ditunjukkan bahwa kekangan ekuivalen akan disediakan oleh balok beton bertulang dalam pelat di atas tanah atau pelat beton bertulang pada permukaan tanah atau pengekangan oleh batu yang memenuhi syarat, tanah kohesif yang keras, tanah berbutir yang sangat padat, atau cara lain yang disetujui.

Tercantum pada pasal 18.8.3.1 SNI 2847:2019. Tulangan transversal joint harus memenuhi 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.4, dan 18.7.5.7. Sesuai dengan pasal 18.8.3.2 Bila pada keempat sisi joint terdapat balok yang merangka kepadanya dan bila lebar dari setiap balok tersebut setidaknya tiga perempat lebar kolom, maka jumlah tulangan yang diperlukan dihitung berdasarkan persamaan pada pasal 18.7.5.4, yaitu

$$a) \quad K_f = \frac{f'_c}{175} + 0,6 \geq 1,0 \quad (2.28)$$

$$b) \quad K_n = \frac{nl}{nl - 2} \quad (2.29)$$

diizinkan untuk direduksi setengahnya, dan spasi yang disyaratkan pada pasal 18.7.5.3 yaitu spasi tulangan transversal tidak melebihi nilai terkecil dari persamaan berikut:

- a) $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil penampang kolom
- b) 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- c) s_o yang dihitung dengan,

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (2.30)$$

diizinkan untuk ditingkatkan hingga 150 mm dalam ketinggian balok h yang terendah yang merangka pada joint tersebut.

Disebutkan pada pasal 18.8.3.3 SNI 2847:2019 Tulangan longitudinal balok yang berada di luar inti kolom harus dikekang oleh tulangan transversal yang menembus kolom dengan spasi sesuai 18.6.4.4 dimana Sengkang pengegang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom penumpu. Spasi sengkang pengegang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari a) hingga c):

- a) $d/4$
- b) Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama, tidak termasuk tulangan longitudinal samping
- c) 150 mm

dan persyaratan 18.6.4.2 apabila diperlukan sengkang pengegang, batang tulangan longitudinal utama yang terdekat ke muka tarik dan tekan harus diberi tumpuan lateral. Spasi tulangan longitudinal yang tertumpu secara lateral tidak boleh

melebihi 350 mm. Tulangan longitudinal samping tidak perlu tertumpu secara lateral. dan 18.6.4.3, Sengkang pengekang pada balok diizinkan terdiri dari dua batang tulangan: yaitu sebuah sengkang yang mempunyai kait gempa pada kedua ujungnya dan ikat silang sebagai penutup. Ikat silang berurutan yang mengikat batang tulangan longitudinal yang sama harus memiliki kait 90 derajat yang dipasang selang-seling pada sisi yang berlawanan dari komponen struktur lentur. Jika batang tulangan longitudinal yang ditahan oleh ikat silang dikekang oleh pelat hanya pada satu sisi komponen struktur lentur, maka kait 90 derajat dari ikat silang harus ditempatkan pada sisi tersebut.



BAB III

METODOLOGI PERENCANAAN

3.1. Pengumpulan Data

Data yang digunakan pada perencanaan Laporan Tugas Akhir Perencanaan Gedung Kuliah Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Semarang yaitu data primer. Data primer adalah data yang langsung didapatkan dari pihak yang bersangkutan langsung dengan proyek ini. Data yang didapatkan berguna dalam proses perencanaan struktur. Adapun data yang digunakan dalam laporan ini yaitu:

1. Gambar gedung perencanaan.
2. Data uji tanah lokasi gedung perencanaan.
3. Data seismik lokasi gedung perencanaan (Website Direktorat Jenderal Cipta Karya Kementerian PUPR).

3.2. Analisis dan Perhitungan

Pada analisis serta perhitungan struktur dilakukan pada keseluruhan bangunan gedung. Tahapan pada laporan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Permodelan dan Pradimensi Struktur Gedung

Permodelan dan pradimensi dilakukan dengan tetap mengacu padaperaturan yang berlaku dalam mendesain elemen-elemen struktur. Permodelan struktur gedung berdasarkan pada gambar gedung yang telah direncanakan. Permodelan dibuat dengan bantuan *software* ETABS v18. Hal yang pertama dilakukan yaitu menggambar grid arah X dan arah Y. setelah itu pradimensi elemen struktur yang meliputi elemen struktur kolom, balok, dinding geser dan pelat. Setelah mendimensi tiap elemen struktur dilanjutkan dengan menggambar elemen struktur seperti kolom, balok, dinding geser dan pelat pada *software* ETABS maka akan menghasilkan gambar permodelan struktur.

2. Perhitungan Pembebanan Statik (*Live Load* dan *Dead Load*)

Dalam estimasi pembebanan meliputi perhitungan semua beban yang bekerja dalam struktur bangunan yaitu beban hidup dan beban mati. Beban hidup

yang diinput kedalam *software* disimbolkan dalam *life load*. Beban hidup tersebut mampu mereduksi beban gempa. Beban hidup disamakan dengan peraturan yang berlaku. Perhitungan beban hidup pada *software* untuk *life* yaitu 0, beban hidup diinput secara manual ke dalam *software* ETABS. Sedangkan beban mati dihitung berdasarkan beban sendiri bangunan. beban mati dinotasikan sebagai *dead load*. Perhitungan beban mati dalam *software* untuk *dead* adalah 1.

3. Analisis Struktur

Dalam perhitungan analisis struktur menggunakan Respon Spektrum agar mendapatkan kurva respon spektrum yang disesuaikan dengan wilayah gempa dengan menggunakan bantuan dari website milik Direktorat Jenderal Kementrian PUPR yaitu rsa.ciptakarya. Adapun data yang diperlukan pada analisis respon spektrum yaitu nilai C_a dan C_v . Nilai C_a (*Peak Ground Acceleration*) di dapat dari percepatan muka tanah maksimum di suatu wilayah.

4. Perhitungan Beban Gempa

Pada tiap lantainya, beban gempa dianggap sebagai beban statik ekuivalen. Adapun prosedur statik ekuivalen guna mendapatkan penyaluran gaya lateral gempa pada setiap lantainya. Dan untuk langkah-langkah perhitungan gempa meliputi:

1. Menentukan kategori risiko dan faktor keutamaan gempa.
2. Memilih klasifikasi situs.
3. Memilih parameter respons spectral gempa terpetakan (Nilai S_s dan S_1)
4. Menentukan parameter respons spectral gempa tertarget (Nilai S_{MS} dan S_{M1})
5. Desain Elemen-Elemen Struktur

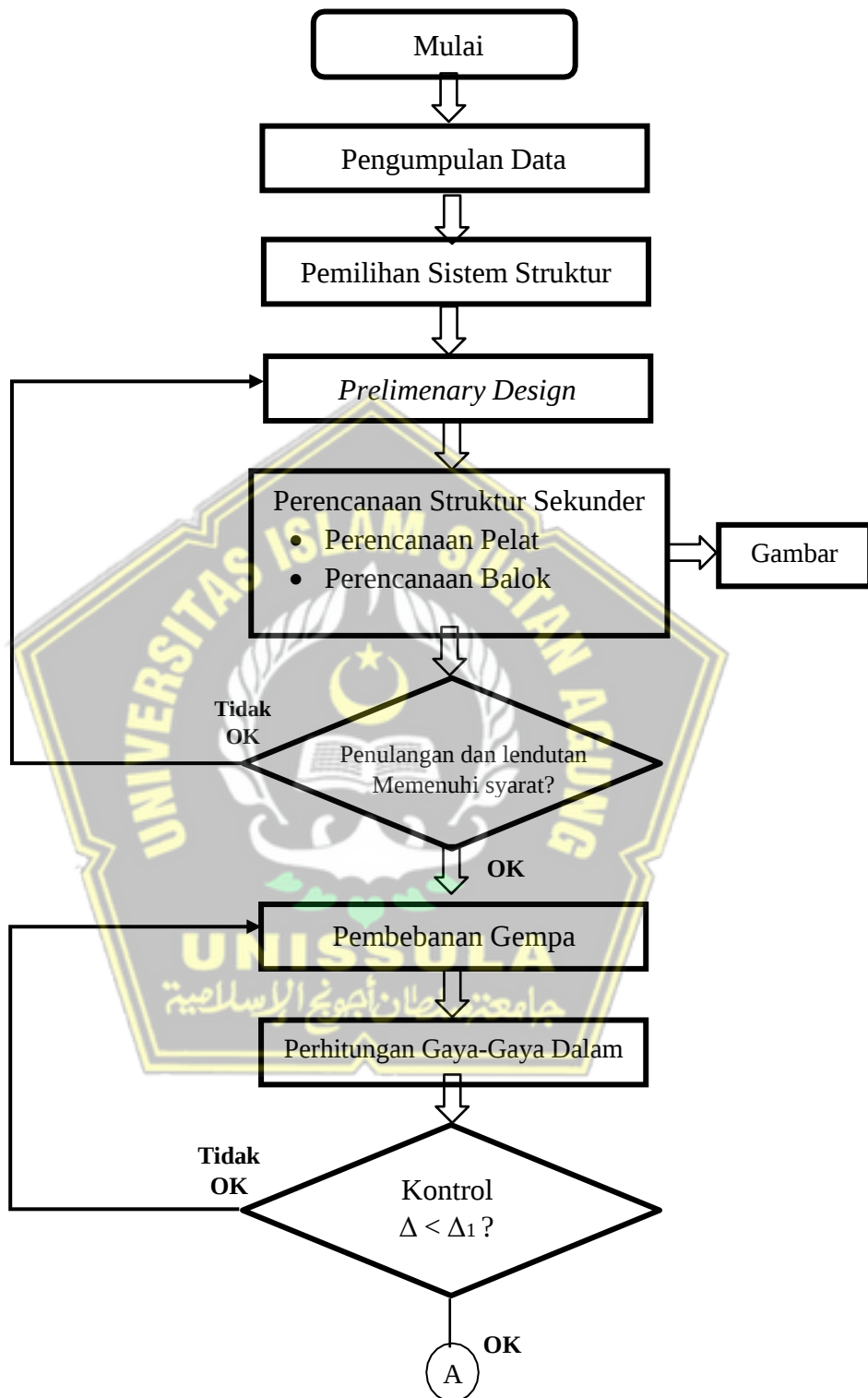
a. Struktur Atas

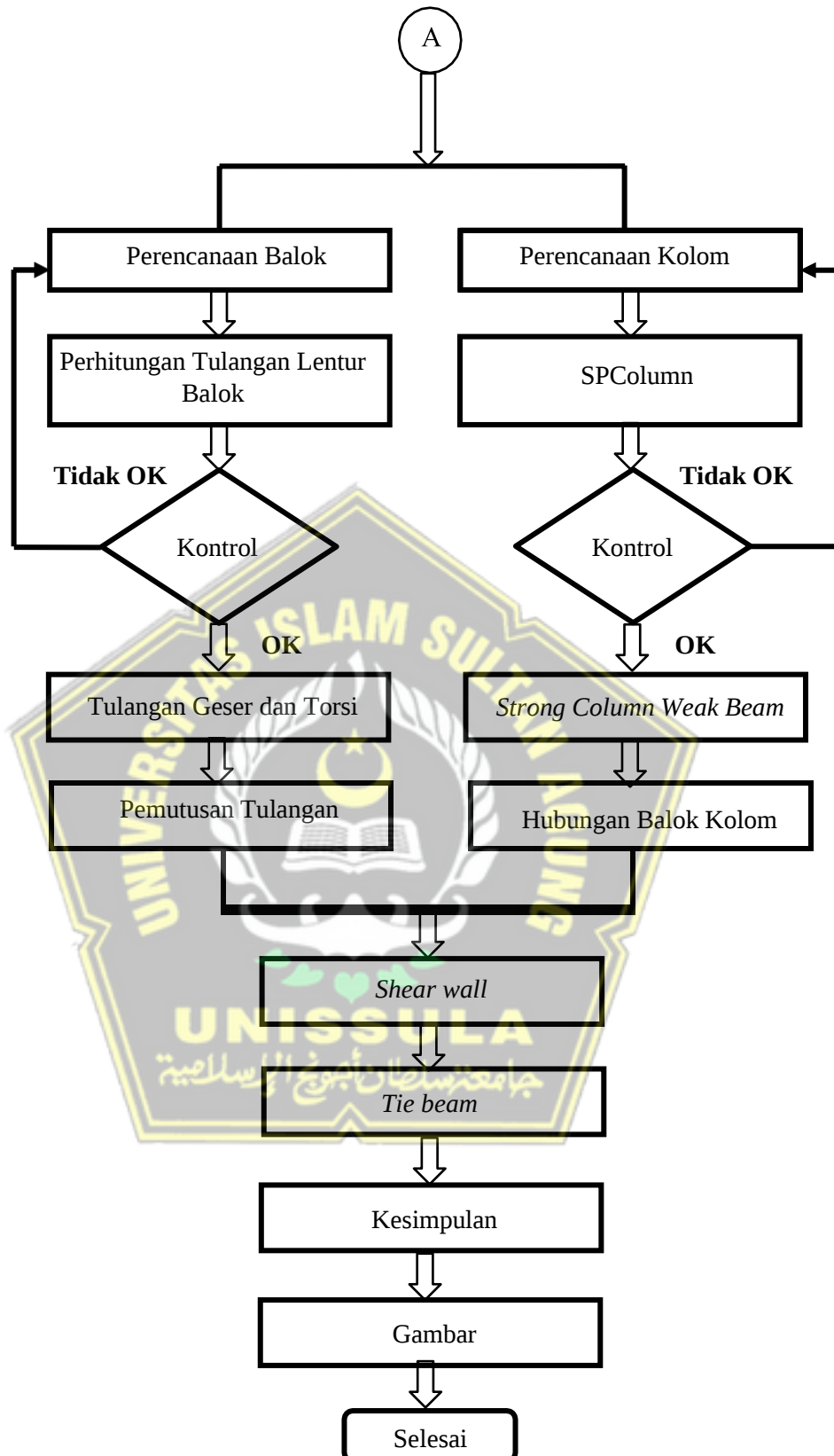
Desain elemen struktur atas ialah perencanaan struktur yang berada di atas muka tanah. Adapun perencanaan struktur atas meliputi pelat, balok, kolom, hubungan balok kolom (*joint*) dan dinding geser (*shear wall*).

Langkah perhitungan yang lebih detail dijelaskan pada bab 4.

- Perencanaan pelat
Pertama menghitung nilai momen pada pelat M_{lx} , M_{ly} , M_{tx} dan M_{ty} .
lalu digunakan untuk mendesain penulangan pelat dengan detail pada bab 4.
- Perencanaan balok
 - Pengambilan data Momen dan Torsi dari ETABS
 - Mengecek persyaratan lentur SRPMK
 - Mendesain tahanan torsi
 - Mendesain penulangan lentur
 - Mendesain tulangan transversal
- Perencanaan kolom
 - Mengambil data-data gaya aksial dan momomen dari ETABS
 - Mengecek komponen struktur penahan gempa
 - Menentukan tulangan longitudinal penahan lentur
 - Mengontrol beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor
 - Pengecekan perilaku struktur *Strong Column Weak Beam*
 - Perhitungan tulangan transversal sebagai confinement
 - Perhitungan gaya geser desain (V_e)
- Perencanaan hubungan balok kolom (*joint*)
 - Perhitungan gaya geser pada joint
 - Perhitungan kebutuhan tulangan transversal
- Perencanaan dinding geser (*shear wall*)
 - Pengambilan data-data dinding geser dari ETABS
 - Perhitungan dinding geser
- Perencanaan *tie beam*
 - Penulangan lentur
 - Perhitungan diagram interaksi tie beam menggunakan aplikasi SPColumn
 - Penulangan geser

3.3. Diagram Alir





3.4. Standar yang Digunakan

- SNI 1726:2019 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung)
- SNI 1727:2020 (Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain)
- SNI 2847:2019 (Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

3.5. Software yang Digunakan

Adapun *software* yang digunakan dalam perencanaan laporan ini yaitu:

- ETABS v18
- SP Column

3.6. Metode Penulisan Laporan

Pada Metode penyusunan laporan tugas akhir ini ada 2 (dua) metode pengumpulan data yang penulis gunakan, antara lain:

1. Penelitian Lapangan, yaitu teknik pengumpulan data yang diperoleh berdasarkan pihak yang langsung berhubungan dengan proyek yang akan direncanakan.
2. Studi Kepustakaan, yaitu teknik pengumpulan data dengan menggunakan buku, literatur, dan sumber lainnya yang berkaitan dengan judul penulisan.

BAB IV

PERHITUNGAN ANALISIS DAN PERENCANAAN

4.1. Data Struktur Gedung

4.1.1. Dimensi Penampang Struktur

Dimensi penampang struktur gedung direncanakan dengan menggunakan acuan SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Tahan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung dan SNI 2847:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.

1. Penampang balok

Tabel 4.1 Penampang balok

No	Nama Balok	Lebar Balok (mm)	Panjang Balok (mm)
1	G1	400	800
2	G2	400	700
3	G3	300	600
4	G4	300	500
5	G5	300	400
6	B1	250	400
7	B2	200	300
8	B3	150	300

2. Penampang kolom

Tabel 4.2 Penampang kolom

No	Nama Kolom	Lebar Kolom (mm)	Panjang Kolom (mm)
1	K1	900	900
2	K2	800	800
3	K3	700	700
4	K4	300	300

3. Penampang plat lantai

Tabel 4.3 Penampang plat

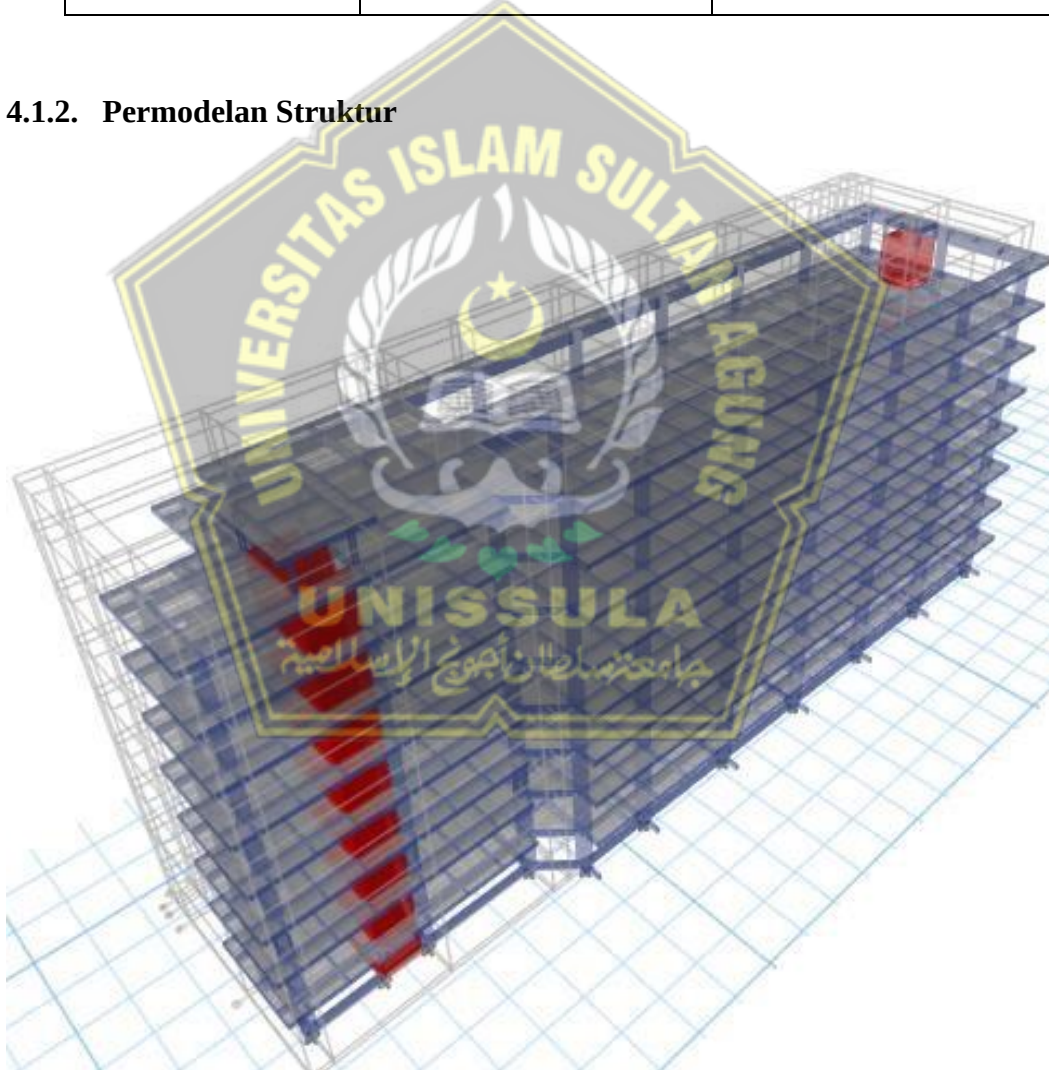
No	Nama Pelat	Tebal pelat (mm)
1	S1	125

4. Penampang dinding geser

Tabel 4.4 Penampang *Shear wall*

No	Nama Dinding Geser	Tebal dinding (mm)
1	SW1	250

4.1.2. Permodelan Struktur



Gambar 4.1 Permodelan struktur 3D Gedung Ruang Kuliah Fakultas Kedokteran
Universitas Islam Sultan Agung Semarang

2. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup merata yang bekerja pada bangunan adalah sebagai berikut:

- a. Ruang kelas = 1,92 kN/m²
- b. Ballroom = 4,79 kN/m²
- c. Gudang = 1,92 kN/m²
- d. Atap = 0,96 kN/m²

4.3. Mutu Bahan Struktur

Mutu bahan struktur yang digunakan untuk menganalisis permodelan struktur meliputi:

- 1. Mutu beton bahan struktur pelat lantai, balok, kolom dan dinding geser (*shear wall*):
 $F'_c = 33,2 \text{ Mpa}$
- 2. Mutu baja yang digunakan:
 $F_y = 420 \text{ Mpa}$ (ulir, $d \geq 10 \text{ mm}$)
 $F_y = 240 \text{ Mpa}$ (polos, $d \leq 10 \text{ mm}$)

4.4. Analisis Beban Seismik

Analisis beban seismik mengacu pada peraturan SNI 1726:2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung.

4.4.1. Kategori Risiko dan Faktor Keutamaan Gempa

Bangunan ini berfungsi untuk sarana perkuliahan. Sesuai dengan tabel 4 SNI 1726:2019 gedung ini dikelompokkan dalam kategori risiko IV dengan nilai faktor keutamaan gempa (I_e) yaitu 1,50.

4.4.2. Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Terpetakan

Nilai parameter respon spektral percepatan gempa didapat dari Aplikasi Desain Spektra Indonesia tahun 2021 (rsa.ciptakarya.pu.go.id) yang disediakan oleh Direktorat Jenderal Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Indonesia dengan cara menentukan titik koordinat atau menginput nama kota lokasi perencanaan bangunan sehingga secara otomatis diperoleh hasil nilai parameter respon spektral

percepatan gempa terpetakan. Nilai parameter respon spektral percepatan gempa terpetakan di lokasi Universitas Islam Sultan Agung dapat dilihat pada tabel 4.5.

Tabel 4.5 Data Parameter Respon Spektral Terpetakan

Variabel	Nilai
F_{PGA}	0,3173
S_s (g)	0,7258
S_1 (g)	0,3269

4.4.3. Klasifikasi Situs

Mengacu pada peraturan SNI 1726:2019. Klasifikasi situs dapat ditentukan berdasarkan 3 parameter yaitu $\tilde{V}_s$ = kecepatan rambat gelombang geser rata-rata pada regangan geser yang kecil, di dalam lapisan 30 m teratas. N = tahanan penetrasi standar dan S_u = kuat geser niralir rata-rata di dalam lapisan 30 m paling atas. Dalam menentukan klasifikasi situs digunakan nilai penetrasi standart (N-SPT) yang merupakan hasil pengujian tanah lokasi gedung.

Dengan analisis perhitungan rata-rata nilai N-SPT sampai dengan kedalaman 30 m dapat dihitung:

Tabel 4.6 Nilai N-SPT

Kedalaman	Tebal (di)	N-SPT	Di/Ni
-5,00	5,00	2	2,50
-10,00	5,00	3	1,67
-15,00	5,00	2	2,50
-20,00	5,00	5	1,00
-25,00	5,00	7	0,71
-30,00	5,00	12	0,42
Total	30,00		8,8

Berdasarkan Tabel 4.6 diatas maka dapat dihitung tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata (N) yaitu:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} = \frac{30}{8,8} = 3,41$$

Dari perhitungan yang telah dilakukan, didapatkan nilai tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata (N) sebesar 3,41. Jika dilihat dari tabel 5 SNI 1726:2019 apabila nilai (N) < 15 maka termasuk ke dalam kategori **Tanah Lunak (SE)**.

4.4.4. Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Tertarget

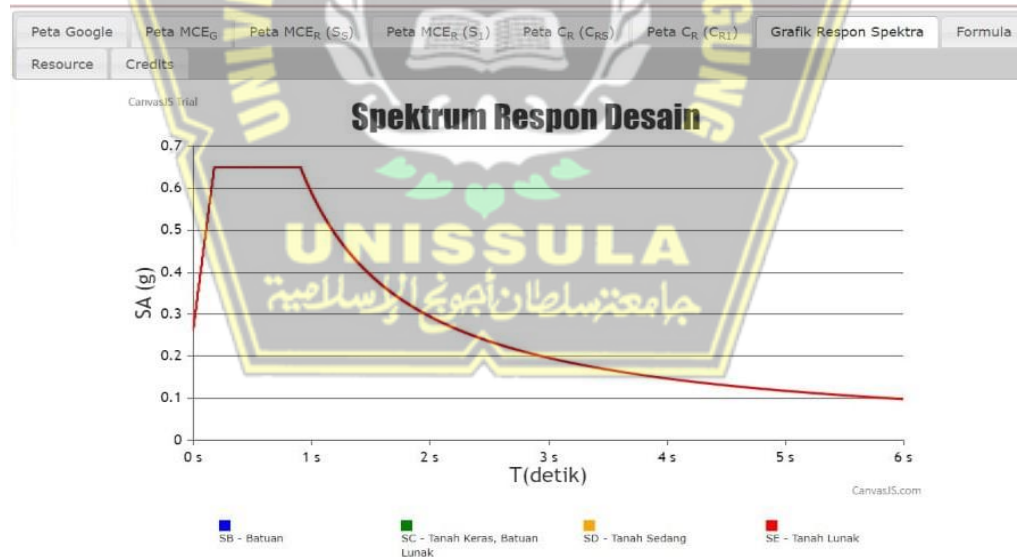
Nilai parameter respon spektral percepatan gempa tertarget pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs yang diperoleh dari Aplikasi Desain Spektra Indonesia di website resmi Direktorat Jenderal Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Indonesia dengan cara menentukan jenis tanah maka didapatkan nilai parameter respon spektral gempa tertarget berdasarkan persamaan 2.1 dan 2.2 sebagai berikut:

$$F_A = 1,2484$$

$$F_V = 2,6924$$

$$S_{MS} = F_A \times S_s = 1,2484 \times 0,7258 = 0,9061$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 2,6924 \times 0,3269 = 0,8801$$



Kelas: SE - Tanah Lunak

Rentang T(s): Value: 6

PGA MCEG: 0.3173 (g) bedrock

SS MCEr: 0.7258 (g) bedrock

S1 MCEr: 0.3269 (g) bedrock

TL: 20 Detik

T0(detik): 0.18

Ts(detik): 0.91

Sds(g): 0.65

Sd1(g): 0.59

Save

Gambar 4.3 Spektrum Respon Desain Lokasi Perencanaan

4.4.5. Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Desain

Nilai parameter respon spektral percepatan gempa desain didapat dari Aplikasi Desain Spektra Indonesia di website resmi Direktorat Jenderal Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Indonesia dengan cara menginput titik koordinat lokasi perencanaan proyek maka didapatkan nilai S_{DS} dan S_{D1} yang terlihat pada tabel 4.7.

Tabel 4.7 Data Parameter Respon Spektral Desain

Variabel	Nilai
S_{DS} (g)	0,65
S_{D1} (g)	0,59

Adapun hasil input grafik respon spektrum dapat dilihat pada gambar 4.4



Gambar 4.4 Grafik respon spektrum ETABS 18

4.4.6. Spektrum Respon Desain

Nilai spektrum respon desain dapat didapatkan secara otomatis dari website yang disediakan oleh Kementrian Pekerjaan Umum sehingga dapat mempermudah dalam penentuan Spektrum Respon Desain. Nilai spektrum respon desain gempa yang dihasilkan dari laman tersebut terlihat pada tabel 4.8.

Tabel 4.8 Nilai Spektrum Respon Percepatan Desain

T	Sa	T	Sa
detik	(g)	detik	(g)
0,00	0.260	4.50	0.131
0,19	0.650	5.00	0.118
0,97	0.607	5.50	0.107
1,20	0.492	6.00	0.098
1,40	0.421	6.50	0.091
1,60	0.369	7.00	0.084
1,80	0.328	7.50	0.079
2,00	0.295	8.00	0.074
2,50	0.236	8.50	0.069
3,00	0.197	9.00	0.066
3,50	0.169	9.50	0.062
4,00	0.148	10.00	0.059

4.4.7. Kategori Desain Seismik

Mengacu pada SNI 1726:2019 tiap struktur bangunan diharuskan memiliki suatu Kategori Desain Seismik. Gedung yang direncanakan termasuk dalam Kategori Risiko IV dan memiliki nilai $S_{DS} = 0,50 \leq S_{DS}$ dan nilai $S_{D1} = 0,20 \leq S_{DS}$ sehingga gedung perencanaan termasuk Kategori Desain Seismik tinggi yaitu D.

Sistem penahan gempa lateral dan vertikal dasar pada struktur gedung direncanakan mempunyai penahan gaya seismik sistem rangka pemikul momen khusus. Menggunakan acuan SNI 1726:2019 tabel 12 didapatkan koefisien modifikasi respon (R) = 8 dan faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5.

4.4.8. Perhitungan Beban dan Model Massa Terpusat Tiap Lantai

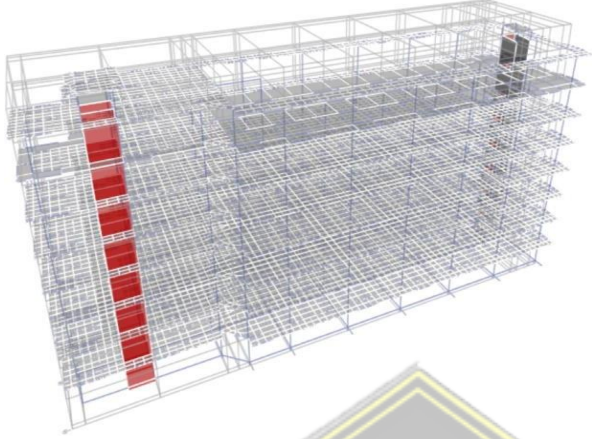
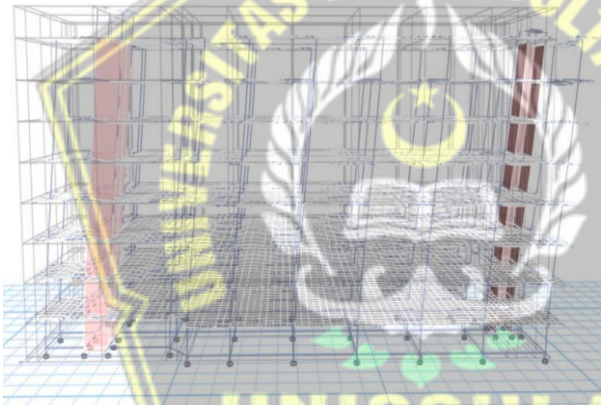
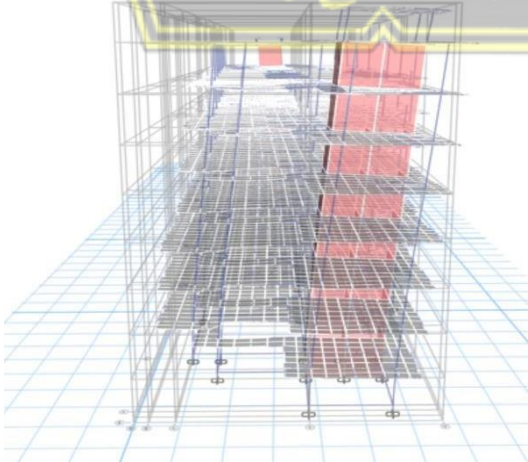
Perhitungan beban dan model massa terpusat pada struktur dibutuhkan di tiap lantainya dimana beban yang digunakan adalah beban mati yaitu beban struktur tiap lantai itu sendiri dan beban hidup yang bekerja diplat lantai. Untuk bangunan gedung umum, porsi beban hidup yang bersifat tetap diambil sebesar 30% beban hidup total.

Tabel 4.9 Massa Efektif Tiap Lantai

Lantai	Tinggi lantai Dari dasar, Z_x (m)	Berat lantai, W_x (Ton)	Berat lantai, W_y (Ton)
ATAP 2	3,00	25.476	25.476
ATAP 1	4,00	536.374	536.374
LANTAI 7	4,00	1376.474	1376.474
LANTAI 6	4,00	1593.751	1593.751
LANTAI 5	4,00	1550.271	1550.271
LANTAI 4	4,00	1570.104	1570.104
LANTAI 3	4,00	1608.795	1608.795
LANTAI 2	3,50	1628.060	1628.060
LANTAI 1	0,50	1630.850	1630.850

Analisa dinamis getaran bebas akibat gempa dilakukan dengan bantuan software ETABS dan menunjukkan ragam gempa yang terjadi. Bentuk ragam yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10 Bentuk ragam dan periode getar ETABS

	Ragam 1 $T = 1,458$ Translasi arah X
	Ragam 2 $T = 1,290$ Translasi arah Y
	Ragam 3 $T = 0,96$ Translasi arah Z

Sesuai dengan SNI 1726:2019 Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100 % dari massa struktur. Maka digunakan 24 pola ragam getar dalam analisis dinamik yang dilakukan dengan partisipasi massa yang disumbangkan oleh masing-masing pola getar. Hasil partisipasi massa dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.11 Hasil Partisipasi Massa Bangunan

Mode	Period	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
	(Sec)						
1	1.458	0.040	0.584	0.081	0.040	0.584	0.081
2	1.290	0.662	0.040	0.002	0.702	0.623	0.083
3	0.961	0.001	0.080	0.609	0.703	0.703	0.693
4	0.416	0.004	0.128	0.013	0.706	0.831	0.705
5	0.366	0.147	0.004	0.000	0.854	0.834	0.705
6	0.276	0.000	0.018	0.139	0.854	0.852	0.844
7	0.227	0.008	0.002	0.000	0.862	0.854	0.844
8	0.222	0.001	0.033	0.001	0.862	0.887	0.845
9	0.211	0.000	0.005	0.024	0.862	0.892	0.869
10	0.202	0.000	0.001	0.000	0.862	0.892	0.869
11	0.176	0.051	0.001	0.000	0.913	0.893	0.869
12	0.155	0.001	0.029	0.001	0.914	0.922	0.869
13	0.130	0.000	0.001	0.047	0.914	0.923	0.916
14	0.117	0.000	0.001	0.000	0.914	0.924	0.916
15	0.114	0.003	0.000	0.000	0.917	0.924	0.916
16	0.112	0.024	0.001	0.000	0.941	0.925	0.916
17	0.105	0.001	0.023	0.000	0.942	0.948	0.917
18	0.085	0.000	0.000	0.024	0.942	0.948	0.940
19	0.081	0.015	0.000	0.000	0.957	0.948	0.940
20	0.075	0.000	0.014	0.001	0.958	0.962	0.941
21	0.064	0.007	0.001	0.002	0.964	0.963	0.944
22	0.063	0.002	0.001	0.009	0.966	0.964	0.953

23	0.058	0.000	0.008	0.001	0.985	0.981	0.954
24	0.055	0.000	0.000	0.000	0.995	0.997	0.994

4.4.9. Periode Fundamental Struktur

Nilai periode fundamental struktur awal bangunan (T_a) yang diperoleh dari hasil analisis model program struktur dibatasi tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari tabel 17 SNI 1726:2019. Sedangkan nilai periode fundamental pendekatan (T_a) didapatkan dimana tinggi struktur (h_n) adalah 35 m dan nilai C_t dan x dapat diperoleh dari Tabel 18 SNI 1726:2019 maka dihitung dengan persamaan 2.11 sebagai berikut:

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

$$T_a = C_t h_n^x$$

$$= (0,0466) \times (35)^{0,9}$$

$$= 1,1430 \text{ detik}$$

Dengan berpedoman pada SNI 1726:2019. Periode getar struktur (T) tidak diperbolehkan melebihi hasil koefisien untuk batasan terhadap getar yang dihitung (C_u), seperti yang tercantum pada Tabel 17 SNI 1726:2019 maka diperoleh persamaan 2.12 berikut:

$$C_u = 1,4$$

$$T_{\max} = C_u \times T_a$$

$$= 1,4 \times 1,1430$$

$$= 1,6002 \text{ detik}$$

Berdasarkan program ETABS maka didapatkan nilai periode berdasarkan mode untuk masing-masing arah yaitu:

$$T_x = 1,290 \text{ detik (mode-2)}$$

$$T_y = 1,458 \text{ detik (mode-1)}$$

Periode desain yang digunakan harus memenuhi persyaratan berikut:

$$T_c < T_a, \mathbf{T = T_a,}$$

$$T_a < T_c < C_u T_a, \mathbf{T = T_c,}$$

$$T_c > C_u T_a, \mathbf{T = C_u T_a}$$

Karena periode getar struktur gedung yang didapat yaitu nilai T_{cx} , T_{cy} lebih kecil dari T_{max} . Maka untuk perhitungan beban gempa pada struktur gedung, menggunakan periode getar struktur yang berada dalam batas $T_a < T_c < C_u T_a$. Maka diambil nilai $T_{cx} = 1,290$ detik dan nilai $T_{cy} = 1,458$ detik.

4.4.10. Perhitungan Gaya Geser Ekvivalen

Perhitungan gaya geser dihitung mengacu pada pasal 7.8.1.1 SNI 1726:2019 persamaan 2.15 koefisien respons seismik (C_s) adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,6041}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,113 \text{ g} \end{aligned}$$

Nilai C_s yang dihitung sesuai persamaan diatas tidak boleh melebihi nilai C_{smax} persamaan berikut:

$$\begin{aligned} C_{smax} &= \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ \text{Arah X} &= \frac{0,5868}{1,2903\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,0853 \text{ g} \\ \text{Arah Y} &= \frac{0,5868}{1,4577\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,0755 \text{ g} \end{aligned}$$

Nilai C_s yang dihitung dengan persamaan diatas tidak boleh kurang dari C_{smin} pada persamaan 2.18 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} C_{smin} &= 0,044 S_{DS} I_e \\ &= 0,044 \cdot 0,6041 \cdot 1,5 \\ &= 0,0399 \end{aligned}$$

Perhitungan diatas menunjukkan nilai C_s lebih besar dari C_{smax} , maka digunakan nilai $C_s = C_{smax} = 0,113 \text{ g}$. Perhitungan nilai gaya geser dasar seismik statik yang dihasilkan ETABS ditunjukkan pada tabel 4.12.

Tabel 4.12 Output Gaya Geser Dasar Statik

Lantai	Elevasi (mm)	V _x (kN)	V _y (kN)
Atap 2	3000	0.00	0.00
Atap 1	4000	989.70	989.70
Lantai 7	4000	3043.60	3043.60
Lantai 6	4000	5017.30	5017.30
Lantai 5	4000	6557.31	6557.31
Lantai 4	4000	7748.18	7748.18
Lantai 3	4000	8609.89	8609.89
Lantai 2	4000	9143.98	9143.98
Lantai 1	3500	9375.37	9375.37
Lantai Dasar	500	9378.68	9378.68

Sedangkan perhitungan gaya geser dinamik yang dihasilkan oleh ETABS ditunjukkan pada tabel 4.13.

Tabel 4.13 Output Gaya Geser Dasar Dinamik

Lantai	Elevasi	V _x (kN)	V _y (kN)
Atap 2	3000	79.75	61.27
Atap 1	4000	932.16	737.18
Lantai 7	4000	2502.02	2015.49
Lantai 6	4000	3865.86	3136.46
Lantai 5	4000	4908.41	3971.02
Lantai 4	4000	5759.06	4658.60
Lantai 3	4000	6437.91	5233.57
Lantai 2	4000	6906.28	5645.89
Lantai 1	3500	7111.88	5831.96
Lantai Dasar	500	7113.09	5833.05

Sesuai dengan SNI Pasal 7.9.2.5.2 1726:2019 Gaya geser dasar, V_x dan V_y harus dihitung untuk arah x dan arah y sesuai pasal 7.8.1.1. Untuk tiap gerak tanah yang dianalisis, faktor skala gaya geser dasar untuk tiap arah respons harus ditentukan sebagai berikut:

$$\eta_x = \frac{V_x}{I_x} \geq 1,0$$

$$\eta_y = \frac{V_y}{I_y} \geq 1,0$$

Tabel 4.14 Perbandingan Gaya Geser Statik dan Dinamik

	Vdinamik (kN)	Vstatik (kN)	$\frac{V_x / V_y}{V_{ix} / V_{iy}} \geq 1,0$
Sumbu X	7113,09	9378,68	1,32
Sumbu Y	5833,05	9378,68	1,61

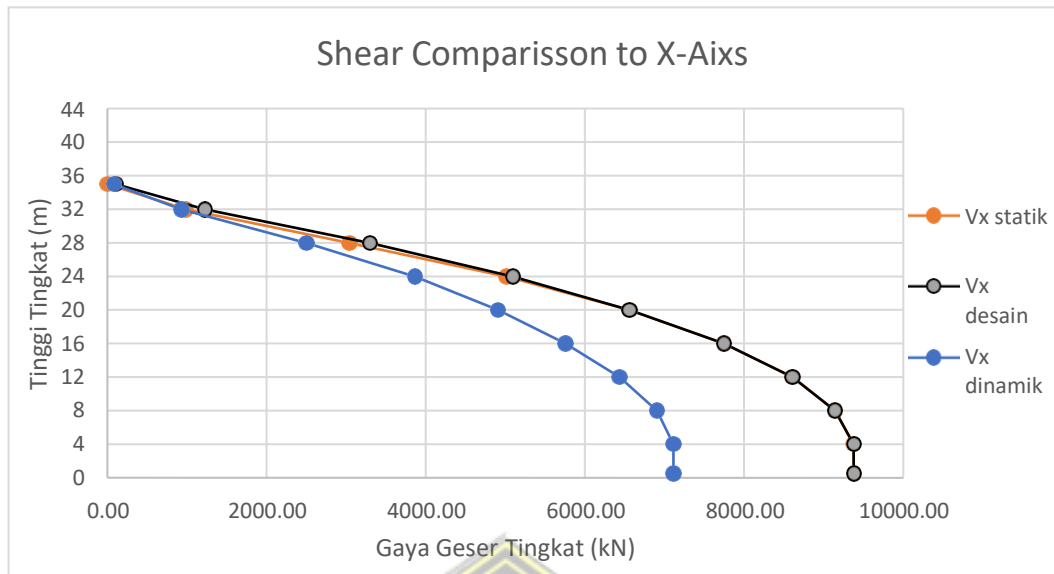
$$\text{Faktor pembesaran gempa arah X} = \frac{9378,68}{7113,09} = 1,32$$

$$\text{Faktor pembesaran gempa arah Y} = \frac{9378,68}{5833,05} = 1,61$$

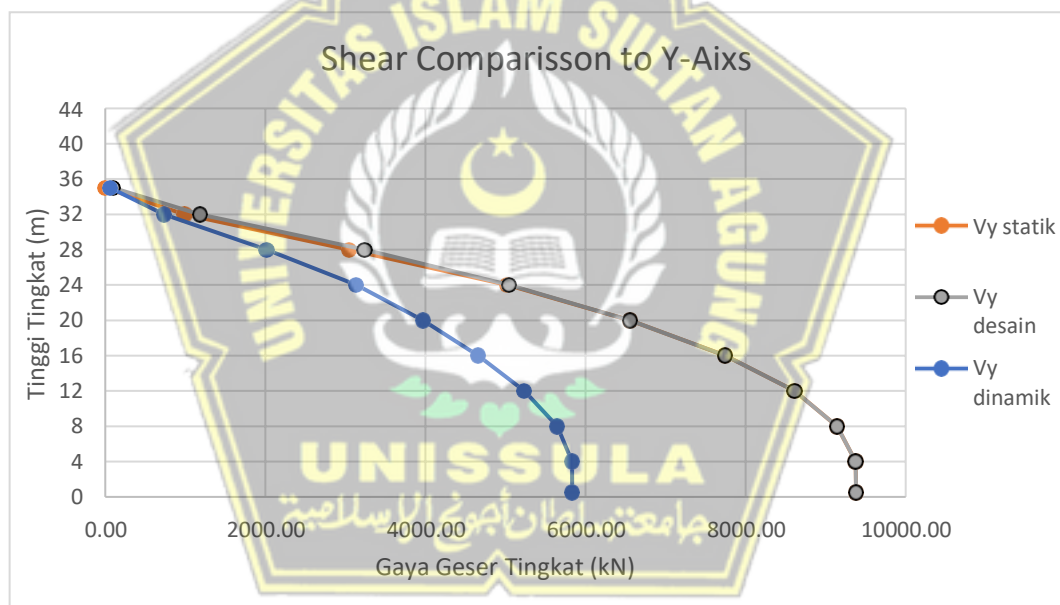
Kemudian gempa diperbesar pada kedua arahnya maka didapatkan nilai gaya geser dasar dinamik sebagai berikut:

Tabel 4.15 Output Gaya Geser Dinamik setelah pembesaran

Lantai	Elevasi	V_x (kN)	V_y (kN)
Atap 2	3000	105.15	98.51
Atap 1	4000	1229.07	1185.28
Lantai 7	4000	3298.94	3240.61
Lantai 6	4000	5097.17	5042.96
Lantai 5	4000	6471.79	6384.82
Lantai 4	4000	7593.37	7490.34
Lantai 3	4000	8488.45	8414.81
Lantai 2	4000	9105.99	9077.76
Lantai 1	3500	9377.09	9376.93
Lantai Dasar	500	9378.68	9378.68



Gambar 4.5 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah X



Gambar 4.6 Distribusi Gaya Geser Gempa Arah Y

4.4.11. Persyaratan Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2019 faktor-faktor dalam kriteria persyaratan simpangan adalah sebagai berikut:

- Faktor pembesaran defleksi (C_d) untuk SRPMK = 5,5 (Tabel 8 SNI 1726:2019),
- Faktor Keutamaan Gempa (I_e) = 1,5 (Tabel 2 SNI 1726:2019),
- Faktor redundansi untuk gedung dengan KDS D adalah $\rho = 1,3$ (Pasal 7.3.4.2 1726:2019),

- Simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi
- simpangan antar lantai tingkat ijin. Berdasarkan SNI 1726:2019

Pasal 7.12.1, simpangan antar lantai tingkat ijin untuk gedung dengan kategori risiko IV adalah $= (0,010) \times H$, dimana H adalah tinggi tingkat.

Simpangan antar lantai ialah perpindahan horizontal di bagian atas tingkat relatif terhadap bawahnya. Berdasarkan analisis *software* ETABS, didapat simpangan arah X dan Y yang ditampilkan Tabel 4.16 dan Tabel 4.17.

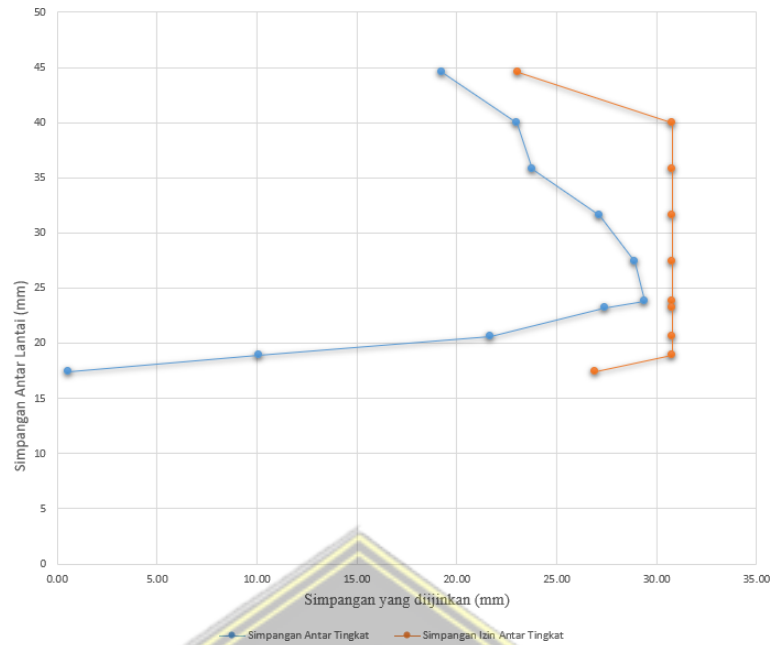
Tabel 4.16 Besaran Simpangan Struktur Arah X

Lantai	H	Simpangan Elastis (δ)	Perpindahan yang diperbesar	Simpangan antar lantai	Simpangan yang diizinkan	Ket
	mm	Mm	mm	mm	mm	
Atap 2	3000	57.62	211.28	19.25	23.08	OK
Atap 1	4000	52.37	192.03	22.98	30.77	OK
Lt 7	4000	46.10	169.05	23.78	30.77	OK
Lt 6	4000	39.62	145.27	27.14	30.77	OK
Lt 5	4000	32.22	118.13	28.93	30.77	OK
Lt 4	4000	24.33	89.19	29.39	30.77	OK
Lt 3	4000	16.31	59.80	27.42	30.77	OK
Lt 2	4000	8.83	32.38	21.68	30.77	OK
Lt 1	4000	2.92	10.70	10.12	30.77	OK
Lt dasar	3500	0.16	0.58	0.58	26.92	OK

Keterangan:

Perpindahan yang diperbesar $= (\delta_e \times C_d) / I_e$

Simpangan antar lantai $= (\delta_n - \delta_i)$



Gambar 4.7 Simpangan antar tingkat arah X

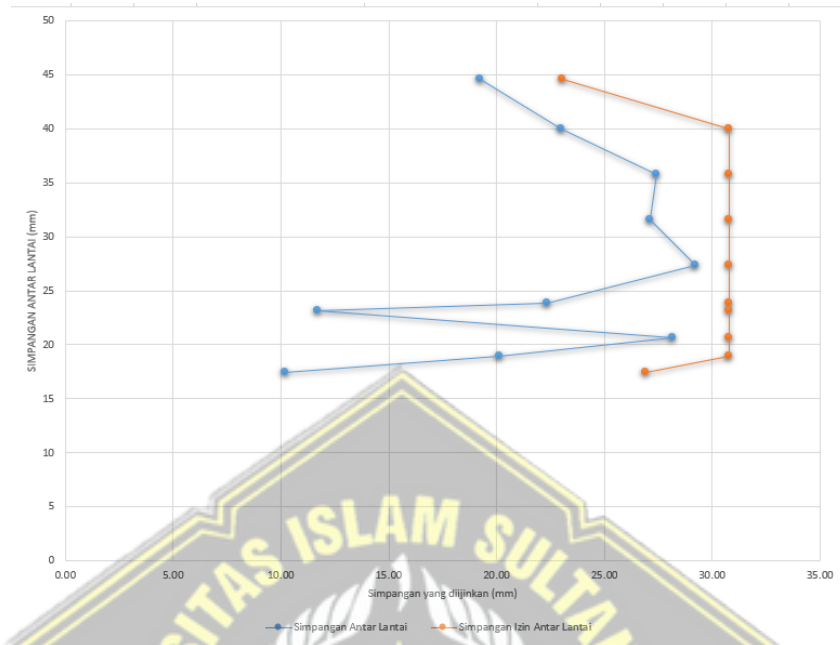
Tabel 4.17 Besaran Simpangan Struktur Arah Y

Lantai	H	Simpangan Elastis (δ)	Perpindahan yang diperbesar	Simpangan antar lantai	Simpangan yang diizinkan	Ket
	mm	Mm	mm	Mm	mm	
Atap 2	3000	59.62	218.62	19.25	23.08	OK
Atap 1	4000	54.37	199.36	22.98	30.77	OK
Lt 7	4000	48.10	176.38	27.45	30.77	OK
Lt 6	4000	40.62	148.93	27.14	30.77	OK
Lt 5	4000	33.22	121.79	29.21	30.77	OK
Lt 4	4000	25.25	92.58	22.37	30.77	OK
Lt 3	4000	19.15	70.22	11.69	30.77	OK
Lt 2	4000	15.96	58.53	28.19	30.77	OK
Lt 1	4000	8.28	30.34	20.10	30.77	OK
Lt dasar	3500	2.79	10.25	10.25	26.92	OK

Keterangan:

Perpindahan yang diperbesar = $(\delta_e \times C_d) / I_e$

Simpangan antar lantai = $(\delta_n - \delta_i)$



Gambar 4.8 Simpangan antar tingkat arah Y

4.4.12 Pengecekan P-Delta

Pengecekan P-delta berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.7, untuk nilai θ merupakan acuan dalam menentukan kestabilan bangunan terhadap P-delta. nilai θ maksimum dihitung dengan persamaan 2.21 sebagai berikut :

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_s x C_d}$$

Keterangan :

P_x = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat $-x$ (kN); bila menghitung

P_x , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0;

Δ = Simpangan antar tingkat desain seperti didefinisikan dalam 0, terjadi secara serentak dengan V_x (mm)

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2. V_x

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

Tinggi tingkat di bawah tingkat x , (mm)

C_d = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 12

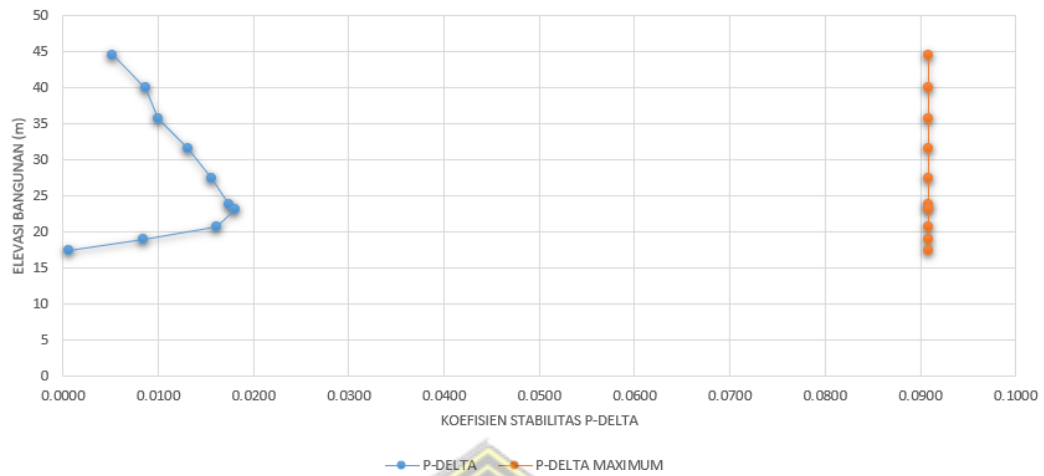
Jika nilai θ lebih kecil dari nilai θ maks, maka pengaruh P-delta bisa diabaikan. Nilai θ maksimum dihitung dengan rumus:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta_{cd}} \leq 0,25$$

Tabel 4.18 Pengecekan P-Delta arah X

Lantai	Hsx	Δ_i	P	Vx	θ	θ_{max}	Cek
	mm	mm	kN	KN			
Atap 2	3500	19.25	330.27	105.15	0.0047	0.0909	STABIL
Atap 1	4000	22.98	6781.50	1229.07	0.0086	0.0909	STABIL
Lt 7	4000	23.78	20451.16	3298.94	0.0101	0.0909	STABIL
Lt 6	4000	27.14	36303.95	5097.17	0.0132	0.0909	STABIL
Lt 5	4000	28.93	51809.05	6557.31	0.0156	0.0909	STABIL
Lt 4	4000	29.39	67310.94	7748.18	0.0174	0.0909	STABIL
Lt 3	4000	27.42	83195.30	8609.89	0.0181	0.0909	STABIL
Lt 2	4000	21.68	99493.14	9143.98	0.0161	0.0909	STABIL
Lt 1	4000	10.12	115407.55	9377.09	0.0085	0.0909	STABIL
Lt dasar	3500	0.58	117117.07	9378.68	0.0006	0.0909	STABIL

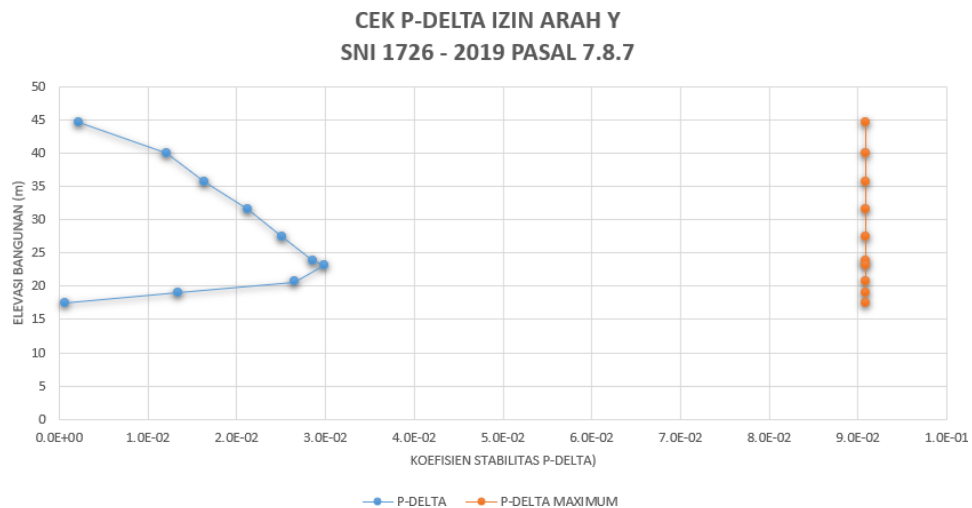
CEK P-DELTA IZIN ARAH X
SNI 1726 - 2019 PASAL 7.8.7



Gambar 4.9 Cek stabilitas P-Delta Arah X

Tabel 4.19 Pengecekan P-Delta arah Y

Lantai	Hsx	Δi	P	Vy	Θ	Θ_{max}	Cek
	Mm	mm	kN	KN			
Atap 2	3500	19.25	330.27	98.51	0.0050	0.0909	STABIL
Atap 1	4000	22.98	6781.50	1185.28	0.0090	0.0909	STABIL
Lt. 7	4000	27.45	20451.16	3240.61	0.0118	0.0909	STABIL
Lt. 6	4000	27.14	36303.95	5042.96	0.0133	0.0909	STABIL
Lt. 5	4000	29.21	51809.05	6557.31	0.0157	0.0909	STABIL
Lt.4	4000	22.37	67310.94	7748.18	0.0132	0.0909	STABIL
Lt.3	4000	11.69	83195.30	8609.89	0.0077	0.0909	STABIL
Lt.2	4000	28.19	99493.14	9143.98	0.0209	0.0909	STABIL
Lt.1	4000	20.10	115407.55	9376.93	0.0169	0.0909	STABIL
Lt dasar	3500	10.25	117117.07	9378.68	0.0100	0.0909	STABIL



Gambar 4.10 Cek stabilitas P-Delta Arah Y

4.4.13 Cek Ketidakberaturan Struktur

Menurut SNI 1726:2019 struktur termasuk dalam kategori ketidakberturan struktur apabila pada suatu bangunan melebihi batas-batas dan dikategorikan sebagai ketidakberaturan struktur maka harus dilakukan prosedur analisis yang telah ditentukan dalam tabel 16 SNI 1726:2019.

1. Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b

Tipe ketidakberaturan torsi 1a dan torsi 1b ditentukan berdasarkan defleksi maksimum (δ_{max}), defleksi minimum (δ_{min}), dan defleksi rata-rata (δ_{avg}).

$\delta_{max} < 1,2 \delta_{avg}$ = tanpa ketidakberaturan torsi

$1,2 \delta_{avg} < \delta_{max} < 1,4 \delta_{avg}$ = ketidakberaturan torsi 1a

$\delta_{max} > 1,4 \delta_{avg}$ = ketidakberaturan 1b

Tabel 4.20 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b Arah X

Lantai	Arah X	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
Atap 2	1.002	OK
Atap 1	1.082	OK
7	1.002	OK
6	1.004	OK

5	1.005	OK
4	1.006	OK
3	1.008	OK
2	1.011	OK
1	1.026	OK
Lt. dasar	1.167	OK

Tabel 4.21 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b arah Y

Lantai	Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
Atap 2	1.016	OK
Atap 1	1.028	OK
7	1.036	OK
6	1.055	OK
5	1.059	OK
4	1.062	OK
3	1.073	OK
2	1.076	OK
1	1.168	OK
Lt. dasar	1.198	OK

2. Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal dimana suatu kekakuan memiliki batas kekakuan, massa, elemen struktur, dan posisi struktur tiap tingkat yang melebihi batas – batas yang ada pada tabel 14 SNI 1726:2019 dapat dikategorikan ketidakberaturan vertikal. Ketidakberaturan ini didefinisikan ada jika suatu tingkat kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Ketidakberaturan vertikal dapat dilihat pada tabel sebagai berikut.

Tabel 4.22 Cek Ketidakberaturan Sturrtur Vertikal 1a arah X

Lantai	Arah X	
	Kekakuan	Cek
	kN/m	
Atap 2	120318.582	OK
Atap 1	343316.807	OK
7	493947.655	OK
6	604930.981	OK
5	703930.51	OK
4	846986.383	OK
3	1148772.83	OK
2	2497829.82	OK
1	64322506.2	OK

Tabel 4.23 Cek Ketidakberaturan Struktur Vertikal 1a arah Y

Lantai	Arah Y	
	Kekakuan	Cek
	kN/m	
Atap 2	102873.127	OK
Atap 1	299465.288	OK
7	436659.281	OK
6	535357.502	OK
5	621011.641	OK
4	740690.504	OK
3	995944.629	OK
2	2158974.36	OK
1	57604021.5	OK

3. Ketidakberaturan Berat (Massa)

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

Tabel 4.24 Cek Ketidakberaturan Berat (Massa)

Lantai	Massa	Cek
	kg	
Atap 2	764.265	OK
Atap 1	1128.7494	OK
7	1376.4741	OK
6	1593.7507	OK
5	1550.2705	OK
4	1570.1041	OK
3	1608.795	OK
2	1628.0601	OK
1	1630.8495	OK
Lt. dasar	1101.29	OK
Sloof	738.67	OK

4. Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Tabel 4.25 Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
Atap 2	0		0	
Atap 1	989.6952	OK	989.6952	OK
7	3043.5963	OK	3043.5963	OK
6	5017.2976	OK	5017.2976	OK
5	6557.3108	OK	6557.3108	OK
4	7748.1801	OK	7748.1801	OK
3	8609.8947	OK	8609.8947	OK
2	9143.9766	OK	9143.9766	OK
1	9375.3711	OK	9375.3711	OK
Lt. Dasar	9378.6839	OK	9378.6839	OK

4.5. Sistem Ganda

Untuk sistem ganda, rangka pemikul momen harus mampu memikul paling sedikit 25 % gaya seismik desain. Tahanan gaya seismik total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Presentase gaya geser yang ditahan *shear wall* adalah (SNI 1726:2019),

$$\begin{aligned}\text{Arah X} &= \frac{V_{x\ sw}}{V_{x\ sw} + V_{c\ kolom}} \times 100\% \\ &= \frac{4836,101}{4836,101 + 4542,583} \times 100\% \\ &= 51,565 \% \text{ (memenuhi)}\end{aligned}$$

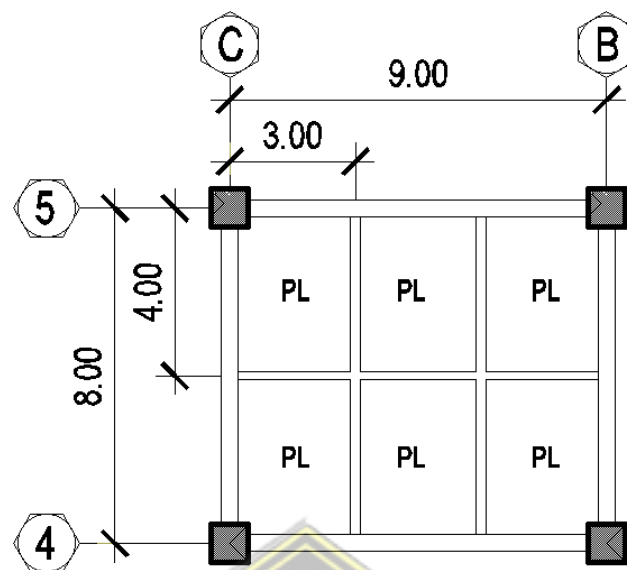
$$\begin{aligned}\text{Arah Y} &= \frac{V_{y\ sw}}{V_{y\ sw} + V_{y\ kolom}} \times 100\% \\ &= \frac{4929,745}{4929,745 + 4448,939} \times 100\% \\ &= 52,563 \% \text{ (memenuhi)}\end{aligned}$$

4.6. Perencanaan Pelat

Pelat lantai yang diambil sebagai contoh adalah pelat lantai 2, berikut ini langkah – langkah perencanaan pelat lantai.

4.6.1 Dasar perencanaan

Kuat tekan (F_c')	= 33,2 MPa
Tegangan leleh baja untuk tulangan lentur (F_y)	= 420 MPa
Diameter tulangan yang digunakan (D)	= 10 mm
Tebal bersih selimut beton (t_s)	= 20 mm



Gambar 4.11 Tipe Pelat

4.6.2 Data Pelat Lantai

Panjang bentang arah x, $L_x = 3,00 \text{ m}$

Panjang bentang arah y, $L_y = 4,00 \text{ m}$

Tebal plat Lantai, $h = 125 \text{ mm}$

Koefisien momen plat untuk $= \frac{L_y}{L_x} = \frac{4}{3} = 1,33$ (**Plat dua arah** karena $L_y/L_x < 2$)

- Lapangan x $Cl_x = 31$
- Lapangan y $Cly = 19$
- Tumpuan x $Ctx = 69$
- Tumpuan y $Cty = 57$

4.6.3 Analisa Pembebanan

Beban Mati :

Berat sendiri pelat lantai $= 0,12 \times 24 = 2,88 \text{ kN/m}^2$

Berat pasir tebal 1 cm $= 0,01 \times 16 = 0,16 \text{ kN/m}^2$

Berat spesi tebal 3 cm $= 0,03 \times 22 = 0,66 \text{ kN/m}^2$

Berat keramik tebal 1 cm $= 0,01 \times 22 = 0,22 \text{ kN/m}^2$

Berat plafond penggantung $= 0,2 \text{ kN/m}^2$

Berat instalasi ME $= 0,25 \text{ kN/m}^2$

Total $= 4,37 \text{ kN/m}^2$



4.6.4 Momen Pelat Akibat Beban Terfaktor

- **Momen Lapangan arah x**

$$\begin{aligned} \text{Mulx} &= \text{Clx} \times 0,001 \times \text{Qu} \times \text{Lx}^2 = 31 \times 0,001 \times 8,316 \times 3^2 \\ &= 2,320 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

- **Momen Lapangan arah y**

$$\begin{aligned} \text{Muly} &= \text{Cly} \times 0,001 \times \text{Qu} \times \text{Ly}^2 = 19 \times 0,001 \times 8,316 \times 4^2 \\ &= 1,422 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

- **Momen Tumpuan arah x**

$$\begin{aligned} \text{Mutx} &= \text{Ctx} \times 0,001 \times \text{Qu} \times \text{Lx}^2 = 69 \times 0,001 \times 8,316 \times 3^2 \\ &= 5,164 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

- **Momen Tumpuan arah y**

$$\begin{aligned} \text{Muty} &= \text{Ctx} \times 0,001 \times \text{Qu} \times \text{Lx}^2 = 57 \times 0,001 \times 8,316 \times 4^2 \\ &= 4,266 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen rencana maksimum pelat} = 5,164 \text{ kNm/m}$$

Beban Hidup :

Beban hidup pada gedung perkuliahan = $1,92 \text{ kN/m}^2$

Beban Ultimate Rencana

$$\begin{aligned} 1,2 \text{ qd} + 1,6 \text{ ql} &= 1,2 \times 4,37 + 1,6 \times 1,92 \\ &= 8,316 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.6.5 Penulangan Pelat

- untuk $f_c' > 30 \text{ Mpa}$, maka:

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 30}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{33,2 - 30}{7} \\ &= 0,8271 \end{aligned}$$

Faktor bentuk distribusi tegangan beton $\beta_1 = 0,8271$

- Rasio tulangan pada kondisi balance

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)} \\ &= 0,82714 \times 0,85 \times \frac{33,2}{420} \times \frac{600}{(600 + 420)} \\ &= 0,0327 \end{aligned}$$

- Faktor tahanan momen tahanan maksimum

$$\begin{aligned}
 R_{max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times [(1 - 0,5 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f_c')] \\
 &= 0,75 \times 0,0327 \times 420 \times \frac{[(1 - 0,5 \times 0,75 \times 0,0327 \times 420)]}{(0,85 \times 33,2)} \\
 &= 8,4190
 \end{aligned}$$

- Faktor reduksi kekuatan lentur

$$\phi = 0,80$$

- Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,

$$\begin{aligned}
 d_s &= t_s + \frac{D}{2} \\
 &= 20 + \frac{10}{2} \\
 &= 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Tebal efektif plat lantai

$$\begin{aligned}
 d &= h - d_s \\
 &= 125 - 25 \\
 &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Ditinjau plat lantai selebar 1 m

$$b = 1000 \text{ mm}$$

- Momen nominal rencana

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{5,164}{0,80} \\
 &= 6,455 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Faktor tahanan momen

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n \times 10^{-6}}{(b \times d^2)} \\
 &= \frac{6,455 \times 10^{-6}}{1000 \times 100^2} \\
 &= 0,645
 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{max} \text{ (OK)}$$

- Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f_c')} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{33,2}{420} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,645}{0,85 \times 33,2}} \right] \\ &= 0,0016\end{aligned}$$

- Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} = 0,0033$$

Rasio tulangan yang digunakan diambil rasio yang terbesar antara rasio ρ dan ρ_{min}

Maka dapat nilai rasio di ambil sebesar 0,0033

- Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 100 \\ &= 333 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 10^2 \times \frac{1000}{333} \\ &= 236 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Jarak tulangan maksimum

$$\begin{aligned}s_{max} &= 2 \times h \\ &= 2 \times 125 \\ &= 250 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Jarak tulangan maksimum

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

- Jarak Sengkang yang digunakan

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

- Diambil jarak sengkang

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

Digunakan tulangan D 10 - 150

- Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi \times D^2}{4} \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3,14}{4} \times 10^2 \times \frac{1000}{150} \\ &= 524 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4.6.6 Kontrol Lendutan Pelat

- Modulus elastis Beton

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \times \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \times \sqrt{33,20} \\ &= 27081 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Modulus elastis baja tulangan

$$E_s = 200.000$$

- Beban merata (tak terfaktor) pada plat

$$\begin{aligned} Q &= Q_D + Q_L \\ &= 4,370 + 1,92 \\ &= 6,290 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

- Panjang bentang plat

$$L_x = 3000 \text{ mm}$$

- Batas lendutan maksimum yang diijinkan

$$\begin{aligned} \frac{L_x}{240} &= \frac{3000}{240} \\ &= 12,500 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen inersia brutto penampang plat

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 1000 \times 125^3 \\ &= 162760417 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

- Modulus keruntuhan lentur beton

$$\begin{aligned} F_r &= 0,7 \times \sqrt{f_c'} \\ &= 0,7 \times \sqrt{33,20} \\ &= 4,033 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Nilai perbandingan modulus elastis

$$\begin{aligned} n &= \frac{E_s}{E_c} \\ &= \frac{200000}{27081} \\ &= 7,75 \end{aligned}$$

- Jarak garis netral terhadap sisi atas beton

$$\begin{aligned} c &= n \times A_s / b \\ &= 7,75 \times \frac{524}{1000} \\ &= 4,060 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{1}{3} \times b \times c^3 + n \times A_s \times (d - c)^2 \\ &= \frac{1}{3} \times 1000 \times 4,060^3 + 7,75 \times 524 \times (100 - 4,060)^2 \\ &= 37394483 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- Y_t

$$\begin{aligned} &= \frac{h}{2} \\ &= \frac{125}{2} \\ &= 62,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen retak

$$\begin{aligned} M_{cr} &= f_r \times \frac{I_g}{y_t} \\ &= 4,033 \times \frac{162760417}{62,5} \\ &= 10503544 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Momen maksimum akibat beban (tanpa factor beban)

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{1}{8} \times Q \times Lx^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 6,290 \times 3000^2 \\ &= 7076250 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Inersia efektif untuk perhitungan lendutan

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr}$$

$$= \left(\frac{10503544}{7076250} \right)^3 \times 162760417 + \left[1 - \left(\frac{10503544}{7076250} \right)^3 \right] \times 37394483$$

$$= 447388584 \text{ mm}^4$$

- Lendutan elastis seketika akibat beban mati dan beban hidup

$$\delta_e = 5 / 384 \times Q \times L^4 / (E_c \times I_e) = 0,548 \text{ mm}$$

- Rasio tulangan slab lantai

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$= \frac{524}{1000 \times 100}$$

$$= 0,0052$$

- Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati (jangka waktu > 5 tahun) nilai:

$$S = 2,0$$

$$\lambda = \frac{S}{1 + 50 \times \rho}$$

$$= \frac{2}{1 + 50 \times 0,0052}$$

$$= 1,5850$$

- Lendutan jangka Panjang akibat rangkai dan susut

$$\delta_g = 1 \times 5 / 384 \times Q \times L^4 / (E_c \times I_e) = 0,868 \text{ mm}$$

- Lendutan total

$$\delta_{tot} = \delta_e + \delta_g$$

$$= 0,548 + 0,868$$

$$= 1,415 \text{ mm}$$

- Syarat

δ_{tot}	$\leq$	$\frac{L^2}{240}$
1,415	$\leq$	$\frac{3000}{240}$
1,415	$\leq$	12,500 AMAN OK

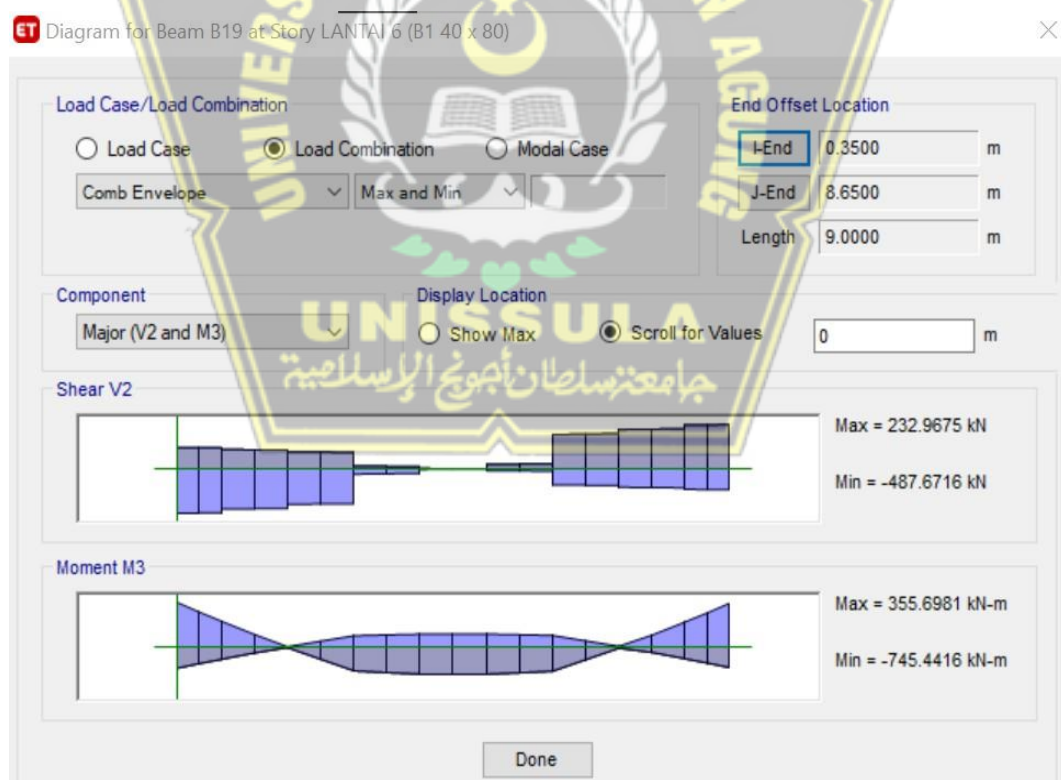
4.7. Perhitungan Balok

4.7.1 Analisis Kapasitas Desain Balok

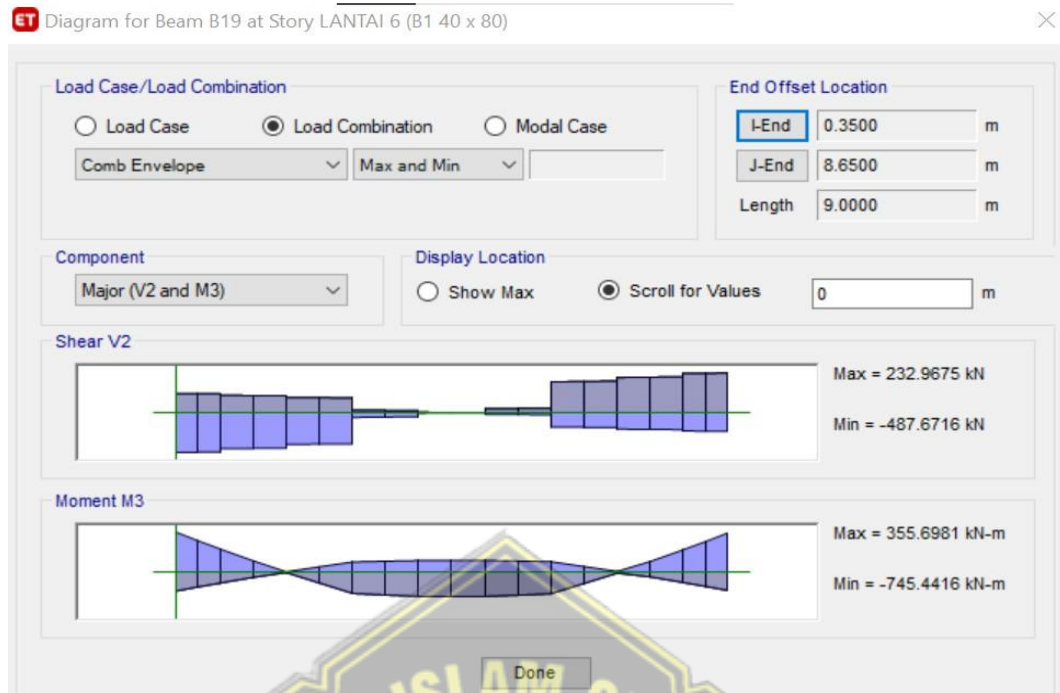
Analisis kapasitas desain balok meliputi perhitungan tulangan lentur balok dan analisis tulangan geser balok yang dilakukan secara konvensional sehingga diperoleh jumlah tulangan yang dibutuhkan. Pada laporan ini, penulis meninjau balok portal pada AS 4 yaitu balok B1 pada lantai 7 yang memikul momen ultimit paling besar sebagai contoh yang diambil untuk menganalisis kapasitas desain balok.

4.7.2 Analisis Tulangan Lentur Balok

Tulangan lentur atau tulangan utama adalah tulangan yang berfungsi untuk menahan gaya momen ultimit yang diterima balok. Dibawah ini merupakan langkah – langkah analisis tulangan lentur pada balok B1 lantai 7 gedung Fakultas Kedokteran Unissula.



Gambar 4.12 Mu Tumpuan Balok dari ETABS



Gambar 4.13 Mu Lapangan Balok dari ETABS

Material Struktur :

B	= 400 mm
H	= 800 mm
Fc'	= 33.2 MPa
E	= 200000 MPa
Fy Tulangan utama	= 420 MPa
Fy Tulangan geser	= 420 MPa
Selimut beton	= 40 mm
Diameter pokok	= 22 mm
B1	= 0.81
Φ	= 0.90
Diameter Sengkang	= 10 mm
Diameter Tengah (torsi)	= 22 mm
Mu tumpuan (Output ETABS)	= 745,44 kN.m = 83,79 tm
Mu lapangan (Output ETABS)	= 456,04 kN.m = 51,26 tm

Untuk langkah – langkah menghitung analisis tulangan pada balok dan momen kapasitas balok, akan menggunakan cara seperti berikut ini :

- Menghitung perkiraan tinggi efektif balok (d)

$$\begin{aligned} d &= h - t \text{ selimut balok} - D \text{ Sengkang} - \frac{1}{2} D \text{ tul. Pokok} \\ &= 800 - 40 - 10 - \frac{1}{2} (22) \\ &= 739 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= h - d \\ &= 800 - 739 \\ &= 61 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Perhitungan tulangan lentur balok pada tumpuan

$$\begin{aligned} MR = Mn \text{ perlu} &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{(83,79 \times 10^7)}{0,9} \\ &= 93,097 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{(600 + f_y)} \\ &= \frac{0,85 \times 33,2}{420} \times 0,81 \times \frac{600}{(600 + 420)} \\ &= 0,0320 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0320 \\ &= 0,0240 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 + f'_c} \\ &= \frac{420}{0,85 + 33,2} \\ &= 14,88 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mn \text{ perlu}}{b d^2} \\ &= \frac{93,09 \times 10^7}{400 \times 739^2} \\ &= 4,262 \end{aligned}$$

- $$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right)$$

$$= \frac{1}{14,88} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 14,883 \cdot 4,262}{420} \right)} \right)$$

$$= 0,0111$$

- $$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{420}$$

$$= 0,0033$$

- Kontrol Rasio Penulangan Perlu

$$\rho > \rho_{min} = 0,0111 > 0,0033 ; \text{memenuhi kebutuhan tulangan minimum}$$

$$\rho < \rho_{max} = 0,0111 < 0,0240 ; \text{digunakan tulangan tunggal}$$

- Luas tulangan dibutuhkan adalah :

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0111 \times 400 \times 739$$

$$= 3268,385 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan yang diperlukan

$$N = \frac{A_s}{A_{s_{batang}}} = \frac{3268,385}{251,18} = 13 \text{ D 22}$$

$$\text{Tul. Atas} = 9 \text{ D 22}$$

$$\text{Tul. Bawah} = 4 \text{ D 22}$$

- Periksa rasio penulangan minimum

$$A_s = 0,25 \times 3,14 \times 9 \times 22^2$$

$$= 3419,46 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'} = 0,25 \times 3,14 \times 4 \times 22^2$$

$$= 1519,76 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{b \times d}$$

$$= \frac{3419,46}{400 \times 739}$$

$$= 0,0116$$

$$\rho' = \frac{As'}{b \times d}$$

$$= \frac{1519,76}{400 \times 739}$$

$$= 0,0051$$

$$As1 = As - As'$$

$$= 3419,46 - 1519,76$$

$$= 1899,70$$

$$\rho - \rho' = \frac{As1}{b \times d}$$

$$= \frac{1899,70}{400 \times 739}$$

$$= 0,0064$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

$$= \frac{14}{420}$$

$$= 0,0033$$

Cek $\rho > \rho_{min} = 0,0116 > 0,0033$ (Memenuhi Syarat)

$$\rho' = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c^F \cdot d'}{f_y \cdot d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,81 \cdot 33,2 \cdot 61}{420 \cdot 739} \times \frac{600}{600 - 420}$$

$$= 0,0150$$

- Periksa kondisi tulangan tekan

$$\text{Cek } \rho - \rho' = 0,0064 < 0,0150 \text{ (Tulangan tekan belum leleh)}$$

- Hitung f_s' actual

$$\begin{aligned} f_s' &= 600 \times \left(1 - \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot d'}{(\rho - \rho') \cdot f_y \cdot d} \right) \\ &= 600 \times \left(1 - \frac{0,85 \cdot 0,81 \cdot 33,2 \cdot 61}{0,0064 \cdot 420 \cdot 739} \right) \\ &= -419,119 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

- Periksa rasio penulangan maksimum

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 33,2}{420} \cdot 0,81 \cdot \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,032 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b + \frac{\rho^F \cdot f_s'}{f_y} \\ &= 0,75 \cdot 0,032 + \frac{0,0051 \cdot (-419,119)}{420} \\ &= 0,0189 \end{aligned}$$

$$\text{Cek } \rho < \rho_{\max} = 0,0116 < 0,0189 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

- Hitung Kapasitas Momen Nominal

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{3419,46 \cdot 420 - 1519,76 \cdot (-419,119)}{0,85 \cdot 33,2 \cdot 400} \\ &= 183,658 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s') \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) + A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d') \\ &= (3419,46 \cdot 420 - 1519,76 \cdot (-419,12)) \cdot \left(739 - \frac{183,658}{2} \right) + \\ &\quad 1519,76 \cdot (-419,119) \cdot (739 - 61) \\ &= 909812639,22 \text{ Nmm} \\ &= 909,813 \text{ KNm} \end{aligned}$$

- Momen rencana (M_r) yang boleh di kerjakan diatas balok sebesar :

$$\begin{aligned} M_r &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,9 \cdot 909,813 \\ &= 818,831 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek} &= M_r > M_u \\ &= 818,831 \text{ kNm} > 745,44 \text{ kNm (Memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan lentur balok pada lapangan

$$\begin{aligned} M_R = M_{n \text{ perlu}} &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{51,259 \times 10^7}{0,9} \\ &= 56,955 \times 10^7 \text{ Nmm} \\ \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 33,2}{420} \times 0,81 \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,0320 \\ \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0320 \\ &= 0,0240 \\ m &= \frac{f_y}{0,85 + f_c'} \\ &= \frac{420}{0,85 + 33,2} \\ &= 14,883 \\ R_n &= \frac{M_{n \text{ perlu}}}{b \times d^2} \\ &= \frac{56,955 \times 10^7}{400 \times 739^2} \\ &= 2,607 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{14,883} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14,883 \cdot 2,607}{420}} \right) \\ &= 0,0065\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

Kontrol Rasio Penulangan Perlu

$$\rho > \rho_{min} = 0,0065 > 0,0033 ; \text{memenuhi kebutuhan tulangan minimum}$$

$$\rho < \rho_{max} = 0,0065 < 0,0240 ; \text{digunakan tulangan tunggal}$$

Luas tulangan dibutuhkan adalah :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0065 \times 400 \times 739 \\ &= 1928,636 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang diperlukan

$$N = 9 \text{ D } 22$$

$$\text{Tul. Atas} = 3 \text{ D } 22$$

$$\text{Tul. Bawah} = 6 \text{ D } 22$$

Periksa rasio penulangan minimum

$$\begin{aligned}A_s &= 0,25 \times 3,14 \times 6 \times 22^2 \\ &= 2281,71 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s' &= 0,25 \times 3,14 \times 3 \times 22^2 \\ &= 1140,86 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ &= \frac{2281,71}{400 \times 739} \\ &= 0,0077\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho' &= \frac{As'}{b \times d} \\ &= \frac{1140,86}{400 \times 739} \\ &= 0,0039\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}As_1 &= As - As' \\ &= 2281,71 - 1140,86 \\ &= 1140,86\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho - \rho' &= \frac{As_1}{b \times d} \\ &= \frac{1140,86}{400 \times 739} \\ &= 0,0039\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

$$\text{Cek } \rho > \rho_{min} = 0,0077 > 0,0033 \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

Periksa kondisi tulangan tekan

$$\begin{aligned}\rho' &= \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot d'}{f_y \cdot d} \times \frac{600}{600 - f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,81 \cdot 33,2 \cdot 61}{420 \cdot 739} \times \frac{600}{600 - 420} \\ &= 0,0150\end{aligned}$$

$$\text{Cek } \rho - \rho' = 0,0039 < 0,0150 \text{ (Tulangan tekan belum leleh)}$$

Hitung f_s' actual

$$\begin{aligned}f_s' &= 600 \times \left(1 - \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot d'}{(\rho - \rho') \cdot f_y \cdot d} \right) \\ &= 600 \times \left(1 - \frac{0,85 \cdot 0,81 \cdot 33,2 \cdot 61}{0,0039 \cdot 420 \cdot 739} \right) \\ &= - 98,397 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Periksa rasio penulangan maksimum

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 33,2}{420} \cdot 0,81 \cdot \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,032\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b + \frac{\rho^F \cdot f_s'}{f_y} \\ &= 0,75 \cdot 0,032 + \frac{0,0039 \cdot (-98,397)}{420} \\ &= 0,023\end{aligned}$$

Cek $\rho < \rho_{max} = 0,0077 < 0,023$ (Memenuhi Syarat)

Hitung Kapasitas Momen Nominal

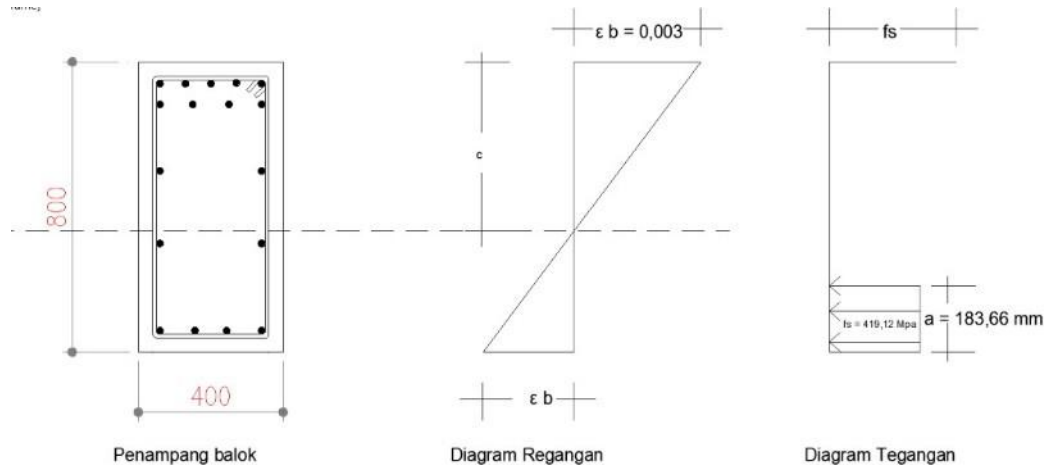
$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{2281,71 \cdot 420 - 1140,86 \cdot (-98,397)}{0,85 \cdot 33,2 \cdot 400} \\ &= 94,84 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= (A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s') \cdot (d - a/2) + A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d') \\ &= (2281,71 \cdot 420 - 1140,86 \cdot (-98,397)) \cdot (739 - \frac{94,84}{2}) + \\ &\quad 1140,86 \cdot (-98,397) \cdot (739 - 61) \\ &= 664278292,5 \text{ Nmm} \\ &= 664,278 \text{ KNm}\end{aligned}$$

Momen rencana (M_r) yang boleh di kerjakan diatas balok sebesar :

$$\begin{aligned}M_r &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,9 \cdot 664,278 \\ &= 597,851 \text{ KNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Cek} &= M_r > M_u \\ &= 597,851 \text{ kNm} > 456,046 \text{ kNm} \dots\dots\dots(\text{Memenuhi syarat})\end{aligned}$$



Gambar 4.14 Diagram Regangan

4.7.3 Menghitung *Probable Moment Capacities* (M_{pr}) akibat goyangan ke kiri

4.7.3.1 Momen ujung tumpuan kiri negatif (M_{pr1}) :

$$\begin{aligned}
 \alpha_{pr} &= \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c^F \cdot b} \\
 &= \frac{3419,46 \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 33,2 \cdot 400} \\
 &= 159,04 \text{ mm} \\
 M_{pr1} &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot (d - 0,5 \alpha) \\
 &= 3419,46 \cdot 1,25 \cdot 420 \cdot (739 - (0,5 \cdot 159,04)) \\
 &= 1183911526 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

4.7.3.2 Momen ujung tumpuan kanan positif (M_{pr4}) :

$$\begin{aligned}
 \alpha_{pr} &= \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c^F \cdot b} \\
 &= \frac{1519,76 \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 33,2 \cdot 400} \\
 &= 70,68 \text{ mm} \\
 M_{pr4} &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot (d - 0,5 \alpha) \\
 &= 1519,76 \cdot 1,25 \cdot 420 \cdot (739 - (0,5 \cdot 70,68)) \\
 &= 561430670 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Gaya Geser Terfaktor Akibat Beban Gravitasi

Diagram for Beam B19 at Story LANTAI 6 (G1 40 x 80)

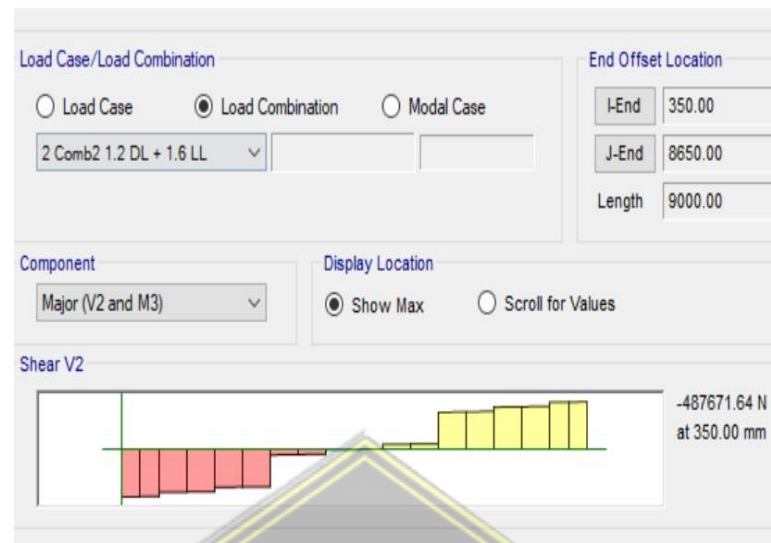
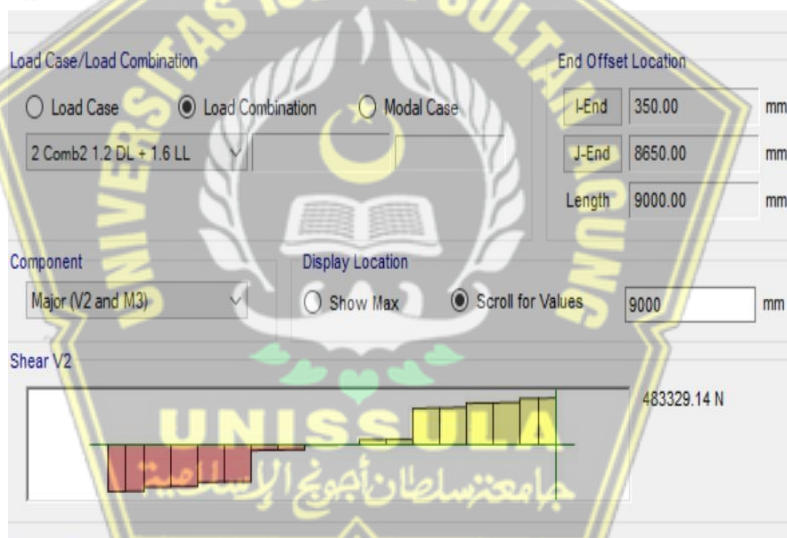


Diagram for Beam B19 at Story LANTAI 6 (G1 40 x 80)



Gambar 4.15 Gaya geser output ETABS

$$V_{gkiri} = \frac{W_u \cdot h}{2} = 487672 \text{ N}$$

$$V_{gkanan} = \frac{W_u \cdot h}{2} = 483329 \text{ N}$$

Gaya Geser Akibat Goyangan ke Kiri

$$\begin{aligned} V_{sway} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{l_n} \\ &= \frac{1183911526 + 561430670}{8300} \\ &= 210282,19 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga Gaya Geser Desain Akibat Goyangan ke Kiri adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_{e1} &= V_{sway} + V_{gkiri} \\ &= 210282,19 + 487672 \\ &= 697954 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e2} &= V_{sway} + V_{gkanan} \\ &= 210282,19 + 483329 \\ &= 693611 \text{ N} \end{aligned}$$

4.7.4 Analisis Tulangan Geser Balok

4.7.4.1 Perhitungan Balok Portal 400 x 800

Diketahui :

Material Struktur :

B	= 400 mm
H	= 800 mm
F_c'	= 33.2 MPa
E	= 200000 MPa
F_y Tulangan utama	= 420 MPa
F_y Tulangan geser	= 420 MPa
Selimut beton	= 40 mm
Diameter pokok	= 22 mm
β_1	= 0.81
Φ	= 0.90
Diameter Senggang	= 10 mm
Diameter Tengah	= 22 mm
M_u tumpuan (Output ETABS)	= 745,442 kN.m = 83,79 tm
M_u lapangan (Output ETABS)	= 456,042 kN.m = 51,26 tm

4.7.4.2 Kebutuhan Tulangan Geser di Tumpuan Kiri

$$\begin{aligned} V_e &= V_{sway} + V_g \text{ kiri} \\ &= 697954 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - t_s - D \text{ Tul Sengkang} - 1/2 D \text{ Tul pokok} \\ &= 800 - 40 - 10 - (1/2 \times 22) \\ &= 739 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \left(\left(\frac{V_e}{\phi} \right) - V_c \right) \\ &= \left(\frac{697954}{0,75} - 0 \right) \\ &= 930605 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &= 0,66 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\ &= 0,66 \times \sqrt{33,2} \times 400 \times 739 \\ &= 1124132 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s \text{ Pakai} = 930605 \text{ N}$$

Digunakan Sengkang 2 kaki D 10

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 10 \times 10 \\ &= 157 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{157 \times 420 \times 739}{930605} \\ &= 52,36 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sesuai dengan pasal 18.6.4.4 SNI 2847:2019 syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis yaitu

$$S = d/4 = 184,75 \text{ mm}$$

$$S = 6 d_b = 132 \text{ mm}$$

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

Sehingga dipakai Sengkang D10 – 50

4.7.4.3 Kebutuhan Tulangan Geser di Tumpuan Kanan

$$\begin{aligned} V_e &= V_{\text{sway}} + V_g \text{ kanan} \\ &= 693611 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - t_s - D \text{ Tul Sengkang} - 1/2 D \text{ Tul pokok} \\ &= 800 - 40 - 10 - (1/2 \times 22) \\ &= 739 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_e}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{693611}{0,75} - 0 \\
 &= 924815 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ max} &= 0,66 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\
 &= 0,66 \times \sqrt{33,2} \times 400 \times 739 \\
 &= 1124132 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_s \text{ Pakai} = 924815 \text{ N}$$

Digunakan Sengkang 2 kaki D10

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 10 \times 10 \\
 &= 157 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{157 \times 420 \times 739}{924815} \\
 &= 52,69 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sesuai dengan pasal 18.6.4.4 SNI 2847:2019 syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis yaitu

$$S = d/4 = 184,75 \text{ mm}$$

$$S = 6 d_b = 132 \text{ mm}$$

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

Sehingga dipakai D10 – 50

4.7.4.4 Tulangan Geser di Daerah Luar Sendi Plastis

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar 2h dari muka kolom = $2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$.

Maka, gaya geser desain sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_{e\text{ lap}} &= \frac{(L_n - 2h) \times (V_{e1} - V_{e2})}{L_n} + V_{e2} \\
 &= \frac{(8300 - 1800) \times (697954 - 693611)}{8300} + 693611 \\
 &= 697012 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar 2h dari muka kolom = 2 x 900
= 1800 mm.

Beton dianggap dapat berkontribusi menahan geser (V_c) yang terjadi sehingga:

$$V_{e\text{ lap}} = 697221 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\
 &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{33,2} \times 400 \times 739 \\
 &= 289549 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \left(\frac{V_{e\text{ lap}}}{\phi} \right) - V_c \\
 &= \frac{697012}{0,75} - 289549 \\
 &= 639800 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s\text{ max}} &= 0,66 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
 &= 0,66 \times \sqrt{33,2} \times 400 \times 739 \\
 &= 1124132,25 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_{s\text{ pakai}} = 639800 \text{ N}$$

Sehingga dipakai Sengkang 2 kaki D10.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 10 \times 10 \\
 &= 157 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{157 \times 420 \times 739}{639800} \\
 &= 76,16 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

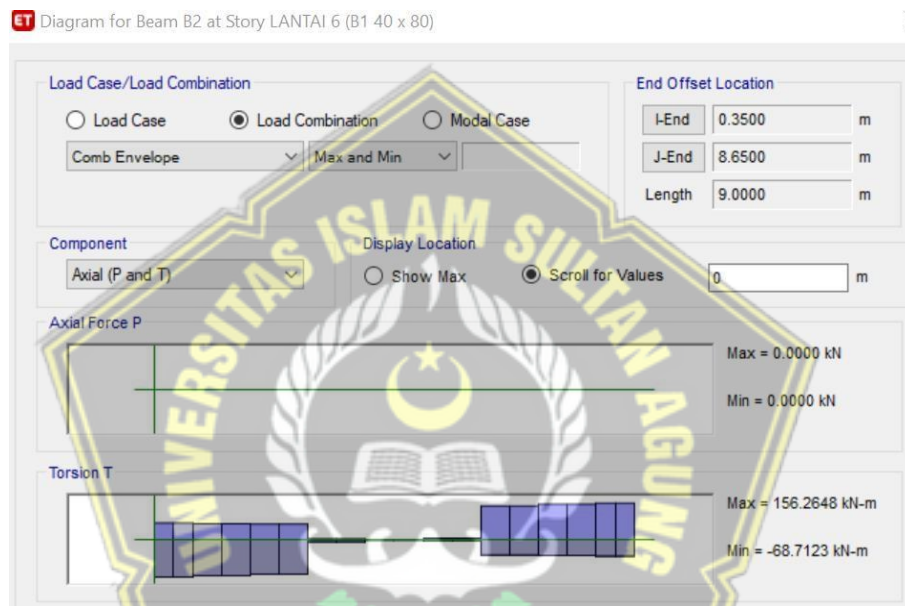
Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 2847:2019 Pasal 18.6.4.6).

$$S = d/2$$

$$= 369,5 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai Sengkang D10 – 75

4.7.5 Menghitung Tulangan Torsi



Gambar 4.16 Nilai Torsi Balok 400x800

Dari hasil perhitungan ETABS, didapatkan nilai torsi yang terjadi yaitu $T_u = 156,265 \text{ kN-m}$.

- Cek Kapasitas Torsi

$$T_c = 0,083 \times 1 \times \sqrt{f_c'} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$= 0,083 \times 1 \times \sqrt{33,2} \times \left(\frac{(800 \times 400)^2}{800+400+800+400} \right)$$

$$= 20404964,8 \text{ Nmm} = 20,40 \text{ Knm}$$

$T_u > T_c \rightarrow$ Tulangan torsi dihitung

- Desain Penulangan Torsi

Besaran – Besaran untuk Penulangan

$$\begin{aligned} X_o &= b - 2 \left(t_s + \frac{d_s}{2} \right) \\ &= 400 - 2 \left(40 + \frac{10}{2} \right) \\ &= 310 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_o &= h - 2 \left(t_s + \frac{d_s}{2} \right) \\ &= 800 - 2 \left(40 + \frac{10}{2} \right) \\ &= 710 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= X_o \times Y_o \\ &= 310 \times 710 \\ &= 220100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\ &= 0,85 \times 220100 \\ &= 187085 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 (X_o + Y_o) \\ &= 2 (310 + 710) \\ &= 2040 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Desain Tulangan Torsi (transversal)

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 A_o \times f_y \cot \theta} = \frac{\left(\frac{156.265}{0,75} \right) \times 10^6}{2 \times 187085 \times 420 \times 1} = 1,326 \text{ mm}$$

Hasil dari desain diatas didesain bersamaan dengan penulangan transversal akibat gaya geser

- Desain Tulangan Torsi (longitudinal)

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s} \right) \times P_h \times \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta$$

$$= 1,326 \times 2040 \times \left(\frac{420}{420} \right) \cot^2 45$$

$$= 2704,655 \text{ mm}^2$$

- Tulangan Torsi yang dipasang dipinggang adalah sebagai berikut :

$$A_{s \text{ min}} = \left(\frac{A_l}{2} \right) = \left(\frac{2704,655}{2} \right) = 1352,33 \text{ mm}^2$$

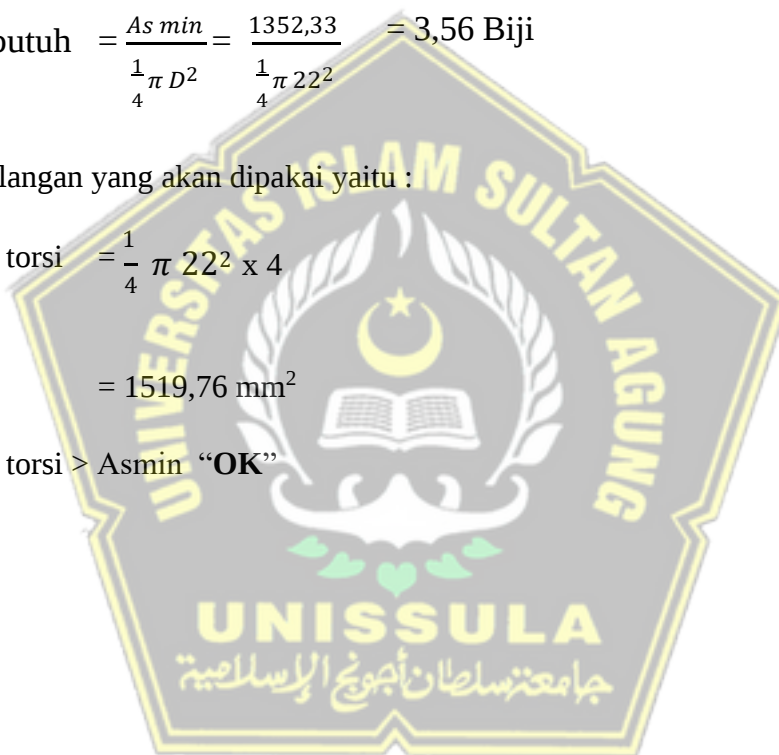
$$N_{\text{butuh}} = \frac{A_{s \text{ min}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{1352,33}{\frac{1}{4} \pi 22^2} = 3,56 \text{ Biji}$$

Tulangan yang akan dipakai yaitu :

$$A_{s \text{ torsi}} = \frac{1}{4} \pi 22^2 \times 4$$

$$= 1519,76 \text{ mm}^2$$

$A_{s \text{ torsi}} > A_{s \text{ min}}$ “OK”



Tabel 4.26 Rekap Balok

Dimensi	Lokasi	Tulangan Longitudinal		Tulangan Transversal		Tulangan Torsi
		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	
G1 40 X 80	Atas	9 D 22	3 D 22	D 10 - 50	D 10 – 75	4 D 22
	Bawah	4 D 22	6 D 22			
G2 40 X 70	Atas	5 D 22	6 D 22	D 10 - 50	D 10 – 90	4 D 22
	Bawah	3 D 22	3 D 22			
G3 30 X 60	Atas	4 D 22	2 D 22	D 10- 60	D 10 – 90	2 D 22
	Bawah	2 D 22	3 D 22			
G4 30 X 50	Atas	5 D 13	2 D 13	D 10 - 60	D 10 - 100	2 D 22
	Bawah	2 D 13	4 D 13			
G5 30 X 40	Atas	3 D 13	2 D 13	D 10 - 60	D 10 - 100	-
	Bawah	2 D 13	3 D 13			
B1 25 X 40	Atas	5 D 10	2 D 13	D 10 - 60	D 10 - 100	-
	Bawah	2 D 10	3 D 13			
B2 20 X 30	Atas	4 D 10	2 D 10	D 10 - 70	D 10 - 120	-
	Bawah	2 D 10	4 D 10			
B3 15 X 30	Atas	2 D 10	2 D 10	D 10 - 70	D 10 - 120	-
	Bawah	2 D 10	2 D 10			

4.8 Desain Penulangan Kolom

Analisis kapasitas desain balok perlu dilakukan agar mengetahui dimensi penampang kolom yang didesain mampu menahan gaya momen serta gaya geser yang dihasilkan oleh gedung hasil output ETABS. Analisis pada perhitungan ini menggunakan kolom K1 ukuran 900 x900 mm pada lantai 1. Pada sub-bab analisis kapasitas desain kolom ditampilkan pula diagram interaksi Pn-M kolom yang digunakan untuk mengetahui kapasitas kolom terhadap gaya aksial yang menumpunya.

4.8.1 Analisis Tulangan Longitudinal Kolom

Acuan yang digunakan dalam melakukan perhitungan kolom yaitu SNI 2847:2019 tentang Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan penjelasan. Perhitungan kolom sebagai berikut:

Data perencanaan:

Tinggi kolom (L)	: 4000 mm
Dimensi kolom	: 900 x 900 mm
A_g	: 810000 mm ²
Mutu beton (F'_c)	: 33,2 MPa
Mutu baja (F_y)	: 420 MPa
Selimut beton (ts)	: 40 mm
D tulangan utama	: 22 mm
D tulangan Sengkang	: 10 mm
Φ (SNI 2847:2019 tabel 21.2.1)	: 0,65
Mnb+ (Momen kapasitas balok)	: 909812639 N.mm = 909,81 kN.m
Mnb- (Momen kapasitas balok)	: 909812639 N.mm = 909,81 kN.m

Tabel 4.27 Gaya aksial lentur

NO	KOMBINASI BEBAN	P_u (kN)	M_x (kN.m)
1	1,4 D	5721.6416	199.5726
2	1,2 D + 1,6 L	6069.8128	213.9949
3	1,2 D + 1,0 L + 1 Ex + 0,3 Ey	6164.0274	216.4268
4	1,2 D + 1,0 L + 0,3 Ex + 1 Ey	6164.0274	216.4268
5	0,9 D + 1,0 Ex + 0,3 Ey	3146.9029	109.7649
6	0,9 D + 0,3 Ex + 1,0 Ey	3146.9029	109.7649
Σ		30413.315	1065.9509

Langkah-langkah untuk perhitungan kolom pada sistem rangka gedung sebagai berikut:

1. Cek dimensi

Pada pasal 18.7.2.1 SNI 2847:2019 batasan dimensi untuk struktur kolom harus memenuhi:

a) Dimensi terkecil penampang tidak kurang dari 300 mm

$$b = 900$$

$$900 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

b) Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4.

$$\frac{b}{h} = \frac{900}{900} = 1 > 0,4 \quad (\text{OK})$$

2. Cek syarat komponen struktur tahan gempa

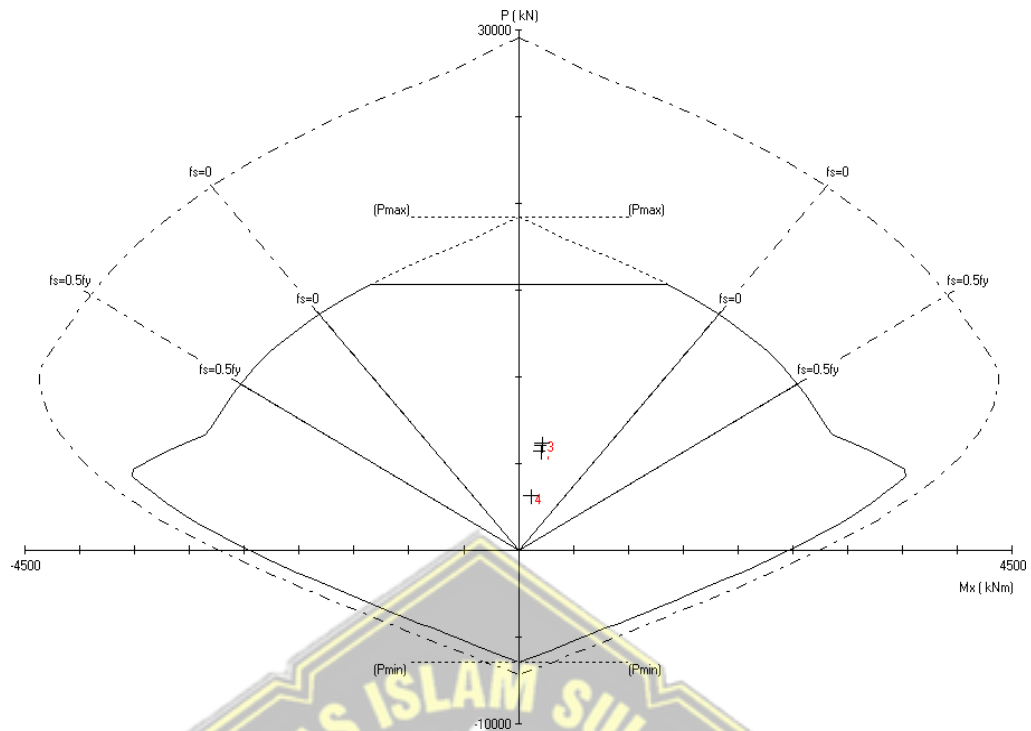
Gaya tekan aksial P_u akibat kombinasi beban yang melebihi $A_g F'_c / 10$.

$$\begin{aligned} A_g F'_c / 10 &= \frac{810000 \times 33,2}{10} \\ &= 2689200 \text{ N} = 2689 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_u > A_g F'_c / 10 \quad (\text{Memenuhi persyaratan})$$

3. Menentukan tulangan longitudinal penahan lentur

Menurut pasal 18.7.4 SNI 2847:2019 luas tulangan longitudinal tidak diijinkan kurang dari $0,01A_g$ dan tidak lebih dari $0,06A_g$. Dengan trial and error menggunakan software SPColumn didapatkan konfigurasi tulangan lentur kolom 44D22.



Gambar 4.17 Diagram interaksi SPColumn Kolom Bawah

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities									
No	Pu	Mux	ϕM_{nx}	$\phi M_n/M_u$	NA Depth	dt Depth	ϵ_t	ϕ	
	kN	kNm	kNm		mm	mm			
1	5721.64	199.57	3202.92	16.049	402	839	0.00327	0.750	
2	6069.81	213.99	3081.04	14.398	433	839	0.00282	0.712	
3	6164.03	216.43	3048.21	14.084	441	839	0.00271	0.702	
4	3146.90	109.76	3302.28	30.085	262	839	0.00660	0.900	

Gambar 4.18 Hasil analisis interaksi Pn-Mpr Kolom Desain Bawah

$$0,01A_g = 0,01 \times 810000$$

$$= 8100 \text{ mm}^2$$

$$0,06A_g = 0,06 \times 810000$$

$$= 48600 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = \Sigma \text{ tulangan pokok} \times 0,25 \times 3,14 \times \phi \text{tulangan}^2$$

$$= 44 \times 0,25 \times 3,14 \times (22)^2$$

$$= 16717,36 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek } 0,01A_g < A_{st} < 0,06A_g$$

$$0,01A_g < 0,021 < 0,06A_g \quad (\text{Memenuhi Syarat})$$

4. Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pada tabel 22.4.2.1. kapasitas beban kolom tidak boleh kurang dari:

$$\Phi P_n \max = 0,8 \times \Phi \times (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + (F_y A_{st}))$$

Dimana:

$$\begin{aligned} A_g &= b \times h \\ &= 900 \times 900 \text{ mm} \\ &= 810000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{st} &= \Sigma \text{ tulangan pokok} \times 0,25 \times 3,14 \times \Phi \text{ tulangan}^2 \\ &= 44 \times 0,25 \times 3,14 \times (22)^2 \\ &= 16717,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n \max &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 33,2 \times (810000 - 16717,36) + (420 \times 16717,36)] \\ &= 15292,018 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Cek syarat *Strong Column Weak Beam*

Sesuai dengan pasal 18.7.3.2 SNI 2847:2019. Kekuatan lentur kolom harus memenuhi:

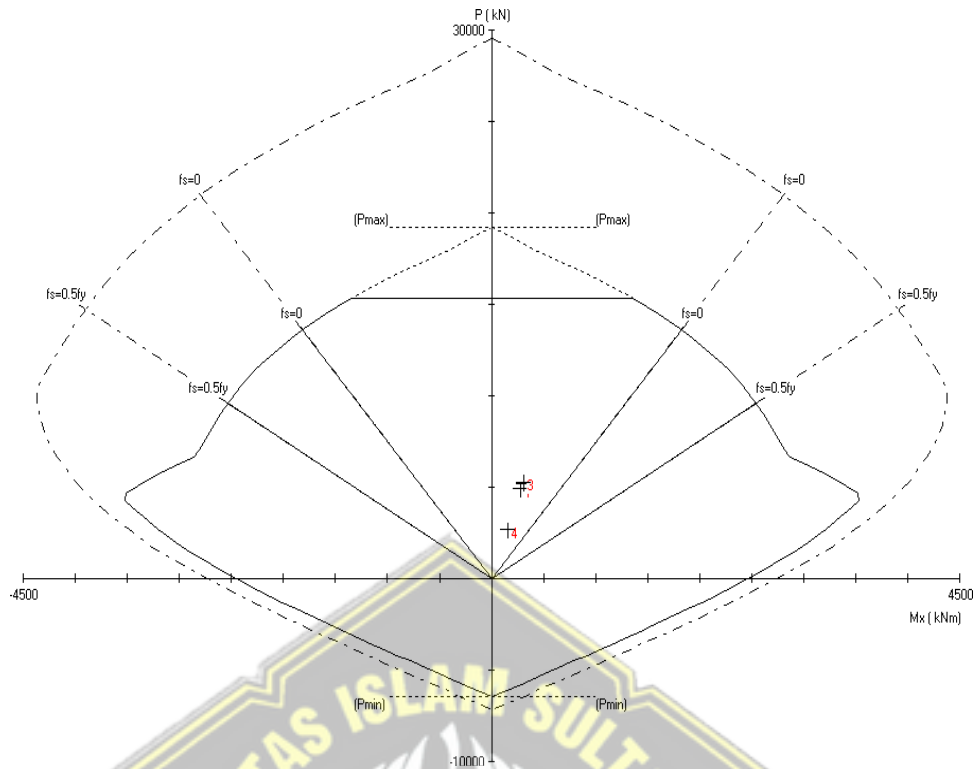
$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$$

Menentukan nilai ΣM_{nb}

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= M_{nb+} + M_{nb-} \\ &= 909812639 + 909812639 \\ &= 1819625278 \text{ N.mm} \\ &= 1819,625 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

6. Menentukan nilai ΣM_{nc}

Nilai M_{nc} didapatkan dari diagram interaksi P_n - M SPColumn yaitu mencari dengan momen yang dihasilkan dari kombinasi beban aksial kolom atas dan kolom bawah.



Gambar 4.19 Diagram interaksi Pn-M SPColumn Kolom Atas

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities									
No	Pu	Mux	ϕM_{nx}	$\phi M_n/M_u$	NA Depth	dt Depth	ϵ_t	ϕ	
	kN	kNm	kNm		mm	mm			
1	4905.37	276.97	3450.36	12.457	340	839	0.00441	0.849	
2	5226.15	303.22	3356.01	11.068	363	839	0.00393	0.808	
3	5298.57	304.26	3333.72	10.957	369	839	0.00382	0.799	
4	2697.95	152.34	3208.36	21.061	245	839	0.00727	0.900	

Gambar 4.20 Hasil analisis interaksi Pn-M SPColumn kolom atas

Dari hasil SPColumn didapat nilai Mnc atas dan Mnc bawah sebagai berikut:

$$\Sigma M_{nc} = \frac{3356,01 + 3081,04}{0,65}$$

$$= 9903,15 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$9903,15 \geq 2183,55$$

(Memenuhi Persyaratan)

7. Analisis Tulangan Geser sebagai *Confinement*

Pada analisis tulangan geser sebagai kolom ini melalui beberapa tahap, yaitu:

- a) Menentukan daerah pemasangan tulangan Senggang persegi (hoop), tulangan hoop diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. Sesuai pasal 18.4.3.3 SNI 2847:2019 dengan l_o merupakan nilai terbesar dari:

- $1/6$ tinggi bersih kolom = 533,33 mm
- Dimensi maksimum kolom = 900 mm
- 450 mm

Jarak l_o digunakan 900 mm.

- b) Penentuan S_{max} merupakan nilai terbesar dari:

- $1/4$ dimensi komponen struktur minimum = 225 mm
- $6d_b$ = 132 mm
- S_o , tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm.

$$S_o = 100 + \frac{350 - 0,5 (900 - 2(40)) - \frac{10}{2}}{3} = 81 \text{ mm}$$

Ambil jarak tulangan transversal 100 mm.

- c) Penentuan luas tulangan confinement

Berdasarkan tabel 18.7.5.4 SNI 2847:2019. Untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar diantara:

$$\begin{aligned} \text{Ash1} &= 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ \text{Ash2} &= 0,09 \frac{f_c}{f_{yt}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_c &= \text{lebar penampang inti beton yang tertekan} \\ &= 900 - (2 \times 40) \\ &= 820 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= 820 \times 820 \\ &= 672400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash1} &= 0,3 \left(\frac{810000}{672400} - 1 \right) \frac{33,2}{420} \\ &= 0,00485 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash2} &= 0,09 \frac{f_{33,2}}{420} \\ &= 0,00711 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = bc \times A_{sh \text{ max}}$$

$$= 5,8337 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 5,384 \times 100$$

$$= 583,37 \text{ mm}^2$$

Maka dapat digunakan Sengkang (hoop) 8D10-100

$$A_s \text{ pasang} = 8 \text{ kaki} \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2$$

$$= 628 \text{ mm}^2$$

Cek, $A_s \text{ pasang} > A_{sh \text{ max}}$

$$628 > 583,37 \text{ mm}^2 \text{ (Memenuhi persyaratan)}$$

d) Sesuai pasal 18.6.64.7 SNI 2847:2019. Untuk daerah sepanjang sisa kolom bersih diberi hoop dengan spasi minimum sebagai berikut:

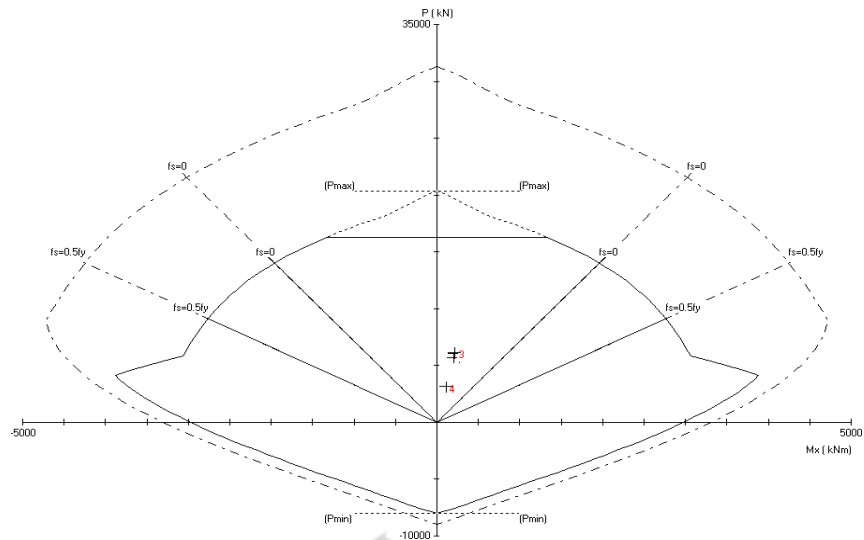
a. $6d_b = 132 \text{ mm}$

b. 150 mm

Maka $S_{min} = 132 \text{ mm}$ dan dapat digunakan spasi hoop (s) = 130 mm sepanjang sisa kolom bersih.

8. Analisis Gaya geser desain tulangan Sengkang kolom

Pada pasal 18.7.6.1.1 SNI 2847:2019. Gaya geser V_e harus diambil dari gaya geser yang berhubungan dengan sendi plastis pada kedua ujung kolom. Nilai M_{pr} pada kolom ditentukan dengan anggapan kekuatan tarik memanjang minimal $1,25F_y$ dan $\Phi = 1$.



Gambar 4.21 Diagram interaksi Pn-M SPColum Kolom bawah 1,25 Fy

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities								
No	Pu	Mux	ϕM_{nx}	$\phi M_n/\mu$	NA Depth	dt Depth	ϵ_t	ϕ
	kN	kNm	kNm		mm	mm		
1	5721.64	199.57	3118.62	15.626	439	839	0.00274	0.662
2	6069.81	213.99	3047.88	14.243	457	839	0.00251	0.650
3	6164.03	216.43	3040.53	14.049	461	839	0.00247	0.650
4	3146.90	109.76	3725.79	33.943	282	839	0.00592	0.900

Gambar 4.22 Hasil Analisis Interaksi Pn-M SPColum Kolom bawah 1,25 Fy

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities								
No	Pu	Mux	ϕM_{nx}	$\phi M_n/\mu$	NA Depth	dt Depth	ϵ_t	ϕ
	kN	kNm	kNm		mm	mm		
1	4905.37	276.97	3553.82	12.831	366	839	0.00387	0.781
2	5226.15	303.22	3398.96	11.209	391	839	0.00344	0.735
3	5298.57	304.26	3361.72	11.049	398	839	0.00333	0.725
4	2697.95	152.34	3638.84	23.887	268	839	0.00640	0.900

Gambar 4.23 Hasil Analisis Interaksi Pn-M SPCol Kolom atas 1,25 Fy

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{M_{pr_{atas}} + M_{pr_{bawah}}}{l_n} \\
 &= \frac{3398,96 + 3047,88}{4} = 1611,71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Diketahui:

Nilai Mpr b atas = 1183,91 kN.m

Nilai Mpr b bawah = 561,43 kN.m

Ve tidak perlu melebihi dari:

$$\frac{\Sigma M_{pr} \text{ atas} \times D_f \text{ atas} + \Sigma M_{pr} \text{ bawah} \times D_f \text{ bawah}}{L_n}$$

$$= \frac{(1183,91 + 561,43) \times 0,5 + (1183,91 + 561,43) \times 0,5}{4} = 1090,84 \text{ kN}$$

Ve tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisis:

$$V_e = 108,92 \text{ kN}$$

Dari nilai Ve yang telah dihitung, maka diambil $V_e = 1090,84 \text{ kN}$. Asumsi kuat geser yang disumbang oleh beton, $V_c = 0$. Maka;

$$V_s = \frac{V_u}{\phi}$$

$$= 1454,452 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{F_y \cdot d}$$

$$= 4,13$$

Untuk $S=100 \text{ mm}$, maka nilai A_v

$$= 4,13 \times 100$$

$$= 413 \text{ mm}^2$$

Sengkang tertutup dan ikat silang digunakan 8D10-100 dengan $A_{sh} = 583,37 \text{ mm}^2$

$$A_{sh} > A_v$$

(Memenuhi persyaratan)

9. Untuk daerah diluar lo, maka nilai V_c dihitung:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{3146,9029 \times 1000}{14 \times 810000} \right) 1 \sqrt{33,2} \cdot 900 \cdot 836$$

$$= 944,898 \text{ kN}$$

Karna $V_c > V_u$ ($V_u = 108,92 \text{ kN}$) maka daerah diluar lo dipasang tulangan sengkang dengan jarak

$$= \frac{d}{2} = 418 \text{ mm}$$

Sesuai dengan pasal 18.7.5.3 jarak tulangan transversal diluar lo tidak boleh lebih dari 150 mm atau 6db (132 mm). Maka dipasang jarak maksimal 150 mm.

Tabel 4.28 Rekap data Kolom

No	Tipe kolom	Kode kolom	Tulangan Pokok	Tulangan Geser	
				Tumpuan	Lapangan
1	K900x900	K1	44D22	8D10-100	8D10-150
2	K800x800	K2	36D22	8D10-100	8D10-150
3	K700x700	K3	28D22	8D10-100	8D10-150
4	K300x300	K4	8D19	D10-100	D10-150

4.8.2 Hubungan Balok-Kolom (*Joint*) Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Merupakan daerah pertemuan antara kolom dan balok yang harus didetailkan dengan baik. Analisis perhitungan hubungan balok B dengan kolom C3A lantai 1 dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Cek syarat panjang joint

Sesuai pasal 18.8.2.3 SNI 2847:2019. Dimensi kolom yang paralel dengan tulangan balok tersebut tidak boleh (*normalweight*). kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton normal.

- $b = h = 900 \text{ mm}$
- $20db = 440 \text{ mm}$

Cek, $b > 20 db$

$$900 > 440 \text{ (Memenuhi Persyaratan)}$$

2. Cek tulangan geser untuk confinement

Sesuai pasal 18.8.3.1 SNI 2847:2019. jumlah tulangan confinement dapat memakai seperti pada detail tulangan geser kolom pada lo. Dari hasil analisis tulangan geser kolom diatas digunakan tul. Geser D10-100.

3. Menghitung gaya geser pada joint

Momen balok yang timbul:

$$M_{pr+} = 1183,912 \text{ kN.m}$$

$$M_{pr-} = 561,431 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_c &= 0,5 \times (M_{pr+} - M_{pr-}) \\ &= 592 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4. Menghitung gaya geser pada kolom

Gaya geser kolom sebesar:

$$\begin{aligned} V_{goyangan} &= \frac{M_c + M_c}{l_n} \\ &= 369,972 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Menghitung gaya pada tulangan balok longitudinal

Luas tulangan atas 9D22, $A_s = 3419,46 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} T1 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 1795217 \text{ N} = 1795,22 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton di sisi kiri hubungan balok kolom, sebesar:

$$C1 = T1 = 1795,22 \text{ kN}$$

Luas tulangan bawah 4D22, $A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} T2 &= 1,25 \times A_s \times F_y \\ &= 797874 \text{ N} = 797,874 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton di sisi kanan hubungan balok kolom, sebesar:

$$C2 = T2 = 797,874 \text{ kN}$$

6. Menghitung kuat geser pada joint

$$\begin{aligned}V_j &= T1 + T2 - V_{\text{goyangan}} \\&= 1795,22 + 797,874 - 369,972 \\&= 2223,12 \text{ kN}\end{aligned}$$

7. Menghitung kuat geser yang dikekang keempat sisinya.

$$\begin{aligned}V_n &= 1,7 \lambda \sqrt{f'c} A_g \\&= 1,7 \times 1 \times \sqrt{33,2} \times (900 \times 900) \\&= 7934197,05 \text{ N} \\&= 7934,197 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Phi V_n &= 0,85 \times 7934,197 \text{ kN} \\&= 6744,07 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Cek, } \Phi V_n &> V_j \\6744,07 \text{ kN} &> 2223,12 \text{ kN} \\(\text{Memenuhi persyaratan})\end{aligned}$$

Dari analisis perhitungan yang telah dilakukan, kuat geser yang dikekang keempat sisinya lebih besar daripada gaya geser joint yang ditimbulkan. Dengan nilai $6744,07 \text{ kN} > 2223,12 \text{ kN}$ maka memenuhi persyaratan.

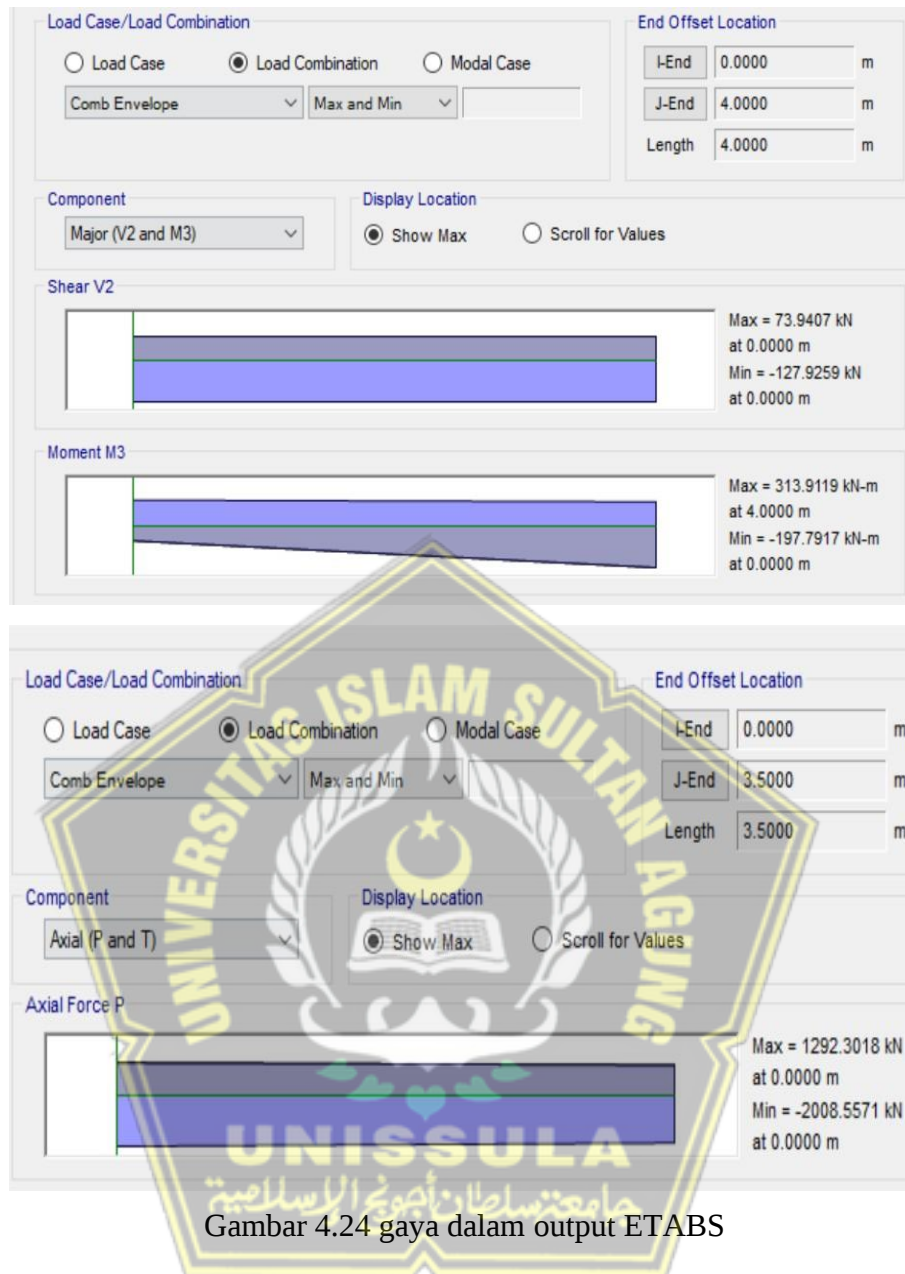
4.9 Desain Penulangan Dinding Struktur

4.9.1 Desain Dinding Geser

Desain dinding geser diambil pada dinding geser SW₁ lantai satu dengan data :

$$\begin{aligned}\text{Tinggi Dinding total (hw)} &= 32000 \text{ mm} \\ \text{Tebal Dinding (h)} &= 250 \text{ mm} \\ \text{Panjang Dinding arah x (Lw)} &= 3500 \text{ mm} \\ \text{Mutu Beton (f'c)} &= 33,2 \text{ MPa} \\ \text{Mutu Baja (fy)} &= 420 \text{ Mpa} \\ \phi &= 0,75\end{aligned}$$

Gaya dalam yang bekerja pada dinding diperoleh dari kombinasi *envelope* hasil analisa struktur dengan ETABS dengan nilai maksimum yang terdapat pada dinding geser label SW₂ lantai 1 sebagai berikut :



Gambar 4.24 gaya dalam output ETABS

$$\begin{aligned}
 P_U &= 2008557 \text{ N} &= 2008,56 \text{ kN} \\
 V_{UX} &= 1279259 \text{ N} &= 127,93 \text{ kN} \\
 M_{UY} &= 313911900 \text{ Nmm} &= 313,91 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

4.9.2 Tulangan Transversal untuk Menahan Geser

4.9.2.1 Kebutuhan Jumlah Tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.2, bila V_u melebihi

$0,17 \lambda \times A_{cv} \sqrt{f_c'}$ harus digunakan dua tirai tulangan.

$$A_{cv} = L_w \times h = 3500 \times 250 = 875000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} 0,083 A_{vc} \lambda \sqrt{f_c'} &= 0,083 \times 875000 \times \sqrt{33,2} \\ &= 418461 \text{ N} \\ &= 418,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ux} &< 0,083 \times 875000 \times \sqrt{33,2} \\ 1279259 \text{ N} &< 418461 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka rasio tulangan vertikal dan horizontal, ρ_l dan $\rho_t > 0,0025$

Periksa apakah perlu dipasang tulangan dalam dua lapis, sehingga :

$$\begin{aligned} 0,17 \lambda \times A_{cv} &= 857089 \\ V_{ux} &\geq 0,17 \lambda \times A_{cv} \\ \mathbf{1279259} &> \mathbf{857089} \end{aligned}$$

Maka tetap digunakan 2 tirai tulangan

4.9.3 Perhitungan Kekuatan Geser Oleh Beton

Menentukan kekuatan geser beton (V_c) sesuai SNI 2847:2019 Tabel 11.5.4.6 dimana V_c diambil yang lebih kecil diantara (a) dan (b) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} d &= 0,8 \times L_w = 0,8 \times 3500 = 2800 \text{ mm} \\ V_c &= 0,27 \lambda \sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{P_u \times d}{4 L_w} \\ &= 0,27 \lambda \sqrt{33,2} \times 250 \times 2800 + \frac{2008557 \times 2800}{4 \times 3500} \\ &= 1490719 \text{ N} \dots\dots\dots (a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \left(0,05 \times \lambda \sqrt{f_c'} + \left(\frac{L_w (0,1 \lambda \sqrt{f_c'} + 0,2 \frac{P_u}{L_w \times h})}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{L_w}{2}} \right) \right) \times h_d \\ &= \left(0,05 \times \sqrt{33,2} + \left(\frac{3500 (0,1 \sqrt{33,2} + 0,2 \frac{2008557}{3500 \times 250})}{\frac{313911900}{1279259} - \frac{3500}{2}} \right) \right) \times 700000 \\ &= \left(0,29 + \left(\frac{3626,526041}{-1504,614273} \right) \right) \times 700000 \\ &= -1484125 \text{ N} \dots\dots\dots (b) \end{aligned}$$

4.9.4 Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{1279259}{0,75} - 1484125 = 3189803,64 \text{ N}$$

Digunakan tulangan transversal 2D16 dengan $s = 125 \text{ mm}$

$$A_{vt} = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v t \times f_y \times d}{S} = \frac{401,92 \times 420 \times 2800}{125} = 3781263,36 \text{ N}$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.19.2.1 rasio tulangan transversal dan longitudinal (ρ_t dan ρ_l) minimal sebesar 0,0025 dan spasi antar tulangan, baik longitudinal maupun transversal tidak melebihi 450mm, maka :

$$\rho_t = \frac{A_v t}{t \times s} = \frac{401,92}{250 \times 125} = 0,013 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = 125 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Sehingga kekuatan geser penampang nominal total sebagai berikut :

$$V_n = V_c + V_s = -1484125 + 3781263,36 \\ = 2297138 \text{ N}$$

4.9.5 Cek Syarat Kekuatan Geser Nominal Penampang

Nilai V_n yang digunakan tidak boleh melebihi (SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.1)

$$\frac{H_w}{l_w} = \frac{32000}{3500} = 9,143 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Sehingga, } \alpha_c = 0,17$$

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y) \\ = 875000 (0,17 \times \lambda \sqrt{33,2} + 0,013 \times 420) \\ = 5583668 \text{ N}$$

Sehingga, $2297138 \text{ N} < 5583668 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK})$

4.9.6 Cek Syarat Kekuatan Geser Nominal Maksimum

Untuk semua segmen *shearwall* nilai V_n tidak boleh lebih besar dari

$$0,66 A_{cv} \sqrt{f_c'} \text{ (SNI 2847-2019 Pasal 18.10.4.4)}$$

$$A_{cv} = l_w \times h = 3500 \times 250 = 875000 \text{ mm}^2$$

$$V_n < 0,66 A_{cv} \sqrt{f_c'}$$

$$2297138 \text{ N} < 0,66 \times 875000 \times \sqrt{33,2}$$

$2297138 \text{ N} < 3327523 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK})$

4.9.7 Cek Syarat Kekuatan Geser Penampang

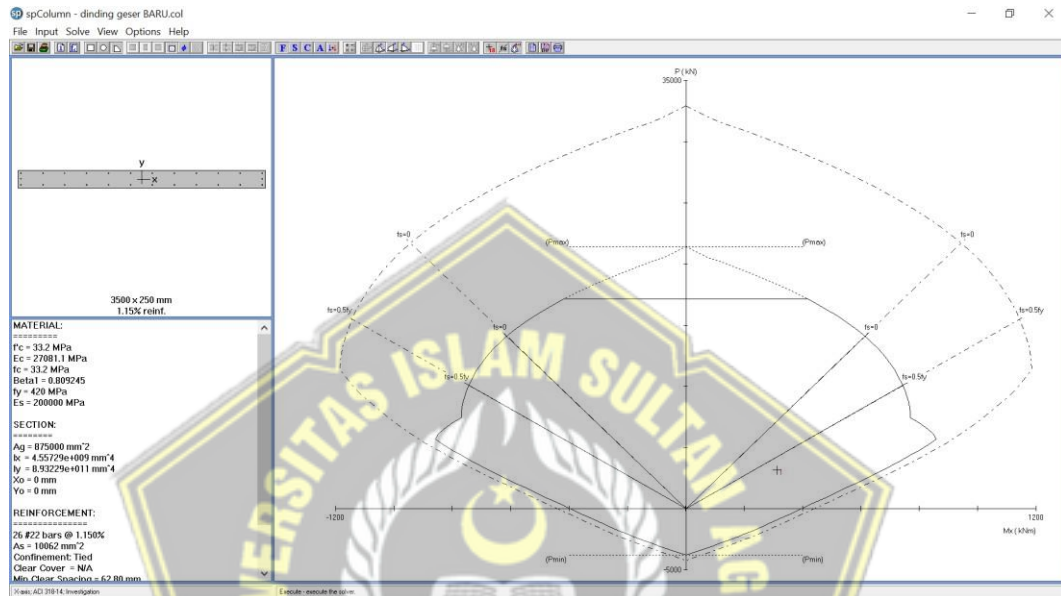
$$\phi V_n > V_u$$

$$0,75 \times 2297138 \text{ N} > 1279259 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

$$1722854 \text{ N} > 1279259 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

4.9.8 Tulangan Longitudinal Penahan Kombinasi Beban Aksial dan Lentur

Kuat tekan dan lentur dinding struktural diperoleh dengan membuat diagram interaksi dari dinding tersebut. Dari proses trial and error, diperoleh jumlah tulangan longitudinal tambahan yang harus dipasang pada masing-masing ujung penampang dinding (komponen batas), yaitu 12D25 dengan $\rho = 1,15\%$ Diagram interaksi aksial tekan vs lentur yang dihasilkan dapat dilihat pada Gambar 4.19.



Gambar 4.25 Diagram P-M Shear Wall

4.9.9 Kebutuhan Elemen Pembatas Khusus

Penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan displacement. Menurut SNI 2847:2019 Ps. 18.10.6.2 daerah tekan baru harus diberi komponen batas apabila persamaan terpenuhi

$$C > \frac{\lambda_w}{600(\delta u / h_w)}$$

Dimana :

C = sumbu netral terbesar akibat aksial terfaktor dan kekuatan momen nominal yang konsisten dengan perpindahan desain

δu = nilai simpangan/perpindahan maksimum dinding geser di puncak gedung (Δ)

$\delta u / h_w$ tidak boleh diambil $< 0,007$

4.9.10 Nilai Syarat Komponen Batas (*Boundary Element*)

Dari permodelan ETABS didapat nilai $\Delta = 90 \text{ mm}$

$$\text{Arah } x = \frac{\delta u}{1,5 \times h_w} = \frac{90}{48000} = 0,002 < 0,007$$

$$\text{Maka dipakai } \frac{\delta u}{h_w} = 0,007$$

Nilai c didapatkan dengan program bantu SP-Column seperti pada Gambar berikut dengan P_u dan M_u diambil terbesar dari output hasil analisa ETABS.

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities									
No	P_u	M_u	ϕM_{nx}	$\phi M_n/M_u$	NA Depth	dt Depth	ϵ_t	ϕ	
	kN	kNm	kNm		mm	mm			
1	3186.65	313.91	676.64	2.156	55	210	0.00839	0.900	

Gambar 4.26 result *Shearwall* dengan SPColumn

Didapatkan nilai $c = 420 \text{ mm}$

$$\text{Maka, } \left(\frac{L_w}{600 \times (\delta u / h_w)} \right) = \left(\frac{3500}{600 \times 0,007} \right) = 833,3 \text{ mm} < c$$

Maka, dinding struktur harus menggunakan *boundary element*

Menurut SNI 2847:2019 Ps 18.10.6.4, *boundary element* harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang daripada $(c - 0,1 \lambda_w)$ dan $c/2$

$$(c - 0,1 \lambda_w) = 420 - 0,1 \times 3500 = 70 \text{ mm}$$

$$C / 2 = 420 / 2 = 210 \text{ mm}$$

Jadi *boundary element* harus dipasang sejauh 250 mm dari serat tekan terluar.

Tulangan Transversal pada elemen pembatas khusus harus memenuhi SNI 2847 : 2019 Pasal 18.7.5.4 dimana luas tulangan sengkang tidak boleh kurang dari persamaan berikut:

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(\frac{f_c^F}{F_{yt}} \right)$$

Jarak tulangan transversal diambil terkecil antara $1/3$ dimensi terkecil penampang 6db atau S_0 .

Digunakan sengkang tertutup D-13 dengan jarak $s =$

$$\frac{1}{3} \times 600 = 200 \text{ mm}$$

$$6db = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S_0 &= 100 + \frac{350 - 0,5 \times h}{3} \\ &= 148 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka nilai Ash berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 18.10.6.4 Tulangan transversal untuk elemen batas khusus di ambil nilai terbesar dari :

$$\begin{aligned}
 \text{Ash1} &= 0,3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{F_c'}{F_y} \\
 &= 0,3 \times \left(\frac{L_{be} \times b}{b_c \times b_c} - 1 \right) \frac{F_c'}{F_y} \\
 &= 0,3 \times \left(\frac{3500 \times 250}{(250 - (2 \times 40)) \times (250 - (2 \times 40))} - 1 \right) \frac{33,2}{420} \\
 &= 0,3 \times 29,28 \times 0,079 \\
 &= 0,69 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ash2} &= 0,09 \times \left(\frac{F_c'}{F_y} \right) \\
 &= 0,09 \times \left(\frac{33,2}{420} \right) \\
 &= 0,01 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka diambil Ash

$$\begin{aligned}
 \text{Ash} &= B_c \times \text{Ash max} \\
 &= 0,69 \times 170 \\
 &= 118,03 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= 2 \text{ tulangan} \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\
 &= 265,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As pasang > Ash

$$265,33 \text{ mm}^2 > 118,03 \text{ mm}^2 \quad (\text{OKE})$$

4.10 Desain Perhitungan Tie Beam

Menurut Pedoman Desain Ketahanan Gempa 1987 untuk Rumah dan Gedung, pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus dihubungkan dalam 2 arah (umumnya saling tegak lurus) dengan menghubungkan elemen yang dirancang untuk gaya tarik dan tekan aksial sebanyak 10% dari beban vertikal maksimum. Pada perancangan *tie beam* ini diambil contoh perhitungan pada tie beam kolom interior :

Data Perencanaan :

- Gaya aksial kolom = 6164,027 kN
- P_u = 10% × 6164,027 kN
= 616,403 kN
= 616402,7 N
- Dimensi *tie beam* = 300 × 600 mm
- Panjang *tie beam* = 8,10 m
- Mutu beton (f'_c) = 33,2 MPa
- Diameter Tul. Utama ($\emptyset$) = 22 mm
- Mutu baja (f_y) = 420 MPa
- Elastisitas (E_s) = 200000 MPa
- Selimut beton = 40 mm

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = 0,7 \times \sqrt{33,2} = 4,03 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang terjadi

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{6164,027}{0,8 \times 300 \times 600} = 0,032 < f_{ijin} \quad \text{OKE}$$

4.10.1 Penulangan Lentur *Tie Beam*

Penulangan *tie beam* didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom.

Untuk memudahkan perancangan penulangan lentur *tie beam* digunakan program bantu analisis dengan memasukkan data beban sebagai berikut :

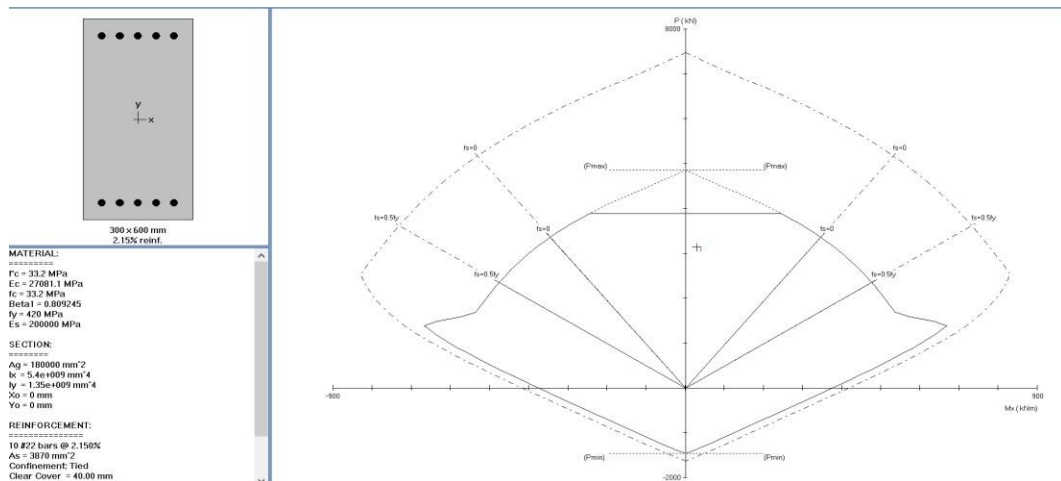
$$M_u = 28,677 \text{ kNm}$$

$$P_u = 6164,027 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan 10 D22

$$(A_s = 3799,4 \text{ mm}^2)$$

Lalu dicek dengan diagram interaksil hasil program bantu seperti pada Gambar 4.21



Gambar 4.27 Diagram Interaksi *Tie Beam*

Dari diagram interaksi pada Gambar 4.21 didapatkan rasio tulangan sebesar 2,15% (5D22) serta terlihat pula bahwa *tie beam* mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok *tie beam* tersebut adalah :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot D \text{ sengkang} - n \cdot D \text{ tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{700 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 5 \times 22}{5 - 1} = 122,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

4.10.2 Penulangan Geser *Tie Beam*

$$V_u = 24,028 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.5.6.1 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 300 \times 600 = 180000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{22}{2} = 539 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{6164,027}{14 \times 490000} \right) \sqrt{33,2} \times 600 \times 539$$

$$V_c = 317555,02 \text{ N} = 317,555 \text{ kN}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 317,555 = 238,166 \text{ kN} \geq 24,028 \text{ kN} \text{ “Memenuhi”}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.13.3 jarak antara tulangan transversal pada *Tie Beam* tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{539}{2} = 269,5 \text{ mm}$
- 250 mm

Jadi dipasang sengkang *D10 – 250 mm* di sepanjang *Tie Beam*.



BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

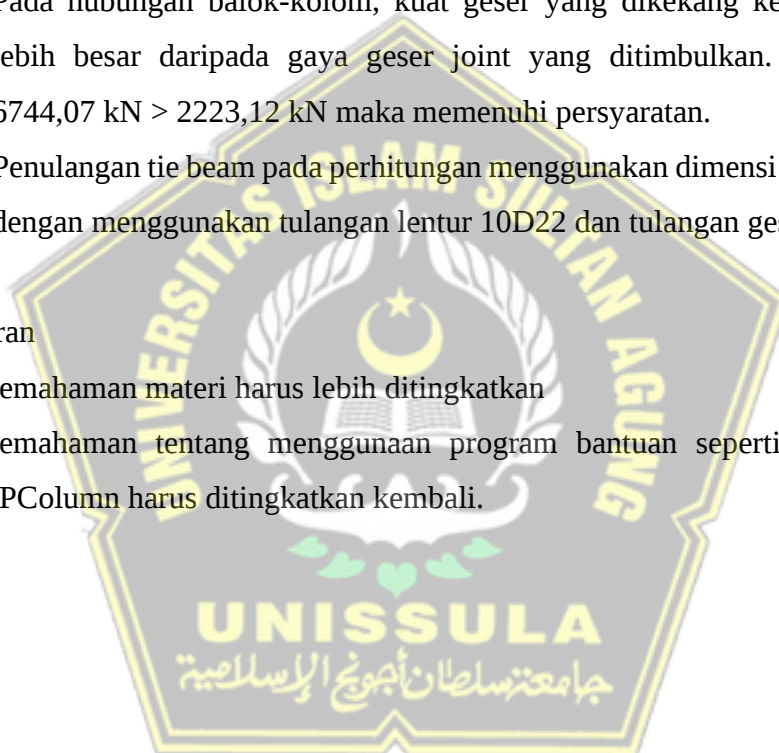
Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan pada “Perencanaan Struktur Bangunan Gedung Kuliah Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Di Semarang” maka didapatkan kesimpulan sebagai berikut:

1. Mengacu pada peraturan SNI 1726:2019 pada perencanaan bangunan ini diantaranya:
 - a. Sistem yang digunakan pada Gedung Ruang Kuliah Fakultas Kedokteran, menggunakan Sistem Ganda yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Geser. Gedung yang direncanakan termasuk kategori desain seismik (KDS) D.
 - b. Kontrol bentuk ragam serta partisipasi massa bangunan telah memenuhi 100% dari massa struktur pada ragam 24 pada translasi arah X,Y dan Z.
 - c. Setelah dilakukan analisis maka simpangan antar lantai telah memenuhi syarat yang diijinkan yaitu 30,00 mm dengan nilai terbesar hasil arah X sebesar 29,39 mm dan arah Y sebesar 29,21 mm.
 - d. Efektifitas sistem struktur ini Jumlah gaya geser yang ditahan oleh sistem rangka pemikul momen khusus sebesar 51,565% untuk arah x dan 52,563% untuk arah y, hal ini memenuhi persyaratan SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1 yang berisi rangka pemikul momen harus mampu memikul paling sedikit 25% gaya seismik desain.
2. Berdasarkan analisa ETABS diperoleh beban gempa Statik arah x dan y sebesar 9378,68 kN dan beban gempa dinamik arah x sebesar 7113,09 kN dan arah y sebesar 5833,05 kN. Untuk perbandingan gaya geser statik dan dinamik pada arah x diperoleh nilai 1,32 dan untuk arah y diperoleh nilai 1,61.
3. Hasil penulangan struktur bangunan pada Gedung Kuliah Fakultas Kedokteran Universitas Islam Sultan Agung Di Semarang yaitu:

- a. Penulangan pelat lantai menggunakan ketebalan 125 mm dengan diameter tulangan D10-120 mm pada tumpuan dan lapangan pada arah x dan arah y.
- b. Perhitungan balok utama menggunakan balok dimensi 400 mm x 800 mm dengan diameter tulangan tumpuan 9D22 dan tulangan lapangan 4D22.
- c. Perhitungan kolom utama menggunakan kolom dimensi 900 mm x 900 mm dengan jumlah tulangan pokok 44D22 diameter tulangan geser 8D10-100.
- d. dinding geser yang dihitung memiliki tebal 250 mm menggunakan dengan tulangan longitudinal 12D22 serta tulangan transversal D16-125 dan tulangan sengkang (hoop) 2D13-100.
- e. Pada hubungan balok-kolom, kuat geser yang dikekang keempat sisinya lebih besar daripada gaya geser joint yang ditimbulkan. Dengan nilai $6744,07 \text{ kN} > 2223,12 \text{ kN}$ maka memenuhi persyaratan.
- f. Penulangan tie beam pada perhitungan menggunakan dimensi 300 x 600 mm dengan menggunakan tulangan lentur 10D22 dan tulangan geser D10-250.

5.2. Saran

1. Pemahaman materi harus lebih ditingkatkan
2. Pemahaman tentang penggunaan program bantuan seperti ETABS dan SPColumn harus ditingkatkan kembali.



DAFTAR PUSTAKA

- Standar Nasional Indonesia. 2019. SNI 1726–2019 “*Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung*”, BSN,Jakarta,Indonesia
- Standar Nasional Indonesia. 2020. SNI 1727-2020 “*Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain*”, BSN, Jakarta,Indonesia
- Standar Nasional Indonesia. 2019. SNI 2847-2019 “*Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasanya*”, BSN, Jakarta, Indonesia
- Puskim PU. (2021). *Desain Spektra Indonesia*, diakses dari: <http://rsa.ciptakarya.go.id/>
- 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
- Iswandi Impran & Fajar Hendrik. 2014. “*Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang*”, ITB, Bandung, Indonesia
- Laresi, Y.T. 2017. *Analisis Pushover Terhadap Ketidakberaturan Struktur Gedung Universitas 9 Lantai, Skripsi*. Jakarta: Fakultas Teknik dan Ilmu Komputer Universitas Bakrie
- Setiawan, Agus, ST., MT. 2016. “*Perencanaan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013*”. Erlangga. Jakarta, Indonesia.