

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN ULANG STRUKTUR BETON
BERTULANG GEDUNG RUMAH SAKIT 7 LANTAI
BERDASARKAN SNI 03-2847-2019
DAN SNI 03-1726-2019
(REDESIGN OF CONCRETE STRUCTURE
REINFORCED ON A 7 STOREY HOSPITAL BUILDING
BASED ON SNI 03-2847-2019 AND SNI 03-1726-2019)
(Studi Kasus : Proyek Pembangunan Rumah Sakit Umum Aisyiyah Ponorogo)**

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



Nasrullah Lukman Hakim Fahrudin

14 511 202

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

2021

TUGAS AKHIR

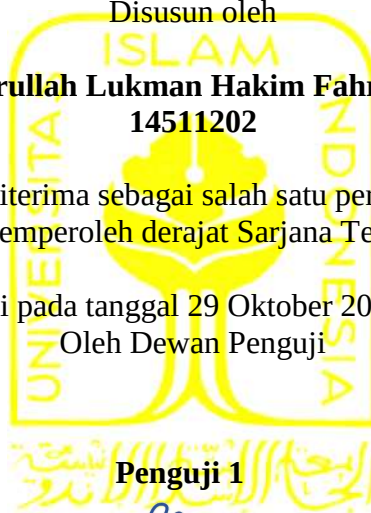
**PERENCANAAN ULANG STRUKTUR BETON
BERTULANG GEDUNG RUMAH SAKIT 7 LANTAI
BERDASARKAN SNI 03-2847-2019
DAN SNI 03-1726-2019
(REDESIGN OF CONCRETE STRUCTURE
REINFORCED ON A 7 STOREY HOSPITAL BUILDING
BASED ON SNI 03-2847-2019 AND SNI 03-1726-2019)
(Studi Kasus : Proyek Pembangunan Rumah Sakit Umum Aisyiyah Ponorogo)**

Disusun oleh

Nasrullah Lukman Hakim Fahrudin
14511202

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

Diuji pada tanggal 29 Oktober 2021
Oleh Dewan Penguji



Pembimbing

Novi Rahmayanti, S.T., M.Eng.

NIK : 155111306

Penguji 1

Hariadi Yulianto, S.T., M.Eng

NIK : 155111305

Penguji 2

Astriana Hardawati, S.T., M.Eng

NIK : 165111301

Mengesahkan



Program Studi Teknik Sipil

Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T.

NIK : 885110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya sandang sesuai dengan perundangan-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 29 Oktober 2021

Yang membuat pernyataan,



Nasrullah Lukman Hakim Fahrudin

(14511202)

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum, Wr. Wb.

Puji syukur penulis panjatkan puji syukur atas kehadiran Allah SWT Yang Maha Pengasih dan Maha Pemberi Petunjuk atas limpahan taufik dan hidayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Perencanaan Ulang Struktur Beton Bertulang Gedung Rumah Sakit 7 Lantai Berdasarkan SNI 03-2847-2019 dan SNI 03-1726-2019 pada Proyek Pembangunan Gedung Sentral Medik Rumah Sakit Umum Aisyiyah Ponorogo. Tugas akhir merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Daerah Istimewa Yogyakarta. Selanjutnya ijin penulis mengucapkan terima kasih tak terhingga kepada pihak-pihak yang telah membimbing dan membantu dalam penyusunan tugas akhir ini. Ucapan terima kasih tersebut penulis sampaikan kepada:

1. Kedua orang tua, Bapak Warito dan Ibu Almh. Sulistyaningsih, yang selalu mendoakan saya dan senantiasa memberi dukungan moral penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
2. Kakak kandung, Mochammad Iqbal Fahrudin dan istri yang selalu memberikan dukungan dan membantu proses penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T., selaku Kepala Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia yang telah membantu kelancaran dalam masalah akademik selama penyusunan Tugas Akhir.
4. Ibu Novi Rahmayanti, S.T., M.Eng., selaku dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan, arahan, pembelajaran, petunjuk, dan nasihat yang baik serta motivasi yang membangkitkan semangat penulis dalam penyusunan tugas akhir sehingga dapat menghasilkan laporan tugas akhir yang baik.

5. Saudara AP Rama Yogi, S.T., M.T., yang ikut serta memberi bimbingan, petunjuk, dan arahan serta ilmu yang baru dalam penyusunan tugas akhir ini.
6. Saudari Siwi Puspita Sari, S.IP., M.PA., yang ikut serta memberi dukungan dan motivasi selama penyusunan Tugas Akhir.
7. Teman-teman kost perhatian, yakni Andhika, Yoga, Bheny, Kun, dan Juni.
8. Teman-teman seperantauan dari Kabupaten Pacitan.
9. Teman-teman seperjuangan Teknik Sipil UII angkatan 2014.
10. Dan semua pihak yang ikut serta membantu kelancaran penelitian ini yang tidak bisa penulis sebut satu per satu.

Semoga dengan penyusunan Tugas Akhir ini dapat memberikan banyak manfaat yang berarti bagi dunia Teknik Sipil di Indonesia dan dapat bermanfaat untuk pengembangan penelitian selanjutnya di kemudian hari.

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, 29 Oktober 2021

Penulis



Nasrullah Lukman Hakim Fahrudin

(14511202)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiii
ABSTRAK	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Tujuan Penelitian	3
1.4. Manfaat Penelitian	3
1.5. Batasan Penelitian	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1. Tinjauan Pustaka	5
2.2. Keaslian Penelitian	8
BAB III LANDASAN TEORI	12
3.1. Persyaratan Sistem Struktur	12
3.2. Faktor Pembebanan dan Kemampuan Layan	14
3.3. Analisis Struktur	25
3.4. Struktur Balok	29
3.5. Struktur Kolom	35
3.6. Perbedaan antara SNI 2847-2013 dan SNI 2847-2019	44
3.7. Ketentuan Ketahanan Gempa	46
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN	58
4.1. Lokasi Penelitian	58

4.2. Data Struktur dan Denah Bangunan	58
4.3. Perhitungan Struktur	61
4.4. Pengumpulan Data	61
4.5. Alat	62
4.6. Analisis Data	62
4.7. Bagan Alir Penelitian	63
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN	64
5.1. Pembebanan	65
5.2. Berat Bangunan	67
5.3. Respons Spektrum dan Gaya Geser Gempa	72
5.4. Kombinasi Beban	77
5.5. <i>Output</i> Analisis ETABS v.18	78
5.6. Analisis Simpangan Antar Lantai	81
5.7. Perencanaan Balok	96
5.8. Perencanaan Kolom	111
5.9. Pembahasan	134
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	141
6.1. Kesimpulan	141
6.2. Saran	142

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dan Penelitian Sekarang	9
Tabel 3.1 Batasan Nilai f_c'	12
Tabel 3.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum dan Beban Hidup Terpusat Minimum	15
Tabel 3.3 Kombinasi Beban	16
Tabel 3.4 Faktor Reduksi Kekuatan (ϕ)	18
Tabel 3.5 Faktor Reduksi Kekuatan Untuk Momen, Gaya Aksial, atau Kombinasi dan Gaya Aksial	19
Tabel 3.6 Nilai β_1 Untuk Distribusi Tegangan Beton Persegi Ekuivalen	21
Tabel 3.7 Kekuatan Aksial Maksimum	21
Tabel 3.8 Ambang Batas Torsi Untuk Penampang Solid	23
Tabel 3.9 Retak Torsi	23
Tabel 3.10 Tinggi Minimum Balok Nonprategang	28
Tabel 3.11 Contoh Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal Untuk Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	42
Tabel 3.12 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung Untuk Beban Gempa	46
Tabel 3.13 Faktor Keutamaan Gempa	48
Tabel 3.14 Koefisien Situs (F_a)	50
Tabel 3.15 Koefisien Situs (F_v)	53
Tabel 3.16 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek	53
Tabel 3.17 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik	53
Tabel 3.18 Koefisien Untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	54
Tabel 3.19 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	54
Tabel 3.20 Faktor R , C_d , Dan Ω_O Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	55
Tabel 3.21 Simpangan Ijin Antar Lantai (Δ_a)	57

Tabel 4.1 Dimensi Balok, Kolom, Pelat yang Digunakan	63
Tabel 5.1 Beban Mati Pada Pelat Lantai	64
Tabel 5.2 Beban Mati Pada Pelat Atap	64
Tabel 5.3 Beban Mati Pada Anak Tangga	66
Tabel 5.4 Beban Mati Pada Pelat Bordes	66
Tabel 5.5 Berat Bangunan Lantai 1	68
Tabel 5.6 Hubungan Percepatan Respons Spektra dan Periode	74
Tabel 5.7 Penentuan Kategori Desain Seismik	75
Tabel 5.8 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 1 SNI 1726-2012	83
Tabel 5.9 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 1 SNI 1726-2019	83
Tabel 5.10 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 2 SNI 1726-2012	84
Tabel 5.11 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 2 SNI 1726-2019	84
Tabel 5.12 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 3 SNI 1726-2012	85
Tabel 5.13 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 3 SNI 1726-2019	85
Tabel 5.14 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 4 SNI 1726-2012	86
Tabel 5.15 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 4 SNI 1726-2019	86
Tabel 5.16 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 5 SNI 1726-2012	87
Tabel 5.17 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 5 SNI 1726-2019	87
Tabel 5.18 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 6 SNI 1726-2012	88

Tabel 5.19 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 6 SNI 1726-2019	88
Tabel 5.20 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 7 SNI 1726-2012	89
Tabel 5.21 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 7 SNI 1726-2019	89
Tabel 5.22 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 8 SNI 1726-2012	90
Tabel 5.23 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 8 SNI 1726-2019	90
Tabel 5.24 Rekapitulasi Momen Balok yang Bekerjaa Pada Kolom	110
Tabel 5.25 Gaya-Gaya Dalalm Kolom Kode 8	111
Tabel 5.26 Rekapitulasi Nilai Gaya Dalam Kolom Kode 8	118
Tabel 5.27 Rekapitulasi Nilai Gaya Desain Kolom	118
Tabel 5.28 Kondisi 0,6-0,8Cb Pada n Tulangan 4	122
Tabel 5.29 Kondisi 1,2-1,4Cb Pada n Tulangan 4	123
Tabel 5.22 Nilai Mn-Pn Variasi n Tulangan Kolom Kode 8 Lantai 1 Arah X	125
Tabel 5.23 Nilai Mn-Pn Variasi n Tulangan Kolom Kode 8 Lantai 1 Arah Y	126
Tabel 5.24 Rekapitulasi Nilai Mn-Pn Baru dan Jumlah Tulangan Pakai	128
Tabel 5.25 Rekapitulasi Kontrol Momen Kolom	129
Tabel 5.26 Rekapitulasi Nilai Gaya Geser (Ve)	130
Tabel 5.27 Rekapitulasi Tulangan Geser Kolom	134

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Proyek Pembangunan Rumah Sakit Umum Aisyiyah Ponorogo	2
Gambar 2.1	Diagram Jumlah Tulangan Lentur Posisi Tumpuan Perencanaan Awal dan Perencanaan Ulang SNI 2847-2002 (Sutrizal Hartawan, 2016)	2
Gambar 2.2	Diagram Jumlah Tulangan Lentur Posisi Tumpuan Perencanaan Awal dan Perencanaan Ulang SNI 2847-2013 (Sutrizal Hartawan, 2016)	2
Gambar 3.1	Distribusi Tegangan dan Regangan Tarik Pada Komponen Nonprategang	20
Gambar 3.2	Variasi nilai ϕ regangan tarik netto pada tulangan tarik terjauh ε_t	20
Gambar 3.3	(a) Tabung Dinding Tipis; (b) Luasan yang Dilingkupi Oleh Lintasan Aliran Geser	22
Gambar 3.4	Definisi (A_{oh})	24
Gambar 3.5	Faktor Panjang Efektif (k)	26
Gambar 3.6	Persyaratan Tulangan Transversal dan Lebar Efektif Maksimum Balok Lebar (<i>wide beam</i>)	27
Gambar 3.7	Geser Desain Untuk Balok	31
Gambar 3.8	Penampang Persegi Tulangan Rangkap, (a) Penampang Balok, (b) Diagram Tegangan, dan (c) Diagram Regangan	32
Gambar 3.9	(a) Kolom Persegi dengan Sengkang Persegi, (b) Kolom Bundar dengan Sengkang Spiral, (c) Kolom Komposit	36
Gambar 3.10	Kolom dengan (a) Beban Aksial dan (b) Momen Lentur	37
Gambar 3.11	Konsep Kolom Kuat – Balok Lemah (<i>Strong Column – Weak Beam</i>)	38
Gambar 3.12	Contoh Penulangan Transversal Pada Kolom	40
Gambar 3.13	Contoh penulangan transversal pada kolom dengan $P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ Mpa	41

Gambar 3.14 Persyaratan Detail Tulangan Transversal Kolom	41
Gambar 3.15 Desain Gaya Geser Untuk Balok dan Kolom	44
Gambar 3.16 Parameter Gerak Tanah, S_S	49
Gambar 3.17 Parameter Gerah Tanah, S_I	49
Gambar 3.18 Desain Respon Spektrum	52
Gambar 3.19 Peta Transisi Periode Panjang (T_I)	52
Gambar 3.20 Parameter Simpangan Antar Lantai	57
Gambar 4.1 Lokasi Objek Penelitian	58
Gambar 4.2 Denah Balok dan Kolom Lantai 1	59
Gambar 4.3 Denah Pelat Lantai 1	59
Gambar 4.4 Pemodelan 3D Bangunan Objek Penelitian	61
Gambar 4.5 Bagan Alir Penelitian	63
Gambar 5.1 Denah Struktur Tangga	65
Gambar 5.2 Mencari Tinggi Vertikal	65
Gambar 5.3 <i>Output</i> Berat Struktur ETABS v.18	71
Gambar 5.4 Grafik Respons Spektrum SNI 1726-2019	75
Gambar 5.5 Periode Hasil Analisa Struktur ETABS v.18	76
Gambar 5.6 Nilai Partisipasi Massa Ragam Struktur Hasil Pemodelan ETABS v.18	79
Gambar 5.7 Periode Tiap Mode Hasil Pemodelan ETABS v.18	79
Gambar 5.8 Gaya Geser Dinamik Hasil Pemodelan ETABS v.18	80
Gambar 5.9 Denah Kolom yang Ditinjau untuk Dilakukan Analisis Simpangan	81
Gambar 5.10 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 1	91
Gambar 5.11 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 1	91
Gambar 5.12 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 2	91
Gambar 5.13 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 2	92
Gambar 5.14 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 3	92
Gambar 5.15 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 3	92
Gambar 5.16 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 4	93
Gambar 5.17 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 4	93

Gambar 5.18 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 5	93
Gambar 5.19 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 5	94
Gambar 5.20 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 6	94
Gambar 5.21 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 6	94
Gambar 5.22 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 7	95
Gambar 5.23 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 7	95
Gambar 5.24 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 8	95
Gambar 5.25 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 8	96
Gambar 5.26 Ilustrasi Penampang Balok Tumpuan	98
Gambar 5.27 Nomogram Kekangan Ujung Kolom Arah X	113
Gambar 5.28 Nomogram Kekangan Ujung Kolom Arah Y	117
Gambar 5.29 Diagram Mn-Pn Kolom Kode 8 Lantai 1 Arah X	126
Gambar 5.30 Diagram Mn-Pn Kolom Kode 8 Lantai 1 Arah Y	127
Gambar 5.31 Perbandingan Respon Spektrum SNI 1726-2012 dan SNI 1726-2019	136
Gambar 5.32 Jumlah Tulangan Lentur Balok Tumpuan Atas	137
Gambar 5.33 Jumlah Tulangan Lentur Balok Tumpuan Bawah	138
Gambar 5.34 Jumlah Tulangan Lentur Balok Lapangan Atas	138
Gambar 5.35 Jumlah Tulangan Lentur Balok Lapangan Bawah	139
Gambar 5.36 Jumlah Tulangan Longitudinal Kolom	140

ABSTRAK

Perkembangan ilmu teknik sipil didorong untuk selalu berinovasi dan pembaruan baik secara teknis maupun nonteknis. Hal ini berkaitan dengan keamanan, kemudahan, keselamatan, dan efisiensi. Awal tahun 2020 badan standarisasi nasional merilis SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019. Pembaruan ini menjadi pemutakhiran data bagi peraturan sebelumnya. Oleh karena itu dilakukan perencanaan ulang Gedung Blok A RSUD Aisyiyah Ponorogo berlantai 7 yang masih menggunakan SNI lama dengan mengimplementasikan SNI baru. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui gaya geser seismik, simpangan antar lantai, dan rasio tulangan balok-kolom yang ditinjau mengacu SNI baru. Pemodelan dan analisis menggunakan bantuan program ETABS v.18. Hasilnya diperoleh gaya geser seismik dengan SNI 1726-2019 lebih besar dibanding peraturan sebelumnya, yakni $V_{Dinamis}$ arah X sebesar 2791,8 kN dan $V_{Dinamis}$ arah Y sebesar 2759,8 kN, serta V_{Statik} sebesar 2777,7 kN. Simpangan antar lantai terbesar terjadi di kolom titik 3 dan 4 pada lantai 4 yang memiliki simpangan sebesar 38 mm, tetapi masih tidak melebihi simpangan ijin. Terdapat perbedaan hasil antara penggunaan SNI 2847-2013 dan SNI 2847-2019 untuk kebutuhan tulangan dengan tidak merubah dimensi penampang. Perubahan signifikan tulangan longitudinal pada balok B3B (300x500) dapat dikurangi jumlah tulangan di tumpuan dan lapangan sehingga rasio tulangan menjadi 0,99% dengan mengubah diameter tulangan. Kolom juga dapat dikurangi jumlah tulangan longitudinal sehingga rasio tulangan menjadi 1,7% dengan diameter tulangan yang sama. Berdasarkan analisis yang direncanakan ulang masih memenuhi kriteria pada SNI baru dan mengandung konsep Strong Column Weak Beam.

Kata kunci: balok, kolom, SNI, 2847,1726

ABSTRACT

The development of civil engineering science is encouraged to always innovate and update both technically and non-technically. This is related to security, convenience, safety, and efficiency. In early 2020 the national standardization agency released SNI 2847-2019 and SNI 1726-2019. This update is a data update for the previous regulations. Therefore, a re-planning of the 7-floor Aisyiyah Ponorogo RSU Building was carried out which was still using the old SNI by implementing the new SNI. This study aims to determine the seismic shear force, the drift between floors, and the beam-column reinforcement ratio which is reviewed according to the new SNI. Modeling and analysis using the help of the ETABS v.18 program. The result is that the seismic shear force with SNI 1726-2019 is greater than the previous regulation, namely the X-direction dynamic V of 2791.8 kN and Y-direction VDynamic of 2759.8 kN, and 2777.7 kN of Static V. The largest inter-floor deviation occurs in column points 3 and 4 on the 4th floor which has a deviation of 38 mm, but still does not exceed the allowable deviation. There is a difference in the results between the use of SNI 2847-2013 and SNI 2847-2019 for reinforcement requirements without changing the cross-sectional dimensions. Significant changes in longitudinal reinforcement in B3B beams (300x500) can be reduced by reducing the amount of reinforcement at the supports and in the field so that the reinforcement ratio becomes 0.99% by changing the diameter of the reinforcement. Columns can also be reduced in the amount of longitudinal reinforcement so that the reinforcement ratio is 1.7% with the same diameter of reinforcement. Based on the re-planned analysis, it still meets the criteria for the new SNI and contains the concept of Strong Column Weak Beam

Keywords: Column, Beam, SNI, 2847,1726

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pengetahuan ilmu teknik sipil tentang rekayasa struktur bangunan gedung dan non gedung seiring waktu berjalan semakin didorong untuk berkembang. Hal tersebut dapat dipengaruhi oleh kemajuan teknologi bahan konstruksi maupun pembaruan data teknis yang berkaitan dengan perencanaan bangunan. Perencanaan struktur untuk bangunan, wajib mengikuti peraturan standar yang dikeluarkan oleh pemerintah melalui Badan Standarisasi Nasional (BSN). Peraturan di Indonesia mengenai kegempaan dalam perencanaan struktur bangunan dibuat terpisah dari SNI 03-2847-2013.

Awal tahun 2020, terdapat pembaruan peraturan mengenai Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan yang diatur dalam SNI 2847-2019 dan peraturan mengenai Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung yang diatur dalam SNI 1726-2019. Peraturan yang telah ada sebelumnya, yakni SNI 2847-2013 dan SNI 1726-2012 secara teori akan diganti dan membatalkan kedua peraturan tersebut.

Salah satu bangunan gedung yang sudah direncanakan dan saat ini dalam proses pembangunan adalah Gedung Blok A RSUD 'Aisyiyah di Kabupaten Ponorogo. Objek penelitian yang dibangun di Jalan Dr. Sutomo No. 18-24, Bangunsari, Kecamatan Ponorogo, Kabupaten Ponorogo terdiri dari 7 lantai dengan tinggi total $\pm 27,945$ meter. Konsultan Perencana dalam perencanaan gedung tersebut masih menggunakan kriteria peraturan yang lama yaitu SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013 (Gambar 1.1).



Gambar 1.1 Proyek Pembangunan Rumah Sakit Umum Aisyiyah Ponorogo

Untuk melihat perbedaan hasil desain struktur bangunan gedung menggunakan peraturan Standar Nasional Indonesia (SNI) terbaru dengan yang lama, maka dilakukan desain ulang terhadap struktur bangunan gedung yang ditinjau berdasarkan SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019. Perencanaan struktur beton bertulang dengan menggunakan SNI yang terbaru akan memiliki kinerja struktur yang lebih baik, karena bangunan akan bersifat lebih daktail. (Perceke, 2013).

Perencanaan bangunan gedung harus meninjau aspek keefektifan dari segi kekuatan struktur dan pemilihan material konstruksi yang akan digunakan, sehingga dapat menghasilkan gedung yang kuat, aman, dan efisien. Hasil evaluasi menggunakan peraturan SNI yang terbaru menjadi pembandingan dengan penggunaan peraturan yang lama, sehingga dapat mengetahui desain struktur bangunan Gedung Blok A RSUD ‘Aisyiyah Kabupaten Ponorogo mengalami *overdesign* atau memiliki desain yang tidak memenuhi standar yang berlaku saat ini. Penelitian ini akan dianalisis menggunakan perangkat lunak ETABS v.18 untuk mengetahui gaya-gaya yang terjadi dalam elemen struktur bangunan gedung dan Microsoft Excel untuk menghitung gaya gempa dan kapasitas

penampang struktur bangunan secara manual. Perhitungan dilakukan dengan aturan yang tertulis di dua peraturan, yakni SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang tersebut, maka permasalahan dapat dirumuskan sebagai berikut.

1. Apakah terdapat perbedaan nilai gaya geser dasar dan *displacement* bangunan antara bangunan yang direncanakan dengan SNI 03-1726-2012 dan dengan SNI 03-1726-2019?
2. Apakah terdapat perbedaan rasio tulangan pada setiap kode penulangan yang ditinjau pada proyek ini saat menggunakan SNI 03-2847-2013 dan SNI 03-2847-2019?

1.3. Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang telah disebutkan, tujuan dari penelitian untuk mengetahui:

1. Mengetahui perbedaan nilai gaya geser dasar dan *displacement* bangunan antara bangunan yang direncanakan dengan SNI 03-1726-2012 dan dengan SNI 03-1726-2019.
2. Mengetahui perbedaan rasio tulangan pada setiap kode penulangan yang ditinjau pada proyek ini saat menggunakan SNI 03-2847-2013 dan SNI 03-2847-2019.

1.4. Manfaat Penelitian

Berdasarkan tujuan yang telah disebutkan, penelitian ini diharapkan memiliki manfaat untuk:

1. Memberi pengetahuan kepada pembaca mengenai perbedaan hasil desain dari SNI 03-2847-2019 dan SNI 03-2847-2013.
2. Menambah wawasan dalam merencanakan struktur gedung tahan gempa.
3. Dapat dijadikan referensi dalam penelitian selanjutnya.

1.5. Batasan Penelitian

Adapun batasan masalah dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Studi kasus dilakukan pada 1 (satu) objek bangunan proyek pembangunan Gedung Blok A RSUD 'Aisyiyah Ponorogo.
2. Model bangunan merupakan bangunan tingkat tinggi yang terdiri dari 7 lantai dan 1 lantai atap dengan ketinggian $\pm 27,945$ meter.
3. Data terkait diperoleh dari konsultan dan kontraktor.
4. Pemodelan dilakukan dengan bantuan *software* ETABS versi 18.
5. Analisis dilakukan pada semua komponen kolom dan balok dengan menggunakan SNI 03-2847-2019 dan SNI 03-2847-2013.
6. Pembebanan gedung meliputi:
 - a. beban mati (berat sendiri struktur),
 - b. beban hidup (beban akibat fungsi bangunan), dan
 - c. beban lateral (beban gempa horizontal dan vertikal).
7. Beban angin dan beban hujan tidak diperhitungkan.
8. Beban gempa menggunakan perhitungan *response spektrum*.
9. Peraturan yang digunakan meliputi:
 - a. Perencanaan beban hidup dan beban mati menggunakan peraturan SNI 03-1727-1989 PPPURG,
 - b. perencanaan beban gempa menggunakan peraturan SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-1726-2019,
 - c. perencanaan beton struktural menggunakan peraturan SNI 03-2847-2013 dan SNI 03-2847-2019.
10. Nilai perhitungan pada balok dan kolom diambil dari hasil ETABS v.18.
11. Jenis pondasi menggunakan *borepile*, sehingga sistem tumpuan dianggap sebagai jepit.
12. Struktur bawah tidak dilakukan analisis.
13. Rencana Anggaran Biaya (RAB) tidak dilakukan perhitungan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

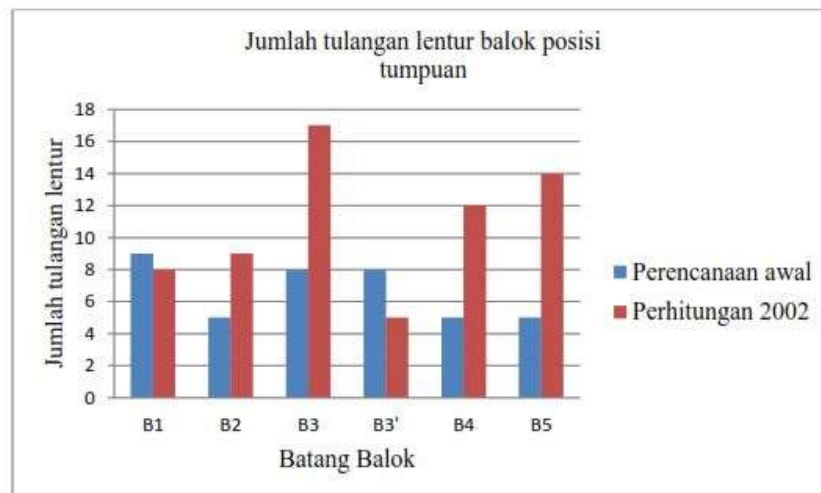
2.1. Tinjauan Pustaka

Menurut literatur yang didapatkan penulis, penelitian dengan studi kasus perancangan ulang Gedung Blok A RSUD Aisyiyah Ponorogo berdasarkan SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019 belum ada yang melakukan penelitian sebelumnya. Perbedaan tugas akhir yang penulis susun dengan tugas akhir sebelumnya yaitu terletak pada objek bangunan penelitian, elemen struktur tinjauan yang diambil, dan penggunaan peraturan atau standar yang dipakai di Indonesia. Dalam penulisan tugas akhir ini, penulis mendapatkan literasi dari beberapa jurnal yang akan dijelaskan pada paragraf berikut ini.

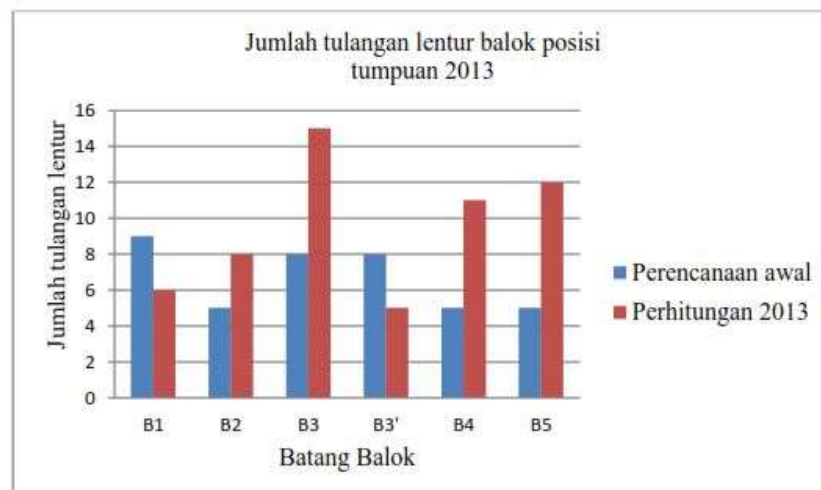
2.1.1. Penelitian Terdahulu

Sutrizal Hartawan, (2016) melakukan penelitian tentang “Perencanaan Ulang Struktur Portal Gedung Hotel Yellow Star dengan Membandingkan SNI 03-2847-2002 dan SNI 03-2847-2013” dengan tujuan merencanakan ulang struktur gedung berdasarkan SNI 2847-2002 dan SNI 2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. Metode penelitian yang digunakan adalah dengan mengumpulkan data-data penelitian seperti mutu beton, baja tulangan, dan gambar struktur dari objek penelitian serta literatur terkait. Lalu menghitung pembebanan secara manual yang berupa beban mati, beban hidup, beban gempa, dan beban angin. Setelah dihitung maka selanjutnya dilakukan analisis struktur menggunakan program SAP2000 v.14 untuk mengetahui gaya dalam yang terjadi. *Output* analisis digunakan untuk menghitung tulangan lentur dan tulangan geser dari balok dan kolom. Lalu dilakukan pengecekan apakah tulangan yang telah dihitung sudah aman terhadap lendutan dan momen. Hasil dari perencanaan ulang menunjukkan bahwa terdapat perbedaan dari perencanaan awal (data eksisting). Hasil penelitian menunjukkan jumlah tulangan lentur pada balok terdapat penambahan dan pengurangan jumlah tulangan yang dipakai serta

beberapa kolom tipe tinjauan yang dilakukan analisis mengalami pengecilan jarak dan pembesaran jarak antar sengkang. Dalam penelitian ini juga menunjukkan perhitungan menggunakan SNI 2847-2013 lebih ekonomis dibanding penggunaan SNI 2847-2002 yang diakibatkan oleh faktor λ dan pengaruh desimal pada rumus. Contoh perbedaan diantara kedua penggunaan standar dapat dilihat pada gambar 2.1-2.2 berikut ini.



Gambar 2.1 Diagram Jumlah Tulangan Lentur Posisi Tumpuan Perencanaan Awal dan Perencanaan Ulang SNI 2847-2002 (Sutrizal Hartawan, 2016)



Gambar 2.2 Diagram Jumlah Tulangan Lentur Posisi Tumpuan Perencanaan Awal dan Perencanaan Ulang SNI 2847-2013 (Sutrizal Hartawan, 2016)

Sasmita dkk. (2016) melakukan penelitian tentang “Perencanaan Struktur G-Hotel 10 Lantai Dengan Sistem Konstruksi Beton Bertulang Jalan Jenderal Urip, Kota Pontianak, Provinsi Kalimantan Barat” dengan perencanaan menggunakan konsep Desain Kapasitas, sehingga dengan penggunaan konsep ini bertujuan agar apabila terjadi gempa kuat dapat menyebabkan terbentuknya sendi plastis di balok. Guna mendukung konsep ini, maka kolom harus didesain lebih kuat (*Strong Column Weak Beam*). Analisis struktur dibantu dengan program ETABS v.9.7.4 dan SAP2000 v.14. Hasil perhitungan ini diperoleh tulangan longitudinal balok B1 (400x700) dengan 9D22 tulangan tarik, 5D22 tulangan tekan pada bagian tumpuan, dengan beugel 4 Φ 10-100 dan 5D22 tulangan tarik, 3D22 tulangan tekan pada bagian lapangan dengan beugel Φ 10-125; balok B2 (250x450) dengan 2D16 tulangan tarik, 2D16 tulangan tekan pada bagian tumpuan dengan beugel Φ 8-150 dan 2D16 tulangan tarik, 2D16 tulangan tekan pada bagian lapangan dengan beugel Φ 8-150, balok B3 (400x800) dengan tulangan pokok 12D22 pada bagian tumpuan dengan beugel Φ 10-250, tulangan pokok 12D22 pada bagian lapangan dengan beugel Φ 10-300 pada bagian lapangan. Untuk kolom 700 dengan 16D22 dengan beugel 4 Φ 13-100 pada bentang di dalam Lo dan kolom 700 dengan 16D22 dengan beugel 4 Φ 13-100 pada bentang diluar Lo. Pile cap arah melintang dengan D22-130 dan arah memanjang D22-130.

M. Iqbal, (2020) melakukan penelitian tentang “Studi Perbandingan Desain Kolom Menggunakan Metode SNI 03-2847-2013 dan ACI 318-14” dengan tujuan untuk mengetahui hasil perbedaan desain struktur kolom menggunakan SNI 03-2847-2013 dan ACI 318-14 pada proyek Rumah Sakit JIH Solo dan signifikansi dari perbedaan desain struktur kolom. Desain meninjau pada elemen struktur kolom yang diolah datanya dengan Microsoft Excel untuk menghitung gaya gempa dan kapasitas elemen struktur dan analisis menggunakan SAP2000 v.14 untuk mengetahui periode alami dan gaya-gaya dalam yang terjadi pada elemen struktur. Hasil analisis antara mutu 30 MPa dan 71 MPa penggunaan standar SNI dan ACI menghasilkan desain yang sama. Hal tersebut dikarenakan rumus ACI 318-14

diharuskan memenuhi 2 syarat, yaitu 1) $P_u > 0,3.A_g.f'_c$ dan 2) $f'_c > 70$ MPa. Pada hasil desain SAP2000 gedung eksisting, P_u terbesar kolom (600x800) sebesar 7262,5 kN dimana hasil tersebut tidak melebihi persyaratan pertama ($7262,5 \text{ kN} < 10224 \text{ kN}$). Untuk melihat signifikansi perbedaan, dilakukan *re-desain* dimensi kolom, sehingga didapat P_u terbesar kolom *re-desain* (400x600) sebesar 7004,939 kN ($7004,939 \text{ kN} > 5112 \text{ kN}$). Dari P_u tersebut dilakukan desain kebutuhan tulangan pengekang menggunakan SNI dan ACI, sehingga didapat jumlah tulangan pengekang pada SNI 4,5 P13-100 dan ACI 5 P13-100.

Frinsilia, dkk. (2020) melakukan penelitian tentang “Perencanaan Struktur Beton Bertulang Gedung Kuliah 5 Lantai” dengan tujuan perencanaan mendapatkan konfigurasi struktur yang memenuhi kriteria perencanaan bangunan bertingkat serta mendapatkan dimensi elemen-elemen beton bertulang yang memenuhi syarat menurut SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019. Metode pengumpulan data menggunakan data primer atau data rencana yang sudah ada seperti gambar denah pekerjaan proyek, data tanah dan data material yang digunakan objek penelitian serta studi literatur sebagai pendukung informasi. Untuk mengolah data yang terkumpul menggunakan bantuan program ETABS dengan memasukkan kombinasi pembebanan. Selanjutnya perhitungan tulangan dikerjakan secara manual menggunakan Microsoft Excel. Berdasarkan hasil analisis yang dilakukan pada elemen-elemen struktur yang direncanakan (balok 350x650 mm, 300x400 mm, 200x350 mm dan kolom 500x500 mm, 400x400 mm) telah memenuhi kriteria penampang untuk sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), yaitu *Strong Column Weak Beam*, tahan terhadap geser dan telah memenuhi syarat-syarat pendetailan untuk mendapatkan struktur yang bersifat daktail.

2.2. Keaslian Penelitian

Dalam proses pengejaan Tugas Akhir, maka diperlukan adanya studi perbandingan terhadap penelitian-penelitian sebelumnya. Hal ini dapat dijadikan sebagai bahan acuan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini. 4 (empat) penelitian terkait yang pernah dilakukan dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut ini.

Tabel 2.1 Perbedaan penelitian terdahulu dan penelitian sekarang

Penulis	Judul	Metode penelitian	Kesimpulan
Sutrizal Hartawan (2016)	Perencanaan Ulang Struktur Portal Gedung Hotel Yellow Star dengan Membandingkan SNI 03 – 2847 – 2002 dan SNI 03 – 2847 – 2013	Analisis struktur bangunan menggunakan piranti lunak SAP 2000 v14.0 untuk mengetahui gaya dalam, kemudian <i>output</i> analisis struktur digunakan untuk menghitung tulangan lentur dan tulangan geser balok dan kolom.	Tulangan lentur dan tulangan geser pada batang balok memiliki perbedaan dari perencanaan awal dan ulang. Beberapa kolom tipe mengalami pengecilan jarak dan lainnya terdapat pembesaran jarak. Perhitungan SNI 03-2847-2013 lebih hemat dibanding menggunakan SNI 03-2847-2002 akibat faktor λ dan pengaruh desimal pada rumus.
Sasmita (2016)	Perencanaan Struktur G-Hotel 10 Lantai dengan Sistem Konstruksi Beton Bertulang Jalan Jenderal Urip, Kota Pontianak, Provinsi Kalimantan Barat	Struktur didesain menggunakan sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) berdasarkan SNI 03-2847-2002 dan analisis beban gempa menggunakan respon spektrum yang berdasarkan SNI 03-1726-2012.	Hasil perhitungan diperoleh tulangan longitudinal balok B1 (400x700), balok B2 (250x450), balok B3 (400x800), dan kolom (700x700).

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan penelitian terdahulu dan penelitian sekarang

Penulis	Judul	Metode penelitian	Kesimpulan
M. Iqbal (2020)	Studi Perbandingan Desain Kolom Menggunakan Metode SNI 03-2847-2013 dan ACI 318-14	Desain hanya meninjau pada elemen struktur kolom yang diolah datanya dengan Microsoft Excel untuk menghitung gaya gempa dan kapasitas elemen struktur dan analisis menggunakan SAP 2000 v14.0 untuk mengetahui periode alami dan gaya-gaya dalam yang terjadi pada elemen.	Hasil desain kolom dengan mutu perencanaan beton 30 MPa menggunakan SNI 03-2847-2013 dan ACI 318-14 tidak memiliki perbedaan. Namun terdapat perbedaan pada kolom kode K11 yang memiliki nilai P_u lebih dari $0,3A_g f'_c$.
Frinsilia (2020)	Perencanaan Struktur Beton Bertulang Gedung Kuliah 5 Lantai	Perencanaan struktur beton bertulang menggunakan metode sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) yang mengacu pada SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019.	Hasil analisis dimensi struktur yang direncanakan (balok 350x650mm, 300x400mm, 200x350mm, dan kolom 500x500mm, 400x400mm) telah memenuhi kriteria sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), yaitu <i>Strong Column Weak Beam</i> , tahan terhadap geser, dan telah memenuhi syarat pendetailan.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan penelitian terdahulu dan penelitian sekarang

Penulis	Judul	Metode penelitian	Kesimpulan
Penulis (2021)	Perencanaan Ulang Struktur Beton Bertulang Gedung Rumah Sakit 8 Lantai Berdasarkan SNI 03-2847-2019	Studi hanya meninjau balok dan kolom yang terlebih dahulu diolah di Microsoft Excel dan analisis menggunakan SAP 2000 v14.0 untuk mengetahui -gaya dalam yang terjadi pada elemen	Hasil analisis akan diperoleh untuk mengetahui perbedaan desain balok dan kolom saat menggunakan SNI 03-2847-2013 dan SNI 03-2847-2019 pada proyek pembangunan gedung rumah sakit 8 lantai.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1. Persyaratan sistem struktur

SNI 2847-2019 sebagai standar terbaru dalam persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung telah dikelompokkan dengan jelas ketentuan-ketentuan untuk perancangan beton struktural termasuk beton polos, beton dengan penulangan nonprategang, prategang atau keduanya, kolom komposit, pipa atau selubung dan pengangkuran ke beton. Standar ini berfungsi sebagai sarana pedoman dalam penetapan persyaratan-persyaratan minimum untuk desain dan konstruksi beton struktural.

3.1.1 Properti desain beton

Berdasarkan SNI 2847-2019 di pasal 19.1, persyaratan yang harus dipenuhi untuk properti desain beton struktural bangunan gedung adalah sebagai berikut:

1. Persyaratan kekuatan tekan

Nilai dari f_c' harus dispesifikasikan dalam dokumen konstruksi dan harus sesuai dengan persyaratan. Nilai minimum f_c' untuk struktur beton dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut ini.

Tabel 3.1 Batasan nilai f_c'

Kegunaan	Jenis beton	Nilai f_c' minimum (Mpa)	Nilai f_c' maksimum (Mpa)
Umum	Berat normal dan berat ringan	17	Tidak ada batasan
Sistem rangka pemikul momen khusus dan dinding struktural khusus	Berat normal	21	Tidak ada batasan
	Berat ringan	21	35

(sumber: SNI 2847-2019)

Tidak ada batasan untuk nilai maksimum f_c' kecuali disyaratkan oleh ketentuan standar yang spesifik. Untuk desain sistem rangka pemikul

momen khusus dan dinding struktural khusus dan dinding struktural khusus yang digunakan untuk menahan gaya gempa, standar ini membatasi nilai maksimum f_c' untuk beton ringan menjadi 35 Mpa.

2. Modulus elastisitas

Modulus elastisitas beton merupakan perbandingan dari tekanan yang diberikan dengan perubahan bentuk per satuan panjang (Murdock & Brook, 1991). Modulus elastisitas (E_c) didefinisikan sebagai kemiringan garis yang digambar dari tegangan nol hingga tegangan tekan sebesar $0,45 f_c'$. Modulus elastisitas beton (E_c) dihitung berdasarkan dua kondisi.

a. Untuk nilai w_c di antara 1400 dan 2560 kg/m³

$$E_c = w_c^{1,5} \cdot 0,043 \sqrt{f_c'} \text{ (Mpa)} \quad (3.1)$$

b. Untuk beton normal

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \text{ (Mpa)} \quad (3.2)$$

3.1.2 Dasar kekuatan desain

Berdasarkan SNI 2847-2019 di pasal 4.6, kekuatan desain dari komponen, *joint*, dan sambungannya dalam hal momen, gaya aksial, gaya geser, gaya torsi, dan gaya tumpu, dihitung dengan mengalikan kekuatan nominalnya S_n dengan faktor reduksi kekuatan ϕ . Persyaratan kekuatan desain menghasilkan persamaan berikut:

Kekuatan desain $\geq$ Kekuatan perlu

$$\phi S_n \geq U \quad (3.3)$$

Kekuatan desain atau kekuatan yang dapat digunakan dari suatu komponen atau penampang adalah kekuatan nominal yang direduksi dengan faktor reduksi kekuatan ϕ . Tujuan penggunaan faktor reduksi adalah untuk memperkirakan hitungan terdapat kemungkinan terjadi penurunan kekuatan akibat perbedaan pemilihan material dan dimensi dalam perencanaan konstruksi.

3.2. Faktor pembebanan dan kemampuan layan

Perencanaan struktur bangunan gedung harus memenuhi persyaratan yang telah diatur dalam standar yang berlaku di Indonesia. Pemenuhan persyaratan wajib dilakukan agar struktur bangunan tersebut aman secara konstruksi. Perencanaan struktur bangunan harus dapat menahan beban mati, beban hidup, beban akibat gempa, beban akibat angin, dan beban akibat hujan yang bekerja pada struktur bangunan.

3.2.1 Faktor beban dan kombinasi beban

Beban adalah gaya yang bekerja pada suatu struktur. Beban yang bekerja pada suatu komponen struktur memiliki besaran yang berbeda. Hal tersebut diakibatkan oleh peraturan pembebanan yang berlaku. Pada penelitian ini menggunakan SNI 1727-1989 PPPURG untuk diambil dasar beban mati dan beban hidup.

1. Beban Mati (*Dead load*)

Definisi beban mati menurut SNI 1727-1989 PPPURG adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang seperti:

- a. Dinding dan dinding partisi tetap
- b. Lantai/pelat
- c. Atap
- d. Plafon
- e. *Finisihing*
- f. Klading gedung, dan
- g. Komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran.

Selain dari komponen struktural dan arsitektural, beban mati rencana juga perlu diperhitungkan berat peralatan layan tetap yang digunakan dalam bangunan gedung seperti plambing, mekanikal elektrik, alat pemanas, ventilasi, dan sistem pengondisian udara.

2. Beban Hidup (*live load*)

Definisi beban hidup menurut SNI 1727-1989 PPPURG adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Perancangan struktur lantai, atap, dan permukaan sejenisnya wajib dirancang untuk mendukung beban hidup dengan aman dan terdistribusi merata sesuai yang telah ditentukan atau beban terpusat. Beban terpusat dapat diasumsikan bekerja secara merata pada luasan daerah 2,5 ft (762 mm) x 2,5 ft (762 mm) persegi dan ditaruh sedemikian rupa agar menghasilkan efek beban yang maksimum dalam struktur komponen. Beban hidup harus didistribusikan seperti yang disyaratkan dalam Tabel 3.2 berikut ini.

Tabel 3.2 Beban hidup terdistribusi merata minimum dan beban hidup terpusat minimum

Penggunaan	Beban hidup (kg/m)
a. Lantai dan tangga rumah tinggal, kecuali yang disebut dalam b	250
b. Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang-gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik atau bengkel	125
c. Lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel asrama dan rumah sakit	250
d. Lantai ruang olahraga	400
e. Lantai ruang dansa	500
f. Lantai dan balkon dalam dari ruang-ruang untuk pertemuan yang lain daripada yang disebut dalam a s/d e, seperti masjid, gereja, ruang pagelaran, ruang rapat, bioskop, dan panggung penonton dengan tempat duduk tetap	400
g. Panggung penonton dengan tempat duduk tidak tetap atau untuk penonton yang berdiri	500
h. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam c	300
i. Tangga, bordes tangga dan gang dari yang disebut dalam d,e,f , & g	500
j. Lantai ruang pelengkap dari yang disebut dalam c,d,e,f, dan g	250
k. Lantai untuk: pabrik, bengkel, gudang, perpustakaan, ruang arsip, toko buku, toko besi, ruang alat-alat dan ruang mesin, harus direncanakan terhadap beban hidup yang ditentukan tersendiri, dengan minimum	400
l. Lantai gedung parkir bertingkat	
- Untuk lantai bawah	800
- Untuk lantai tingkat lainnya	400

m. Balkon-balkon yang menjorok beban keluar harus direncanakan terhadap beban hidup dari lantai ruang yang berbatasan, dengan minimum	300
---	-----

(sumber: SNI 1727-1989 PPPURG)

3. Kekuatan perlu dan kombinasi beban

Berdasarkan SNI 2847-2019 di pasal 5, persyaratan yang harus dipenuhi untuk properti desain beton struktural bangunan gedung adalah kekuatan perlu. Kekuatan perlu (U) dinyatakan dalam bentuk beban terfaktor. Beban terfaktor sendiri adalah beban-beban yang telah ditetapkan dalam peraturan standar pembebanan, kemudian dikalikan dengan variabel beban yang sesuai. Menurut SNI 2847-2019 pasal 5.3, kekuatan perlu harus paling tidak sama dengan pengaruh beban terfaktor dalam Tabel 3.3 berikut ini.

Tabel 3.3 Kombinasi beban

Kombinasi beban	Persamaan	Beban utama
$U = 1,4D$	3.4.a	D
$U = 1,2D + 1,6I + 0,5(I_r \text{ atau } R)$	3.4.b	I
$U = 1,2D + 1,6(I_r \text{ atau } R) + (1,0I \text{ atau } 0,5W)$	3.4.c	$I_r \text{ atau } R$
$U = 1,2D + 1,0W + 1,0I + 0,5(I_r \text{ atau } R)$	3.4.d	W
$U = 1,2D + 1,0E + 1,0I$	3.4.e	E
$U = 0,9D + 1,0W$	3.4.f	W
$U = 0,9D + 1,0E$	3.4.g	E

(sumber: SNI 2847-2019)

dengan:

D = beban mati pada bangunan

I = beban hidup pada bangunan

I_r = beban hidup atap

R = beban hujan

W = beban angin

Berbagai kombinasi beban tersebut menentukan kondisi desain, karena hal ini menjadi pertimbangan apabila kekuatan tergantung pada lebih dari satu pengaruh beban, seperti kombinasi beban lentur dan aksial atau kekuatan geser pada komponen struktur dengan beban aksial.

- a. Faktor beban hidup (I) dalam persamaan (3.4.c), (3.4.d), dan (3.4.e) diizinkan direduksi hingga 0,5 kecuali untuk garasi, luasan tempat yang digunakan berkumpul publik, dan luasan dimana I lebih besar dari 4,8 kN/m².
- b. Faktor beban angin (W) sebagai tingkat layan, $1,6W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $1,0W$ dalam persamaan (3.4.d) dan (3.4.f), dan $0,8W$ harus digunakan sebagai pengganti dari $0,5W$ dalam persamaan (3.4.c).
- c. Pengaruh struktural dari gaya akibat kekangan oleh perubahan volume dan perbedaan penurunan (T) harus ditinjau dalam kombinasi dengan beban lainnya. Jika pengaruh T dapat memberikan pengaruh merugikan terhadap keamanan kinerja struktural. Faktor beban pada T tidak boleh mempunyai nilai kurang dari 1,0.
- d. Bila terdapat tekanan lateral tanah (H), harus disertakan kombinasi beban dari 3.4.a dengan faktor beban sesuai dengan 1), 2), atau 3):
 - 1) Bila H bekerja sendirian atau menambah pada pengaruh beban utama, harus disertakan dengan faktor beban sebesar 1,6.
 - 2) Bila pengaruh H permanen dan melawan pengaruh beban lainnya, harus disertakan dengan faktor beban sebesar 0,9.
 - 3) Bila pengaruh H tidak permanen, tetapi bila terdapat perlawanan pengaruh beban lainnya, H tidak boleh disertakan.

3.2.2 Faktor reduksi komponen

Pada sub-bab sebelumnya telah ditulis dasar kekuatan yang harus disediakan oleh suatu komponen struktur, sambungannya, dan penampangnya, sehubungan dengan lentur, beban normal, geser, dan torsi, harus diambil sebesar kekuatan nominal dihitung sesuai dengan persyaratan dan asumsi standar ini yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ). Fungsi faktor reduksi kekuatan (ϕ) adalah untuk memperkirakan kemungkinan kekuatan penampang tidak mencukupi (*under-strength*) karena perbedaan dimensi dan kekuatan material, untuk

memperkirakan ketidaktepatan pada tahap perancangan, untuk merefleksikan ketersediaan daktilitas dan tingkat keandalan yang diperlukan komponen struktur relatif terhadap beban, dan untuk menyatakan seberapa penting komponen struktur terhadap keseluruhan (MacGregor, 1976; Winter, 1979)

1. Faktor reduksi kekuatan (ϕ) yang digunakan dalam perancangan harus disesuaikan pada Tabel 3.4 berikut ini.

Tabel 3.4 Faktor reduksi kekuatan (ϕ)

Gaya atau elemen struktur		ϕ	Pengecualian
a	Momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65-0,90 sesuai pasal 21.2.2 pada SNI 2847-2019	Di dekat ujung komponen pratarik (<i>pretension</i>) dimana <i>strand</i> belum sepenuhnya bekerja, ϕ harus sesuai dengan pasal 21.2.3 pada SNI 2847-2019
b	Geser	0,75	Persyaratan tambahan untuk struktur tahan gempa terdapat pada SNI 2847-2019 pasal 21.2.4
c	Torsi	0,75	-
d	Tumpu (<i>bearing</i>)	0,65	-
e	Zona angkur pascatarik (<i>post-tension</i>)	0,85	-
f	<i>Bracket</i> dan korbel	0,75	-
g	<i>Strut, ties</i> , zona nodal, dan daerah tumpuan yang dirancang dengan <i>strut-and-tie</i>	0,75	-
h	Komponen sambungan beton pracetak terkontrol leleh oleh elemen baja dalam tarik	0,90	-
i	Beton polos	0,60	-
j	Angkur dalam elemen beton	0,45-0,75	-

(sumber: SNI 2847-2019)

2. Nilai kekuatan komponen struktur yang mengalami momen, atau kombinasi momen dan gaya aksial ditentukan oleh kondisi regangan dengan asumsi batas regangan yaitu 0,003. Menurut SNI 2847-2019,

regangan tarik netto (ε_t) adalah regangan tarik tulangan tarik terjauh pada kekuatan nominal. Komponen struktur dianggap terkontrol tekan (*compression-controlled*) jika menerima gaya tekan aksial dan dianggap terkontrol tarik (*tension-controlled*) jika menerima gaya tarik aksial. Balok dan pelat pada umumnya adalah terkontrol tarik, sedang kolom pada umumnya adalah terkontrol tekan.

Batas regangan untuk penampang untuk penampang terkontrol tekan dijelaskan sebagai berikut:

a. Untuk tulangan ulir

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} \quad (3.5)$$

tulangan ulir mutu 420 Mpa dan nilai ε_{ty} yang diizinkan sebesar 0,002

b. Untuk tulangan prategang

Nilai ε_{ty} harus diambil sebesar 0,002

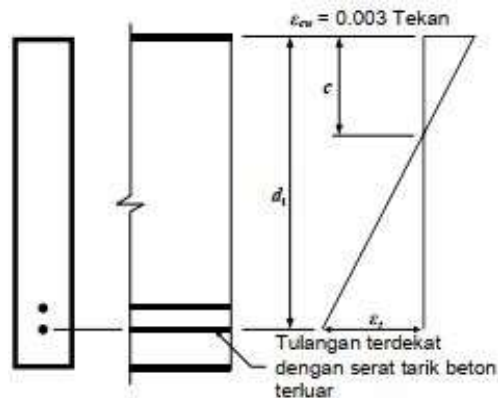
Faktor reduksi mempengaruhi penampang terkontrol karena hal tersebut memiliki variasi sifat daktilitas dan ketangguhan. Pada penampang yang berada di zona transisi, nilai faktor reduksi ditentukan dengan interpolasi linier yang dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut ini.

Tabel 3.5 Faktor reduksi kekuatan untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi dan gaya aksial

Regangan tarik netto (ε_t)	Klasifikasi	ϕ			
		Jenis tulangan transversal			
		Spiral		Tulangan lainnya	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Tekanan terkontrol	0,75	3.6.a	0,65	3.6.b
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0,005$	Transisi ^[1]	$0,75 + 0,15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0,005 - \varepsilon_{ty})}$	3.6.c	$0,65 + 0,25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0,005 - \varepsilon_{ty})}$	3.6.d
$\varepsilon_t \geq 0,005$	Tegangan terkontrol	0,90	3.6.e	0,90	3.6.f

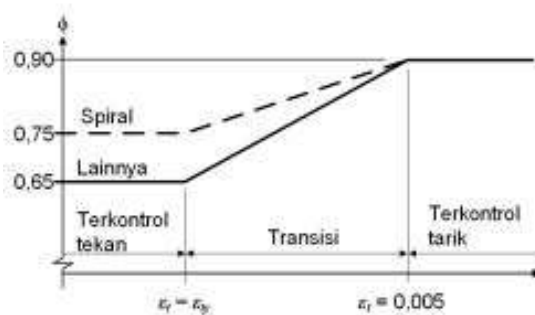
^[1]Untuk penampang transisi, diperbolehkan memakai nilai faktor kekuatan sama dengan penampang terkontrol tekan

(sumber: SNI 2847-2019)



Gambar 3.1 Distribusi tegangan dan regangan tarik netto pada komponen nonprategang

(sumber: SNI 2847-2019)



Gambar 3.2 Variasi nilai ϕ regangan tarik netto pada tulangan tarik terjauh ϵ_t

(sumber: SNI 2847-2019)

3. Komponen struktur yang direncanakan agar dapat menahan gaya gempa (E), nilai faktor reduksi untuk geser apabila kekuatan nominal penampang kurang dari kekuatan geser nominal beton yang sebesar 0,60.
4. Untuk sambungan balok-kolom dan balok kopel dengan tulangan diagonal, faktor reduksi yang diambil untuk geser harus diambil sebesar 0,65.

3.2.3 Kekuatan penampang

Pada pasal 21 di SNI 2847-2019 telah dijelaskan bahwa kuat rencana pada penampang dapat dihitung dengan mengalikan kuat nominal dan faktor reduksi.

Kekuatan lentur dan aksial yang dihitung harus memenuhi kesetimbangan dan kompatibilitas regangan yang telah menjadi persyaratan. Kesetimbangan adalah keseimbangan gaya pada penampang saat menghitung kekuatan nominal. Tegangan beton $0,85f_c'$ diasumsikan terdistribusi rata terhadap zona tekan ekuivalen. Distribusi tegangan beton persegi ekuivalen menghasilkan nilai β_1 yang dapat dilihat pada Tabel 3.6 dan dapat disesuaikan dengan kuat tekan beton.

Tabel 3.6 Nilai β_1 untuk distribusi tegangan beton persegi ekuivalen

f_c' (Mpa)	β_1	
$17 \leq f_c' \leq 28$	0,85	3.7.a
$28 < f_c' < 55$	$0,85 - \frac{0,05 \cdot (f_c' - 28)}{7}$	3.7.b
$f_c' \geq 55$	0,65	3.7.c

(sumber: SNI 2847-2019)

1. Kekuatan lentur nominal dalam perhitungannya untuk komponen komposit diperbolehkan menggunakan nilai f_c' yang dapat menghasilkan nilai M_n paling kritis, karena tiap elemen komponen struktur memiliki kekuatan tekan yang berbeda-beda.
2. Kekuatan tekan aksial nominal (P_n) tidak boleh melebihi nilai $P_{n,max}$ atau dapat dilihat pada Tabel 3.7, dimana nilai P_o dihitung menggunakan persamaan 3.5 untuk komponen struktur nonprategang dan komponen komposit.

$$P_o = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (3.8)$$

dengan:

A_{st} = luas total tulangan longitudinal nonprategang

Tabel 3.7 Kekuatan aksial maksimum

Komponen	Tulangan transversal	$P_{n,max}$	
Nonprategang	Sengkang persegi	$0,80P_o$	(a)
	Spiral	$0,85P_o$	(b)
Prategang	Sengkang persegi	$0,80P_o$	(c)
	Sengkang spiral	$0,85P_o$	(d)
Kolom komposit	Semua	$0,85P_o$	(e)

dan kolom beton			
-----------------	--	--	--

(sumber: SNI 2847-2019)

Nilai kekuatan tarik aksial maksimum (P_{nt}) untuk komponen prategang, komposit, dan nonprategang tidak boleh melebihi nilai $P_{nt,max}$ yang dapat dihitung melalui persamaan berikut ini.

$$P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{pt} \quad (3.9)$$

Dimana $(f_{se} + \Delta f_p)$ tidak melebihi f_{py} , sedangkan nilai A_{pt} adalah nol untuk komponen nonprategang.

- Desain kekuatan torsi berdasar SNI 2847-2019 dianalogikan seperti rangka batang ruang tabung dinding tipis. Balok yang menerima torsi dianggap sebagai tabung dinding tipis dengan mengabaikan penampang beton inti balok, lalu setelah balok bertulang beton retak akibat torsi, kekuatan torsi terutama disediakan oleh sengkang tertutup dan tulangan longitudinal yang ditaruh di dekat permukaan komponen struktur. Perimeter tabung tegangan geser akibat torsi di sembarang titik komponen dapat dilihat pada persamaan berikut ini.

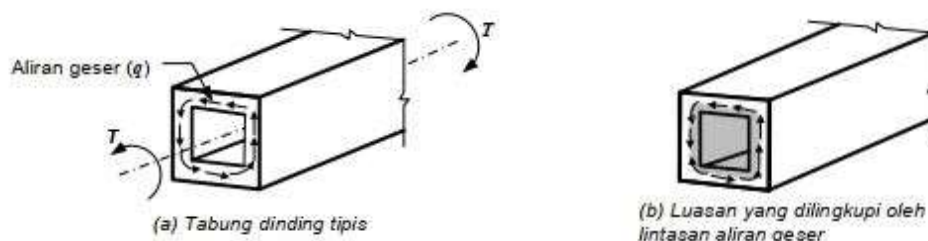
$$\tau = T / (2A_o t) \quad (3.10)$$

dengan:

τ = tegangan geser

A_o = luas bruto yang dilingkupi oleh lintasan aliran geser

t = tebal dinding pada titik dimana tegangan geser dihitung



Gambar 3.3 (a) Tabung dinding tipis; (b) luasan yang dilingkupi oleh lintasan aliran geser

(sumber: SNI 2847-2019)

Momen torsi yang tidak melampaui batas ambang torsi (T_{th}) dapat diabaikan karena tidak mengakibatkan penurunan kapasitas lentur maupun geser. Perhitungan kekuatan torsi diterapkan ketika komponen struktur memiliki $T_u \geq \phi T_{th}$. Nilai $\sqrt{f_c'}$ yang akan digunakan dalam perhitungan T_{th} dan T_{cr} tidak boleh lebih dari 8,3 MPa. Pada keadaan retak torsi, bagaimanapun, puntir besar terjadi oleh momen torsi yang pada dasarnya bernilai konstan, menghasilkan redistribusi gaya yang besar pada struktur (Collins and Lampert, 1973; Hsu and Burton, 1974). Ambang batas torsi T_{th} harus dihitung sesuai dengan Tabel 3.8 berikut ini.

Tabel 3.8 Ambang batas torsi untuk penampang solid

Jenis komponen	T_{th}	
Komponen nonprategang	$0,083\sqrt{f_c'}\left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)$	3.11.a
Komponen prategang	$0,083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)\sqrt{1 + \frac{fpc}{0,33\lambda\sqrt{f_c'}}}$	3.11.b
Komponen nonprategang menerima beban aksial	$0,083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)\sqrt{1 + \frac{Nu}{0,33Ag\lambda\sqrt{f_c'}}}$	3.11.c

(sumber: SNI 2847-2019)

Retak torsi diasumsikan terjadi saat tegangan tarik utama telah mencapai $0,33\lambda\sqrt{f_c'}$. Untuk menghitung momen retak torsi akibat tarik murni (T_{cr}) dapat melihat persamaan pada Tabel 3.9 berikut ini.

Tabel 3.9 Retak torsi

Jenis komponen	T_{th}	
Komponen nonprategang	$0,33\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)$	3.12.a
Komponen prategang	$0,083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)\sqrt{1 + \frac{fpc}{0,33\lambda\sqrt{f_c'}}}$	3.12.b

Komponen nonprategang menerima beban aksial	$0,083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)\sqrt{1 + \frac{Nu}{0,33Ag\lambda\sqrt{f'_c}}}$	3.12.c
---	---	--------

(sumber: SNI 2847-2019)

Selanjutnya dalam mencari kekuatan torsi desain (ϕT_n) nilainya diharuskan sama dengan atau lebih besar dari momen torsi T_u akibat beban terfaktor. Untuk komponen struktur prategang dan nonprategang, nilai T_n dapat dihitung dengan mengasumsikan ditahan oleh sengkang dan tulangan longitudinal, dengan mengabaikan kontribusi beton pada kekuatan torsi. Nilai T_n diambil dari nilai terkecil dari Persamaan 3.14 dan 3.15 berikut ini.

$$a. T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \theta \quad (3.13)$$

$$b. T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_l \cdot f_y}{P_h} \cdot \cot \theta \quad (3.14)$$

dengan:

A_t = luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan torsi

A_l = luas tulangan longitudinal torsi

P_h = keliling garis tengah terluar sengkang tertutup

Nilai A_o dalam persamaan 3.14 dan 3.15 boleh diambil sama dengan $0,85A_{oh}$.



lingkup luasan A_o dapat dilihat pada Gambar 3.4 berikut ini.

Gambar 3.4 Definisi (A_{oh})

(sumber: SNI 2847-2019)

3.3. Analisis Struktur

Analisa pada komponen struktur maupun sistemnya harus dilakukan terhadap pengaruh maksimum dari beban termasuk pengaturan beban hidup. Analisis struktur yang diizinkan untuk memenuhi persamaan keseimbangan harus menggunakan metode penyederhanaan untuk analisis balok menerus dan pelat satu arah terhadap beban gravitasi. Selanjutnya adalah analisis order pertama, jika analisis order pertama dipertimbangkan, maka pengaruh kelangsingan tidak perlu diperhitungkan.

3.3.1 Pengaruh kelangsingan

Mengacu SNI 2847-2019 di pasal 6.2, pengaruh kelangsingan boleh diabaikan jika 3.15 dan 3.16 terpenuhi:

- a. Untuk kolom yang tidak ditahan terhadap goyangan samping:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad (3.15)$$

- b. Untuk kolom yang ditahan terhadap goyangan samping

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12 (M_1/M_2) \quad (3.16)$$

Dan

$$\frac{kl_u}{r} \leq 40$$

dengan:

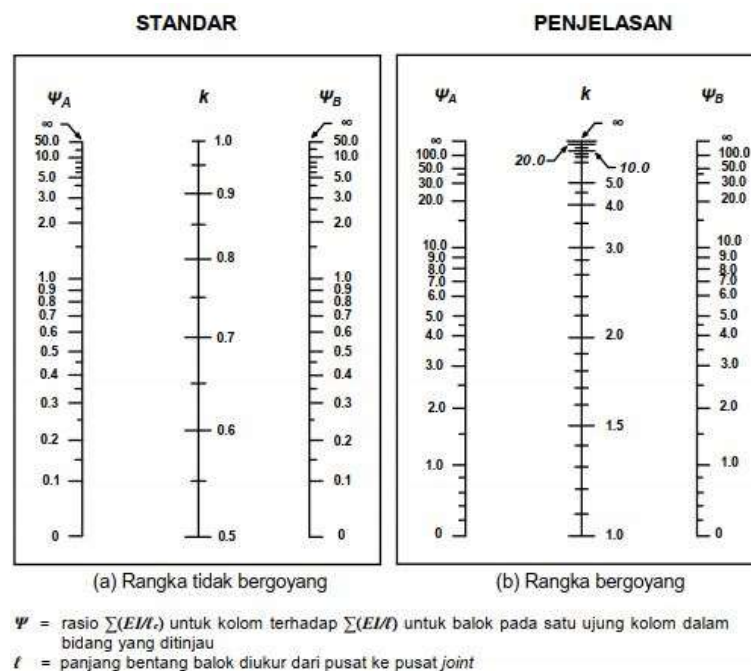
kl_u = rasio kelangsingan komponen struktur

M_1/M_2 = negatif jika kolom melentur dalam kurvatur tunggal dan positif jika komponen struktur melentur dalam kurvatur ganda

Untuk komposit, radius girasi (r) tidak boleh diambil lebih besar dari nilai yang diberikan oleh:

$$r = \sqrt{\frac{\left(\frac{EcI_g}{5}\right) + Ex.I_{xx}}{\left(\frac{EcA_g}{5}\right) + Ex.A_{xx}}} \quad (3.17)$$

Batang tulangan longitudinal yang berada dalam inti beton diselubungi oleh tulangan transversal sekeliling baja struktural inti diizinkan untuk digunakan menghitung A_{xx} dan I_{xx} .



Gambar 3.5 Faktor panjang efektif (k)

(sumber: SNI 2847-2019)

3.4. Struktur Balok

Balok merupakan elemen struktur yang penting dalam menahan beban lateral. Balok akan menghasilkan gaya geser, momen lentur, gaya berupa tarikan-tekanan, dan lendutan akibat beban yang bekerja titik tumpuan pada balok tersebut, dan lendutan akibat beban yang bekerja titik tumpuan pada balok tersebut. Namun hasil gaya reaksi dari balok tersebut bisa berbeda-beda tergantung jenis perletakan, dimensi properti balok, panjang balok, dan jenis material yang digunakan.

Balok dirancang untuk dapat memikul serta mendistribusikan beban horisontal khususnya menuju struktur kolom penopang. Beban horisontal yang dimaksud adalah beban akibat gempa dan beban angin. Selain menjadi penopang beban horisontal, balok juga sebagai pendukung beban vertikal. Beban vertikal

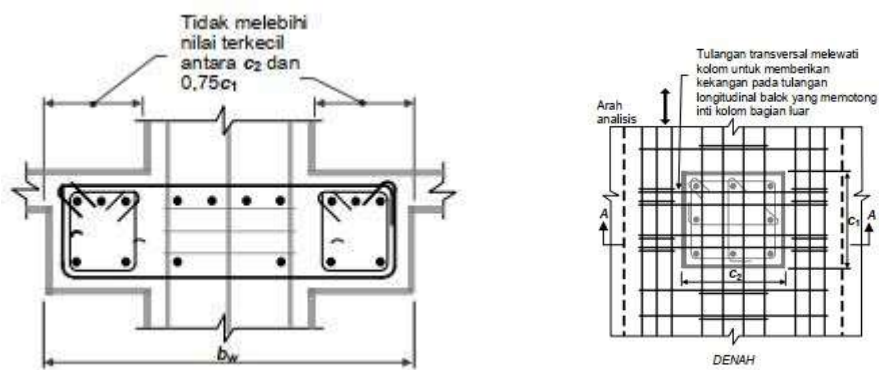
yang dimaksud adalah beban mati dan beban hidup yang diterima dari pelat lantai dan akibat berat sendiri dan berat dinding yang ada di atasnya. Balok juga berfungsi sebagai pengikat pada kolom. Balok memiliki fungsi untuk menjaga kestabilan bangunan bertingkat atau gedung terhadap gaya ke samping.

3.4.1 Ketentuan dimensi penampang balok

Sesuai ketentuan kategori desain seismik (KDS) di SNI 1726-2019 yang masuk ke dalam kategori D, menurut SNI 2847-2019 persyaratan tersebut telah memenuhi dan harus masuk ke sistem rangka pemingkul momen khusus (SRPMK). Untuk dimensi balok sesuai pasal 18.6 di SNI 2847-2019 memiliki batasan dan harus memenuhi:

- Bentang bersih (ℓ_n), minimal harus $4d$.
- lebar penampang (b_w), harus sekurangnya nilai terkecil dari $0,3h$ dan 250 mm.
- lebar penampang (b_w), tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah nilai terkecil dari lebar kolom atau 0,75 kali dimensi kolom dalam arah sejajar komponen lentur.

Batasan di poin (c) menentukan lebar balok maksimum agar menyalurkan gaya secara efektif ke sambungan balok-kolom. Contoh lebar efektif maksimum balok dapat dilihat pada Gambar 3.6 berikut ini.



Gambar 3.6 Persyaratan tulangan transversal dan lebar efektif maksimum balok lebar (*wide beam*)

(Sumber: SNI 2847-2019)

Ketebalan pelat h tidak boleh kurang dari batas minimum yang dapat dilihat pada Tabel 3.10 berikut ini.

Tabel 3.10 Tinggi minimum balok nonprategang

Kondisi perlekatan	Minimum h ^[1]
Perlekatan sederhana	$\ell/16$
Menerus satu sisi	$\ell/18,5$
Menerus dua sisi	$\ell/21$
Kantilever	$\ell/8$

^[1] Rumusan dapat diaplikasikan untuk beton mutu normal dan tulangan mutu 420. Untuk kasus lain, minimum h harus dimodifikasi.

(Sumber: SNI 2847-2019)

Tabel 3.10 berlaku untuk nilai $f_y = 420$ MPa, sedang nilai f_y lebih dari 420 MPa harus dihitung dengan $(0,4+f_y/700)$. Untuk balok nonprategang dengan $P_u < 0,10f_c'A_g$, nilai ε_t sekurang-kurangnya sebesar 0,004. Batasan ini setara dengan batasan $A_{s,max}$. Hal ini dimaksudkan agar desain penampang balok diperoleh sifat daktail dan diperoleh juga faktor reduksi yang tidak terlalu kecil.

3.4.2 Ketentuan balok terhadap lentur

Desain balok direncanakan memiliki tulangan tarik dan tulangan tekan atau disebut tulangan rangkap. Desain ini ditemui di daerah momen negatif dari suatu balok panjang pada posisi tengah bentang dan memikul beban yang berat serta saat menjadi akomodasi kebutuhan arsitektural. Penambahan tulangan tekan ini berdampak positif pada perilaku struktur beton bertulang. Keuntungan penggunaan desain ini antara lain adalah mengurangi lendutan jangka panjang akibat beban yang secara bertahap dan dinamis pada balok, meningkatkan daktilitas karena mengurangi tegangan tekan ekuivalen beton, menghasilkan keruntuhan tarik struktur, dan memudahkan fabrikasi (Agus Setiawan, 2016). Dalam penggunaan desain ini biasanya ditemui dua kasus kondisi tulangan tekan, yakni tulangan tekan sudah luluh atau tulangan tekan belum luluh. Tulangan

rangkap memiliki dua momen internal, yakni M_{n1} yang merupakan hasil gaya tekan beton dan gaya tarik ekuivalen tulangan baja (A_{s1}) dan M_{n2} sebagai momen internal tambahan. Momen M_{n1} diperoleh dari perhitungan balok bertulangan tunggal dengan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} T_s &= C_c \\ A_{s1} \cdot f_y &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \\ a &= \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \\ M_{n1} &= \Phi \cdot A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2}) \end{aligned} \quad (3.18)$$

Selanjutnya M_{n2} dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$M_{n2} = A_{s2} \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (3.19)$$

Momen nominal total dari suatu tulangan rangkap diperoleh dengan cara menjumlahkan M_{n1} dan M_{n2} .

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$

Serta diperoleh syarat batas maksimum rasio tulangan.

$$(\rho - \rho') < \rho_{maks} = \rho_b \cdot \left(\frac{0,003 + f_y / E_s}{0,008} \right)$$

Jika dilihat pada diagram regangan balok beton bertulangan rangkap, maka dapat diperoleh hubungan sebagai berikut.

$$(\rho - \rho') \cdot b \cdot d \cdot f_y = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad \text{atau}$$

$$(\rho - \rho') = 0,85 \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{a}{d} \right)$$

$$a = \beta_1 \cdot c = \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) d'$$

Maka persamaan diatas dapat ditulis kembali menjadi.

$$(\rho - \rho') = 0,85 \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{d'}{d} \right) \cdot \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) = K$$

Apabila nilai $(\rho - \rho')$ lebih besar daripada nilai K, maka tulangan tekan dapat dinyatakan sudah luluh. Namun pada kondisi lain, yakni tulangan baja belum luluh jika nilai $(\rho - \rho')$ kurang daripada nilai K. Mempertimbangkan luasan beton yang ditempati tulangan baja, maka dapat dicari gaya tekan pada tulangan, C_s dan gaya tekan pada beton, C_c , sebagai berikut.

$$C_s = A_s' \cdot (f_s - 0,85 \cdot f'_c) = A_s' \cdot \left(600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) - 0,85 f'_c \right)$$

$$C_c = 0,85f'_c\beta_1.c.b$$

Karena $T = A_s.f_y = C_s + C_c$, maka:

$$A_s.f_y = 0,85f'_c\beta_1.c.b + A_s'.(600(\frac{c-d'}{c})-0,85f'_c)$$

Apabila diatur kembali, maka persamaan diatas dapat ditulis dalam bentuk:

$$(0,85f'_c\beta_1.b)c^2 + [(600A_s')-(0,85f'_c.A_s')]c - 600A_s'.d' = 0$$

Persamaan diatas identik dengan rumus ABC sederhana.

$$c = \frac{-K_2 \pm \sqrt{K_2^2 - 4K_1.K_3}}{2K_1}$$

dimana,

$$K_1 = a = 0,85f'_c\beta_1.b$$

$$K_2 = b = A_s'.(600-0,85f'_c)-A_s.f_y$$

$$K_3 = c = -600A_s'.d'$$

Diketahuinya c, f_s, a, C_c , dan C_s , sehingga dapat dihitung kuat momen rencana penampang sebagai berikut.

$$\phi M_n = \phi.[C_c.(d - a/2) + C_s.(d - d')]$$

3.4.3 Ketentuan tulangan transversal pada balok

Pada daerah yang kemungkinan dapat terjadi kelelahan beton, maka dibutuhkan tulangan transversal yang menjadi syarat utama untuk kekangan beton dan mendukung gaya lateral untuk batang tulangan. Sengkang pengekang harus disediakan sesuai syarat yang diharuskan menurut SNI 2847-2019 berikut ini:

- a. Sengkang pengekang dipasang di daerah hingga dua kali tinggi balok yang diukur dari muka kolom tumpuan ke arah bentang tengah di kedua dan pada tempat yang diharapkan dapat terjadi leleh lentur (lokasi sendi plastis).
- b. Sengkang tertutup pertama ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom penumpu. Jarak sengkang tidak boleh lebih dari nilai terkecil pada poin (a), (b), dan (c) berikut ini:
 - 1) $d/4$
 - 2) $6d_b$ (6 kali diameter tulangan memanjang terkecil)
 - 3) 150 mm

- c. Pada daerah yang tidak diperlukan sengkang pengekuat, sengkang pengait gempa pada kedua ujungnya harus dipasang dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ di sepanjang bentang komponen struktur lentur.
- d. Sengkang tertutup diizinkan terdiri dari dua batang tulangan, yaitu sengkang yang memiliki kait gempa pada kedua ujungnya dan ikat silang pada penutup.

3.4.4 Ketentuan balok terhadap gaya geser

Menurut SNI 2847-2019 kemampuan geser lentur beton balok dinyatakan secara empirik sebagai berikut:

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.20)$$

dengan:

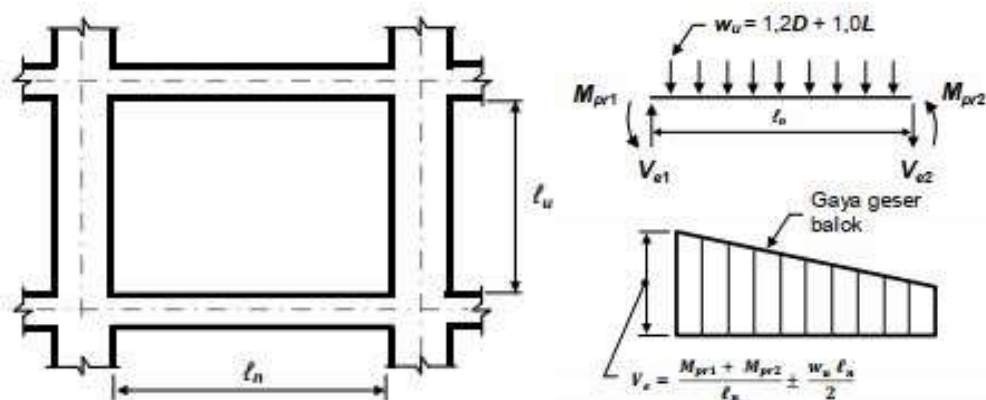
V_c = kemampuan nominal geser beton

b_w = lebar balok

d = tinggi balok

Tulangan transversal yang telah diidentifikasi harus didesain dapat menahan gaya geser dengan asumsi $V_c = 0$, jika kedua poin (a) dan (b) terpenuhi:

- a. Gaya geser akibat gempa setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum dalam bentang tersebut.
- b. Gaya tekan aksial terfaktor (P_u) termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f'_c / 20$.



Gambar 3.7 Geser desain untuk balok

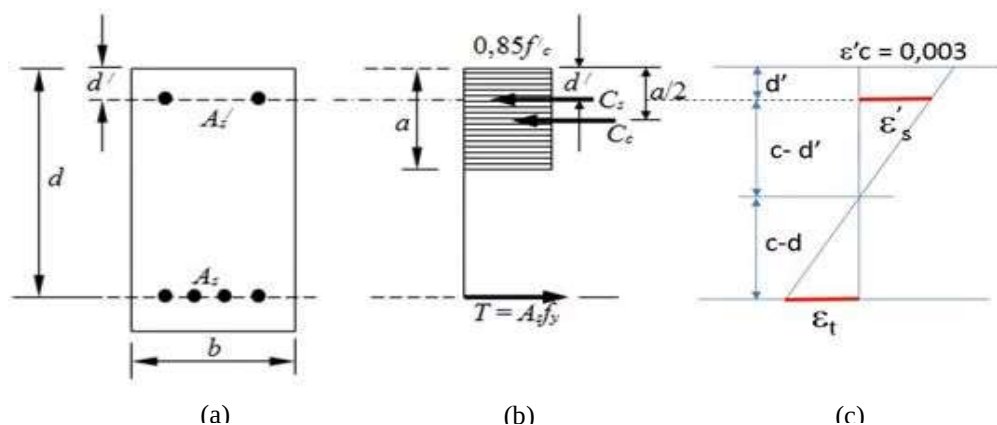
(Sumber: SNI 2847-2019)

Dalam perkiraan besaran nilai kemampuan kuat tarik dari beton hanya sekitar 9%-15% dari nilai kuat tekannya. Setiap upaya perbaikan mutu, diketahui nilai kuat tekan dan nilai kuat tarik beton tidak berbanding lurus karena setiap peningkatan nilai kuat tariknya masih kecil kenaikannya. Jika nilai kuat tarik yang terjadi diketahui terlalu besar akibat gaya geser, maka perlu diberi tambahan tulangan geser yang dapat berupa:

- Tulangan serong/miring
- Begel/senggang vertikal atau spiral
- Jaring tulangan las (*wiremesh*)

3.4.5 Perencanaan desain tulangan lentur

Dalam proses perancangan struktur balok, pemilihan atau penentuan dan kebutuhan hitungan akan bentuk penampang, kualitas bahan, dan dimensi telah diperkirakan atau diasumsikan, sehingga tersisa mencari kebutuhan luas tulangan yang perlu dihitung. Pada SNI 2847-2013, dijelaskan komponen yang terkena gaya tekan aksial terfaktor dengan nilai yang lebih dari $(A_g f_c' / 10)$ dampak kombinasi beban harus diperhatikan untuk diproporsionalkan dan didetailkan. Kemudian di SNI 2847-2019 semua persyaratan dapat dijelaskan sebagai berikut ini. Dari ketentuan-ketentuan yang telah disampaikan, maka dapatlah diagram tegangan dan regangan balok seperti pada gambar 3.8 berikut ini.



Gambar 3.8 Penampang persegi tulangan rangkap, (a) penampang balok, (b) diagram tegangan, dan (c) diagram regangan

(Sumber: SNI 2847-2019)

1. Tulangan tarik

$$Rn_{maks} = \phi \rho_{maks} \cdot f_y \cdot \left(\frac{1 - \rho_{maks} \cdot f_y}{1,7 f_{c'}} \right) \quad (3.21)$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 M_u}{1,7 \cdot \phi \cdot f_{c'} \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad (3.22)$$

$$\rho_{maks} = 0,025 \cdot b_w \cdot d \quad (3.23)$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \sqrt{f_{c'}}}{f_y} b_w \cdot d \text{ atau } \frac{1,4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad : \text{ untuk } f_c' \leq 28 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05 \cdot (f_c' - 28)}{7} \quad : \text{ untuk } 28 \text{ MPa} < f_c' < 55 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.24)$$

Persyaratan rasio tulangan:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{maks}$$

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d \quad (3.25)$$

2. Tulangan tekan

Dalam perencanaan tulangan tekan terdapat dua kondisi yang bisa terjadi, yakni tulangan tekan sudah luluh dan tulangan tekan belum luluh. Syarat tulangan tekan sudah luluh dapat diketahui dengan persamaan berikut:

$$\rho - \rho' \geq 0,85 \cdot \underbrace{\beta_1 \cdot \left(\frac{f_{c'}}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{d'}{d} \right) \cdot \left(\frac{600}{600 - f_y} \right)}_K \quad (3.26)$$

Setelah dilakukan pemeriksaan persyaratan kondisi tulangan tekan sesuai persamaan 3.261, maka selanjutnya dapat dilakukan perhitungan kuat momen

a. Kondisi tulangan sudah luluh

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_{c'}}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{maks} = \left(\frac{0,003 + \frac{f_y'}{E_s}}{0,008} \right) \cdot \rho_b$$

$$Rn_{maks} = \phi \rho_{maks} \cdot f_y \cdot \left(\frac{1 - \rho_{maks} \cdot f_y}{1,7 f_{c'}} \right)$$

$$M_{n1} = Rn_{maks} \cdot b \cdot d^2 \quad (3.27)$$

$$M_{n2} = M_n - M_{n1} \quad (3.28)$$

$$A_{s2} = \frac{Mn2}{\phi f_y (d - d')} \quad (3.29)$$

Dilakukan analisis kapasitas lentur penampang kembali:

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\ C_s &= A_s' \cdot f_y \\ T_1 &= A_s \cdot f_y \\ A_s \cdot f_y &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_y \end{aligned} \quad (3.30)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.31)$$

$$\phi M_n = \phi \cdot [(A_s - A_s') \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2}) + A_s' \cdot f_y (d - d')] \quad (3.32)$$

b. Kondisi tulangan belum luluh

$$\begin{aligned} \epsilon_s' &= 0,003 \cdot (\frac{c - d'}{c}) \\ f_s' &= E_s \cdot \epsilon_s' = 600 \cdot (\frac{c - d'}{c}) \end{aligned} \quad (3.33)$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' (f_s' - 0,85 f_c') = A_s' [600 \cdot (\frac{c - d'}{c}) - 0,85 f_c'] \\ C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b \\ T &= A_s \cdot f_y \\ A_s \cdot f_y &= 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A_s' [600 \cdot (\frac{c - d'}{c}) - 0,85 f_c'] \end{aligned} \quad (3.34)$$

$$\begin{aligned} (0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) c^2 + [(600 A_s') - (0,85 f_c' A_s') - A_s f_y] c - 600 A_s' d' &= 0 \\ c &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \end{aligned} \quad (3.35)$$

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (3.36)$$

$$\phi M_n = \phi \cdot [C_c \cdot (d - \frac{a}{2}) + C_s \cdot (d - d')]$$

3.4.6 Perencanaan desain tulangan transversal

Dalam merencanakan desain tulangan transversal diperlukan perhitungan gaya desain sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_g &= \text{hasil output ETABS (kombinasi 1,2D + L)} \\ A_s &= n \cdot \pi/4 \cdot d_b^2 \end{aligned} \quad (3.37)$$

$$A_{pr} = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.38)$$

$$M_{pr} = A_s \cdot (1,25 f_y) \cdot (d - \frac{A_{pr}}{2}) \quad (3.39)$$

$$V_{pr} = (M_{pr}^{+} + M_{pr}^{-})/L_n \quad (3.40)$$

$$V_e = V_g + V_{pr} \quad (3.41)$$

Nilai V_c dapat diperhitungkan dengan ketentuan jika nilai $P_u < A_g f'_c / 20$.

Perhitungan nilai V_c dapat dilihat pada persamaan berikut ini.

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Selanjutnya dapat dihitung penulangan geser untuk struktur balok dengan perhitungan sebagai berikut.

$$A_v = n \cdot \pi/4 \cdot d_s^2 \quad (3.42)$$

Untuk menghitung jarak antar sengkang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (3.43)$$

Jarak maksimum sengkang tertutup adalah sepanjang $2h$ dengan ketentuan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- $d/4$
- $6d_b$
- 150 mm

Maka pada daerah dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d/s \quad (3.44)$$

$$\text{Batas } V_s = 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (3.45)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.46)$$

$$\Phi V_n / V_u \quad (3.47)$$

Dilakukan pengecekan kapasitas penampang dengan persyaratan berikut ini:

$$\Phi V_n / V_u \geq 1 \quad (3.48)$$

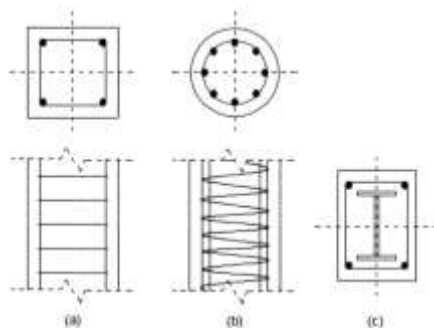
3.5. Struktur kolom

Kolom adalah struktur utama yang berfungsi untuk meneruskan berat bangunan dan beban lain (seperti beban hidup dan beban angin). Seluruh beban tersebut diterima oleh kolom, kemudian diteruskan ke pondasi dan baru oleh pondasi didistribusikan ke tanah. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan

yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (*collapse*) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (*total collapse*) seluruh struktur (Sudarmoko, 1996).

Dalam buku struktur beton bertulang (Istimawan Dipohusodo, 1994) ada tiga jenis kolom beton bertulang yaitu:

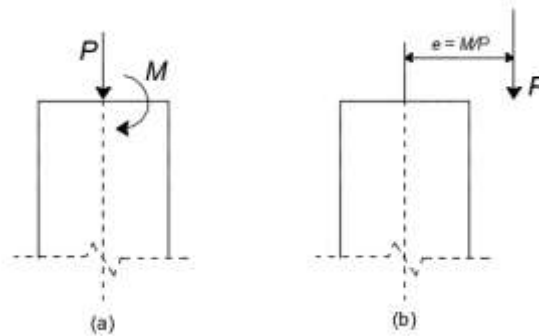
1. Kolom menggunakan pengikat sengkang lateral. Kolom ini merupakan kolom beton yang ditulangi dengan batang tulangan pokok memanjang, yang pada jarak spasi tertentu diikat dengan pengikat sengkang ke arah lateral. Tulangan ini berfungsi untuk memegang tulangan pokok memanjang agar tetap terikat pada tempatnya.
2. Kolom menggunakan pengikat spiral. Bentuknya sama dengan yang pertama hanya saja sebagai pengikat tulangan pokok memanjang adalah tulangan spiral yang dililitkan keliling membentuk heliks menerus di sepanjang kolom. Fungsi dari tulangan spiral adalah memberi kemampuan kolom untuk menyerap deformasi cukup besar sebelum runtuh, sehingga mampu mencegah terjadinya kehancuran seluruh struktur sebelum proses redistribusi momen dan tegangan terwujud.
3. Struktur kolom komposit merupakan komponen struktur tekan yang diperkuat pada arah memanjang dengan gelagar baja profil atau pipa, dengan atau tanpa diberi batang tulangan pokok memanjang.



Gambar 3.9 (a) Kolom Persegi dengan Sengkang Persegi, (b) Kolom Bundar dengan Sengkang Spiral, (c) Kolom Komposit

(Sumber: Setiawan, Agus. 2016)

Akibat kondisi tumpuan ujung kolom karena struktur beton bangunan gedung secara umum balok, pelat, dan kolom dicor monolit (menyatu secara kaku), maka akan menimbulkan momen lentur. Dapat dilihat pada Gambar 3.10.



Gambar 3.10 Kolom dengan (a) Beban Aksial dan (b) Momen Lentur

(Sumber: Setiawan, Agus. 2016)

3.5.1 Ketentuan dimensi penampang kolom

Dalam menentukan dimensi penampang kolom pada sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) didesain agar dapat menahan gaya lentur, geser, dan aksial dengan spesifikasi khusus yang mampu menjaga struktur tidak mengalami kerusakan secara serius. Persyaratan ini mengacu pada SNI 2847-2019 di pasal 18.7.2. Kolom direncanakan harus memenuhi ketentuan-ketentuan berikut ini:

- Dimensi penampang terkecil (diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri) tidak kurang dari 300 mm.
- Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.
- Beban aksial P_u yang dialami kolom harus melebihi $0,1 A_g f'_c$.

3.5.2 Kuat lentur pada kolom

Tujuan persyaratan ini untuk meminimalisir kemungkinan terjadinya kelelahan pada kolom, sehingga kolom mampu memikul gaya yang terjadi. Hal ini dikarenakan jika struktur yang dipikul oleh kolom lebih kuat akan mengakibatkan inelastik dan dikhawatirkan terjadi kelelahan lentur pada kedua ujung kolom yang

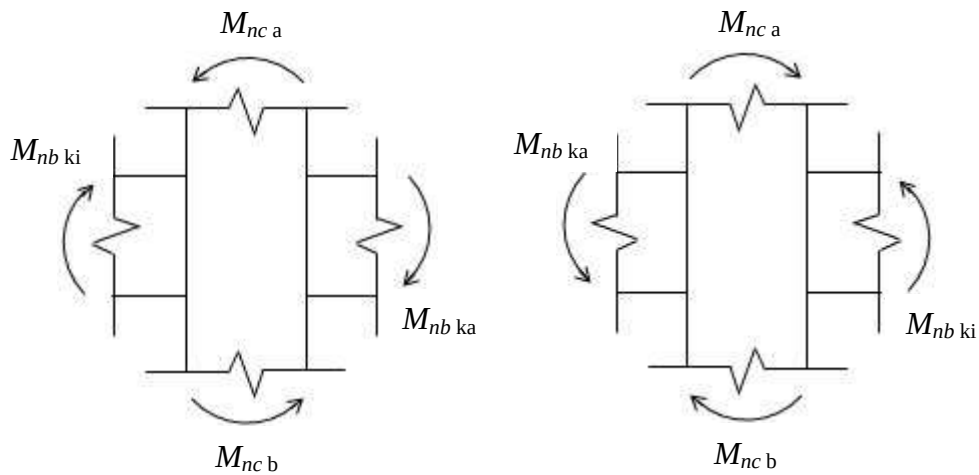
dapat menghasilkan kegagalan struktur penyebab keruntuhan bangunan. Kekuatan lentur kolom harus memenuhi persyaratan pada persamaan 3.49 berikut:

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \quad (3.49)$$

dengan:

$\sum M_{nc}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.

$\sum M_{nb}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.



Gambar 3.11 Konsep Kolom Kuat – Balok Lemah
(*Strong Column – Weak Beam*)

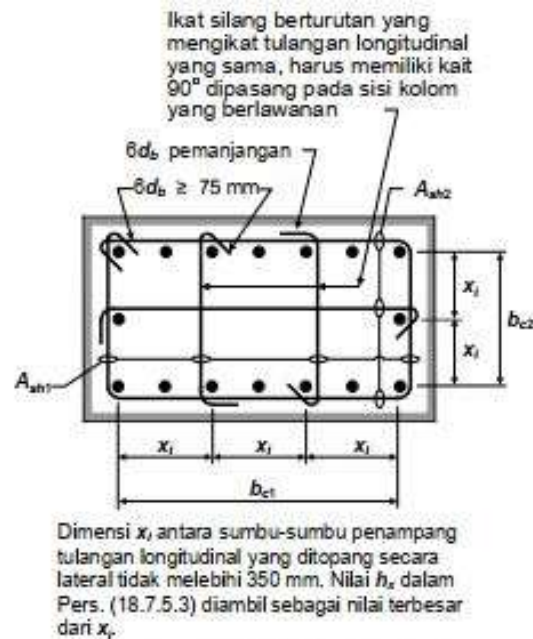
3.5.3 Ketentuan tulangan longitudinal kolom

Terdapat ketentuan batas bawah luas tulangan dan batas atas luas tulangan. Batas bawah luas tulangan yang dimaksud adalah syarat yang diperlukan untuk mengawasi perubahan bentuk dalam struktur untuk jangka panjang dan menentukan kemungkinan momen leleh pada kolom, sedang batas atas luas tulangan adalah untuk menjaga kerapatan tulangan, distribusi beban dari elemen struktur yang dipikul oleh kolom, dan mengontrol peningkatan akibat tegangan geser. Ketentuan tulangan longitudinal pada SNI 2847-2019 di pasal 18.7.4 harus memenuhi kriteria yang mengacu berikut ini:

- a. luas tulangan longitudinal A_{st} tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak lebih dari $0,06A_g$.
- b. Pada kolom-kolom dengan sengkang bundar, jumlah batang tulangan longitudinal minimum harus 6.
- c. Sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilengkapi oleh tulangan transversal.

3.5.4 Ketentuan tulangan transversal kolom

1. Tulangan transversal harus dipasang di daerah sendi plastis kolom (daerah sepanjang l_o dari muka hubungan balok-kolom, di kedua ujungnya). Panjang l_o daerah sendi plastis kolom tidak boleh kurang dari syarat berikut ini:
 - a. Tinggi kolom pada muka *joint* atau pada penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi.
 - b. 1/6 dari bentang bersih komponen struktur.
 - c. 450 mm.
2. Konfigurasi tulangan transversal pada kolom harus ditentukan sesuai nilai $P_u/A_g f_c'$ untuk mencapai kemampuan yang dibutuhkan. Pada standar sebelumnya, persyaratan untuk tulangan transversal mengacu pada persamaan yang sama. Namun dalam standar SNI 2847-2019, persamaan dan persyaratan penulangannya berbeda tergantung pada tipe elemen dan merupakan fungsi dari beban, deformasi, dan persyaratan kinerjanya. Tulangan transversal harus sesuai dengan syarat berikut:
 - a. Tulangan transversal harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral saling tumpang (*overlap*), sengkang pengekan bundar, atau sengkang pengekan persegi, dengan atau tanpa ikat silang.
 - b. Setiap tekukan ujung sengkang pengekan persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
 - c. Ikat silang yang berurutan harus diselang-seling ujungnya sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling perimeter penampang.



Gambar 3.12 Contoh penulangan transversal pada kolom

(sumber: SNI 2847-2019)

- d. Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi h_x antara tulangan longitudinal di sepanjang perimeter penampang kolom yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki sengkang pengekan tidak boleh melebihi 350 mm.
- e. Jarak tulangan transversal pada daerah sepanjang l_o , harus diambil tidak melebihi nilai terkecil dari:
 - 1) $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil komponen struktur.
 - 2) 6 kali diameter tulangan memanjang.
 - 3) $100 \text{ mm} \leq s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \leq 150 \text{ mm}$
- f. Ketika $P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ Mpa}$ harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari sengkang pengekan dan nilai h_x tidak boleh melebihi 200 mm. P_u harus merupakan gaya tekan terbesar yang konsisten dengan kombinasi beban terfaktor termasuk E .

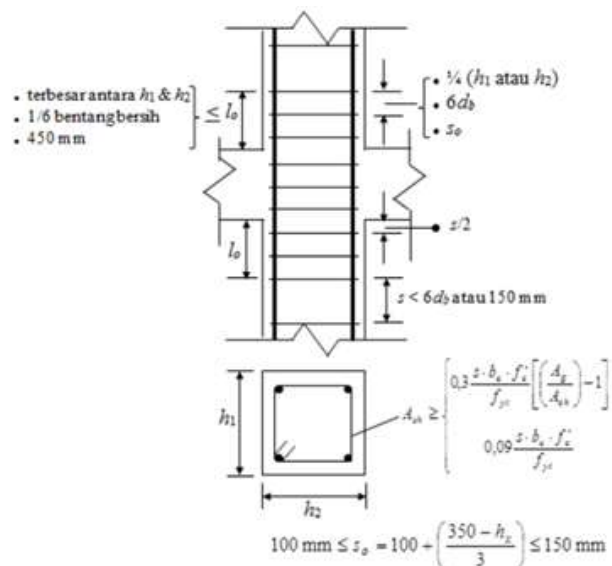


Gambar 3.13 Contoh penulangan transversal pada kolom

dengan $P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ Mpa}$

(sumber: SNI 2847-2019)

- g. Di luar panjang l_o , kolom harus diberi tulangan spiral atau sengkang dengan spasi s tidak melebihi nilai terkecil dari $6d_b$ dan 150 mm, kecuali bila jumlah tulangan transversal yang lebih besar dari yang disyaratkan.



Gambar 3.14 Persyaratan detail tulangan transversal kolom

(sumber: SNI 2847-2019)

3.5.5 Jumlah tulangan transversal kolom

Pada SNI 2847-2019 terdapat faktor pengali tambahan, yakni faktor k_n yang berfungsi untuk keekonomisan akan kebutuhan tulangan pengekang sehingga kolom dengan spasi yang kecil lebih efektif dibanding kolom dengan spasi kekangan lateral yang lebih besar dan faktor k_f berfungsi untuk mencegah kegagalan struktur akibat getas karena kolom memiliki kuat tekan yang lebih dari 70 MPa sehingga perlu penambahan tulangan pengekang. Faktor k_f dan faktor k_n dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\text{a. } k_f = \frac{f_{c'}}{175} + 0,6 \geq 1,0 \quad (3.50)$$

$$\text{b. } k_n = \frac{n_\ell}{n_\ell - 2} \quad (3.51)$$

dengan:

n_ℓ = jumlah batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom dengan sengkang persegi yang ditumpu secara lateral oleh sudut dari sengkang pengekang atau kait seismik.

Untuk menjamin tidak akan terjadi *spalling* selimut beton maka perlu dihitung kebutuhan tulangan pengekang yang dapat dilihat pada tabel 3.11 berikut ini:

Tabel 3.11 Contoh perhitungan kebutuhan tulangan transversal untuk kolom sistem rangka pemikul momen khusus

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku	
A_{sh}/Sb_c Untuk sengkang pengekang persegi	$P_u < 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a) dan (b)	$0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_{c'}}{f_{yt}} \quad (3.52.a)$
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a), (b), dan (c)	$0,09 \frac{f_{c'}}{f_{yt}} \quad (3.57.b)$ $0,2 k_f \cdot k_n \cdot \frac{P_u}{f_{yt} \cdot A_{ch}} \quad (3.52.c)$

ρ_s untuk spiral atau sengkang pengekang lingkaran	$P_u < 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	terbesar dari (d) dan (e)	$0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (3.52.d)$
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar dari (d), (e), dan (f)	$0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}} \quad (3.57.e)$ $0,35 k_f \cdot k_n \cdot \frac{P_u}{f_{yt} \cdot A_{ch}} \quad (3.52.f)$

(sumber: SNI 2847-2019)

3.5.6 Kuat geser pada kolom

Kuat momen maksimum (M_{pr}) dari komponen struktur yang terkena beban aksial terfaktor (P_u) menjadi penentu desain tulangan transversal dengan tujuan agar dapat memikul gaya geser rencana (V_e). Perhitungan gaya geser rencana dapat dihitung melalui persamaan 3.53 berikut ini:

$$DF = \frac{\left(\frac{1}{Ln \text{ kolom atas/bawah}} \right)}{\left(\frac{1}{\sum Ln \text{ kolom}} \right)}$$

$$V_e = \frac{(M_{pr-} + M_{pr+}) \cdot DF}{Ln} \quad (3.53)$$

dengan:

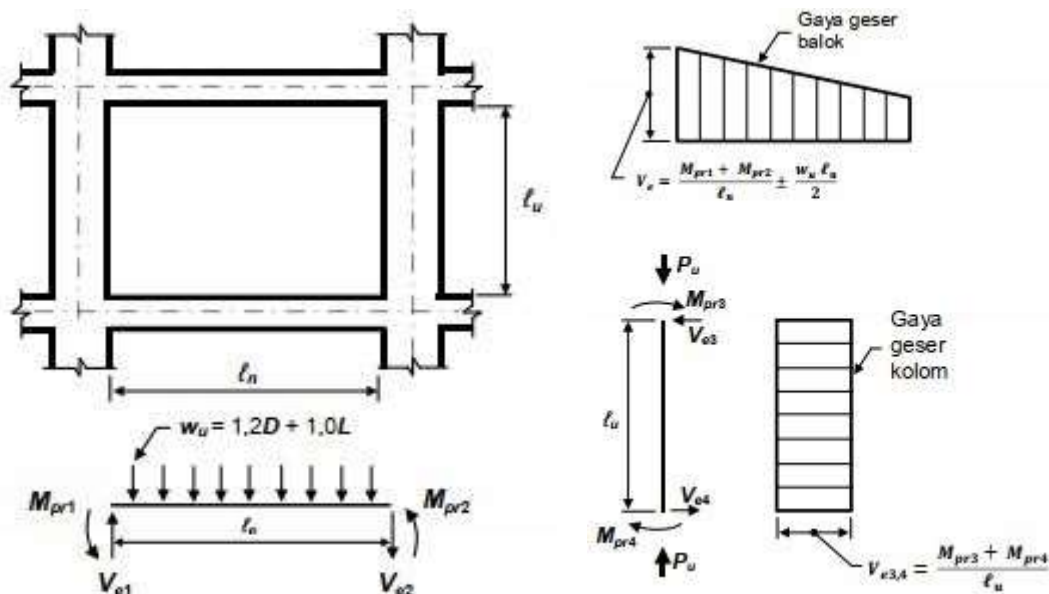
L_n = panjang kolom

M_{pr-} = momen probabilitas kolom negatif

M_{pr+} = momen probabilitas kolom positif

Nilai gaya geser rencana (V_e) tidak perlu lebih besar daripada nilai geser hasil hitung kekuatan *joint* berdasarkan nilai M_{pr} . Nilai V_e juga tidak boleh kurang dari geser terfaktor berdasar perhitungan analisis struktur. Desain tulangan transversal harus dapat menahan geser di sepanjang l_o dengan mengasumsikan $V_c = 0$ jika komponen struktur memenuhi syarat berikut:

- Gaya geser akibat gempa berdasar nilai V_e (persamaan 3.53) setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum di sepanjang l_o .
- Gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$.



Gambar 3.15 Desain gaya geser untuk balok dan kolom

(sumber: SNI 2847-2019)

3.6. Perbedaan antara SNI 2847:2013 dan SNI 2847-2019

Fakta di lapangan, kolom-kolom lantai bawah di bangunan gedung yang memiliki tingkat tinggi menerima gaya aksial (gaya normal) yang lebih besar dibandingkan pada lantai di atasnya. Hitungan pada standar sebelumnya telah digunakan dalam mengantisipasi *spalling* selimut beton dalam hilangnya kapasitas kolom akibat gaya aksial. Namun dalam standar terbaru (SNI 2847-2019), terdapat pembaruan standarisasi oleh Badan Standarisasi Nasional (BSN) Indonesia mengenai kekuatan kolom.

Pada persyaratan terbaru, SNI terdapat pengembangan pada kekuatan kolom untuk menghasilkan perencanaan kolom yang mampu menjangkau rasio simpangan (*drift story*) sebesar 0,03 tanpa mengalami penurunan kekuatan yang drastis akibat gaya aksial. Persyaratan ini menjadi opsi tambahan untuk menentukan jumlah tulangan yang harus disediakan, bila ditemui kasus gaya aksial melebihi $0,3A_g f'_c$.

Selain untuk meningkatkan kekuatan kolom, standar terbaru juga menambah faktor efisiensi jumlah tulangan. Efisiensi tersebut bertujuan untuk menentukan

jumlah tulangan dengan tepat sesuai kebutuhan tulangan transversal tanpa mengabaikan dari segi keamanan struktur tersebut.

3.6.1 SNI 2847-2013

Di SNI 2847:2013, persyaratan jumlah tulangan transversal dijelaskan pada pasal 21.6.4.4. luas penampang total tulangan sengkang pengekang persegi (A_{sh}) tidak boleh kurang dari persamaan (3.54) dan (3.55). luas tulangan pengekang ini diambil dari hasil yang terbesar diantara persamaan berikut ini.

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (3.54)$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yh}} \right) \quad (3.55)$$

dengan:

A_{sh} = luas tulangan sengkang pengekang

s = spasi vertikal antar tulangan pengekang

b_c = lebar penampang inti beton yang terkekang

f_c' = kuat tekan beton

f_{yt} = kuat leleh tulangan pengekang dan dibatasi ≤ 700 MPa

A_g = luas bruto beton

A_{ch} = luas penampang dari sengkang terluar

3.6.2 SNI 2847-2019

Untuk standar edisi terbaru, persyaratan jumlah tulangan transversal dijelaskan pada pasal 18.7.5.4. luas tulangan pengekang (A_{sh}) untuk sengkang pengekang persegi dihitung dengan mencari hasil yang terbesar diantara persamaan berikut ini:

a. Kondisi $P_u < 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa

$$A_{sh}/S_{cb} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$A_{sh}/S_{cb} = 0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

b. Kondisi $P_u > 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' > 70$ MPa

$$A_{sh}/S_{cb} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$A_{sh}/S_{cb} = 0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$A_{sh}/S_{cb} = 0,2 k_f \cdot k_n \cdot \frac{P_u}{f_{yt} \cdot A_{ch}}$$

dengan:

P_u = gaya aksial terfaktor

k_f = faktor kuat tekan beton ($\frac{f_c'}{175} + 0,6 \geq 1,0$)

k_n = faktor keefektifan pengeang ($\frac{n_\ell}{n_\ell - 2}$)

n_ℓ = jumlah tulangan longitudinal yang terkekang lateral (kait 135°/sudut)

3.7. Ketentuan ketahanan gempa

Dalam perencanaan struktur bangunan gedung, SNI 2847-2019 memiliki ketentuan mengenai gempa yang didasarkan pada SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung dan SNI 1727-1989 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung.

3.7.1 Penentuan kategori risiko bangunan

SNI 1726-2019 memiliki pengaruh dalam tahap perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung sebagai standarisasi dan bahan tinjauan terhadap gempa rencana. Berdasarkan pasal 4.1.2 di SNI 1726-2019, untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan nongedung harus terhadap gempa harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e . Nilai faktor keutamaan gempa didesain dan disesuaikan berdasar kategori risiko bangunan yang dapat dilihat pada Tabel 3.12 dan Tabel 3.13.

Tabel 3.12 Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung 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:	I

<ul style="list-style-type: none"> – Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan – Fasilitas sementara – Gudang penyimpanan – Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Perumahan – Rumah toko dan rumah kantor – Pasar – Gedung perkantoran – Gedung apartemen/rumah susun – Pusat perbelanjaan/mall – Bangunan industri – Fasilitas manufaktur – Pabrik 	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Bioskop – Gedung pertemuan – Stadion – Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat – Fasilitas penitipan anak – Penjara – Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan 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:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Pusat pembangkit listrik biasa – Fasilitas penanganan air – Fasilitas penanganan limbah – Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpangan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Bangunan-bangunan monumental 	IV

<ul style="list-style-type: none"> – Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan – Rumah ibadah – Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat – Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat – Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya – Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat – Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat – Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	
---	--

(sumber: SNI 1726-2019)

Tabel 3.13 Faktor keutamaan gempa

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

(sumber: SNI 1726-2019)

3.7.2 Klasifikasi situs

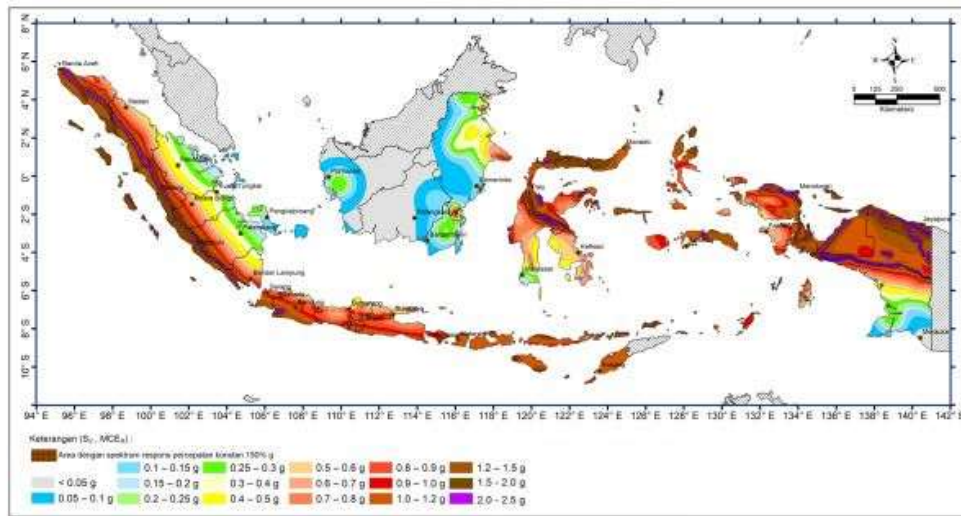
Pasal 5.1 di SNI 1726-2019 menjelaskan prosedur klasifikasi suatu situs untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan dan penentuan besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs.

Penetapan kelas situs SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak), SD (tanah sedang), dan SE (tanah lunak) harus dilakukan dengan menggunakan sedikitnya hasil pengukuran dua dari tiga parameter, yang dihitung sesuai:

- Vs lapisan 30 m paling atas (metode Vs)
- N lapisan 30 m paling atas (metode N)
- Su untuk lapisan tanah kohesif ($PI > 20$) 30 m paling atas (metode Su)

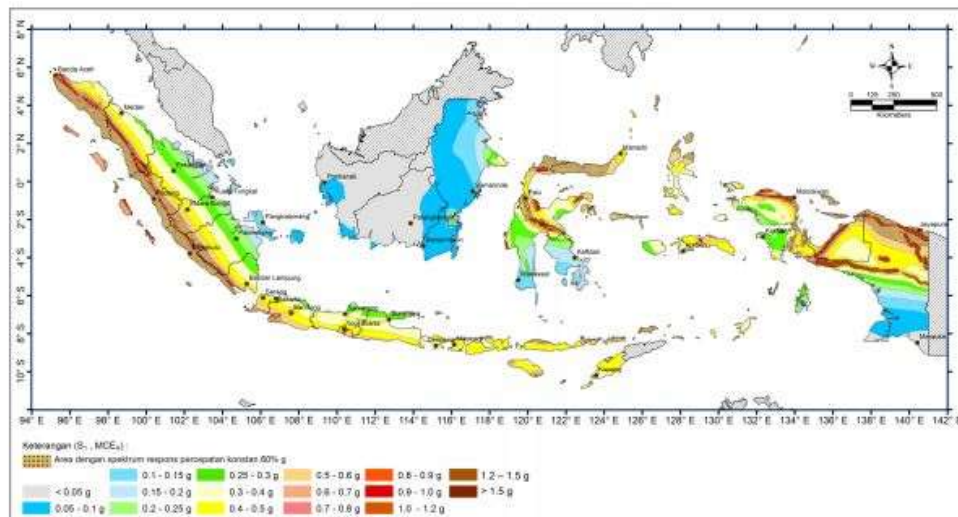
3.7.3 Desain respon spektrum

Berdasar SNI 1726-2019 pada pasal 6.1.2, parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik. Untuk melihat peta parameter S_s dan peta parameter S_1 dapat dilihat pada gambar 3.16 dan 3.17 berikut.



Gambar 3.16 Parameter gerak tanah, S_s

(sumber: SNI 1726-2019)



Gambar 3.17 Parameter gerak tanah, S_1

(sumber: SNI 1726-2019)

Dalam menentukan respon spektral percepatan gempa MCE_R yang berada di permukaan tanah, memerlukan faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi mencakup faktor amplifikasi terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{ms}) dan periode 1 detik (S_{m1}) yang disesuaikan klasifikasi situs.

$$S_{ms} = F_a \cdot S_s \quad (3.56)$$

$$S_{m1} = F_v \cdot S_1 \quad (3.57)$$

dengan:

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik

Koefisien situs F_a dan F_v dapat ditentukan dengan melihat tabel 3.14 dan 3.15 berikut ini:

Tabel 3.14 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					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 0,25$
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]					

^[a]SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 0 (sumber: 1726-2019)

Tabel 3.15 Koefisien situs (F_v)

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 0,25$
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]					

^[a]SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 0 (sumber: 1726-2019)

Selanjutnya adalah menghitung parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) melalui persamaan berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{ms} \quad (3.58)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{m1} \quad (3.59)$$

Jika dalam tata cara diperlukan desain respons spektrum dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situ tidak digunakan, maka kurva desain respons spektrum harus dikembangkan dengan mengacu pada gambar 3.18 dan mengikut ketentuan berikut ini:

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

$$S_a = S_{DS} \cdot (0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0}) \quad (3.60)$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} ,
3. Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_b , respons spektral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.61)$$

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

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} \quad (3.62)$$

Keterangan:

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

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

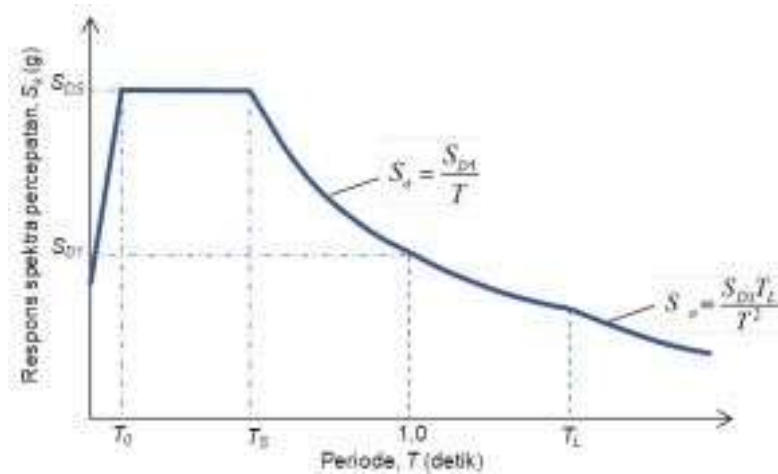
T = periode getar fundamental struktur

Bila periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil melalui persamaan berikut:

$$T_0 = 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.63)$$

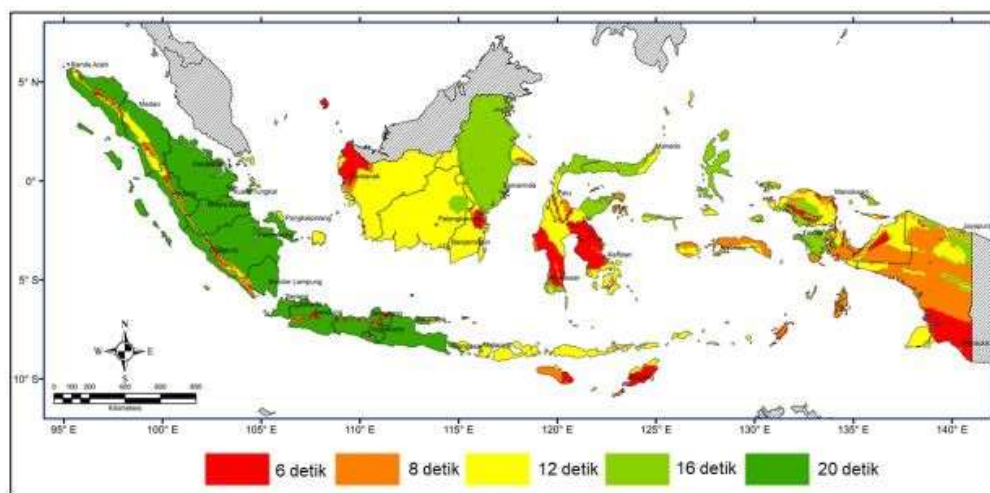
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.64)$$

T_l = peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada gambar 3.18 yang nilainya diambil dari gambar 3.19



Gambar 3.18 Desain respon spektrum

(sumber: SNI 1726-2019)



Gambar 3.19 Peta transisi periode panjang (T_l)

(sumber: SNI 1726-2019)

3.7.4 Kategori desain seismik

Perencanaan struktur harus ditentukan suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal 6.5 di SNI 1726-2019. Penetapan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya (S_{DS} dan S_{D1}). Kategori desain seismik pada masing-masing struktur bangunan harus mengacu pada tabel 3.16 dan 3.17 (terlepas dari nilai periode fundamental getaran struktur, T).

Tabel 3.16 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

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

(sumber: SNI 1726-2019)

Tabel 3.17 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons 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: SNI 1726-2019)

3.7.5 Batasan Periode Fundamental Struktur (T)

Periode fundamental struktur (T) harus tidak boleh lebih dari hasil koefisien untuk batasan atas pada periode dihitung (C_u) dari Tabel 3.18 dan periode fundamental pendekatan (T_a). Periode fundamental pendekatan (T_a) dapat ditentukan dari persamaan berikut ini.

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (3.65)$$

dengan

T_a = Periode fundamental pendekatan (detik)

h_n = Ketinggian struktur (meter)

Koefisien C_t dan x ditentukan dari Tabel 3.19

Tabel 3.18 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respon 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

(sumber: SNI 03-1726-2019)

Tabel 3.19 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

(sumber: SNI 03-1726-2019)

Untuk menghitung batas atas periode fundamental alami (C_u , T_a), dimana nilai C_u dapat diperoleh dari Tabel 3.18.

3.7.6 Perhitungan Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik (V) dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$V = C_s \cdot W \quad (3.66)$$

$$C_s = \frac{S_d s}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.67)$$

Nilai C_s yang telah dihitung tidak boleh lebih dari persamaan (3.68) dan tidak boleh kurang dari persamaan (3.69).

$$C_s \text{ maks} = \frac{S_d s}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.68)$$

$$C_s \text{ min} = 0,044 S_d s, I_e \geq 0,01 \quad (3.69)$$

Tambahan untuk struktur dengan kasus daerah bernilai S_1 sama dengan atau lebih besar dari $0,6g$, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = (0,5S_1) / T\left(\frac{R}{I_e}\right) \quad (3.70)$$

dengan:

- C_s = Koefisien respons seismik
 W = Berat seismik efektif
 S_{D1} = Parameter percepatan desain respon spektra pada periode 1 detik
 S_{DS} = Parameter percepatan desain respon spektra dalam rentang periode pendek
 T = Periode fundamental struktur (detik)
 S_1 = Parameter percepatan repons spektra maksimum yang dipetakan
 R = Faktor modifikasi respons dalam Tabel 3.20
 I_e = Faktor keutamaan gempa dalam Tabel 3.13

Tabel 3.20 Faktor R , C_d , dan Ω_o untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respon	Faktor kuat lebih sistem	Faktor pembesaran defleksi	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
	R^a	Ω_o	C_d	B	C	D	E	F
C. Sistem Rangka Pemikul Momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	$10^{n,i}$	TI^n	TI^i
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI^n	TI^n	TI^i
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	4	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5,5	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen	3,5	3	3,5	10	10	10	10	10

khusus dengan pembautan								
-------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--

(sumber: SNI 03-1726-2019)

3.7.7 Distribusi Gaya Gempa

Berdasar SNI 1726-2019, gaya gempa lateral (F_x) yang timbul dapat dihitung dengan persamaan berikut ini.

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.71)$$

$$C_{vx} = \frac{w \cdot h^k}{(\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k)} \quad (3.72)$$

dengan:

C_{vx} = Faktor distribusi

V = Gaya lateral desain seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i (meter)

h_i = Tinggi bangunan dari dasar sampai tingkat i (meter)

k = Eksponen yang terkait dengan perioda sebesar 0,5 detik atau kurang ($k=1$). Untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, nilai k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

3.7.8 Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar lantai (Δ) dapat diketahui sebagai selisih akibat defleksi pusat massa di tingkat teratas hingga terbawah yang ditinjau (Gambar 3.20). Contoh perhitungan simpangan antar lantai dapat dihitung berdasar SNI 1726-2019 berikut ini.

1. Tingkat 1

$$\delta_1 = \frac{C_d \cdot \delta_{e1}}{I_e} \quad (3.73)$$

$$\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta_a \quad (3.74)$$

2. Tingkat 2

$$\delta_2 = \frac{C_d \cdot \delta_{e2}}{I_e}$$

$$\Delta_2 = \frac{(\delta_{e2} - \delta_{e1}) \cdot C_d}{I_e} \leq \Delta_a \quad (3.75)$$

3. Tingkat 3

$$\delta_3 = \frac{C_d \cdot \delta_{e3}}{I_e}$$

$$\Delta_3 = \frac{(\delta_{e3} - \delta_{e2}) \cdot C_d}{I_e} \leq \Delta_a$$

dengan:

δ_n = Perpindahan yang diperbesar lantai ke-n

δ_{en} = Perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan pada tingkat ke-n

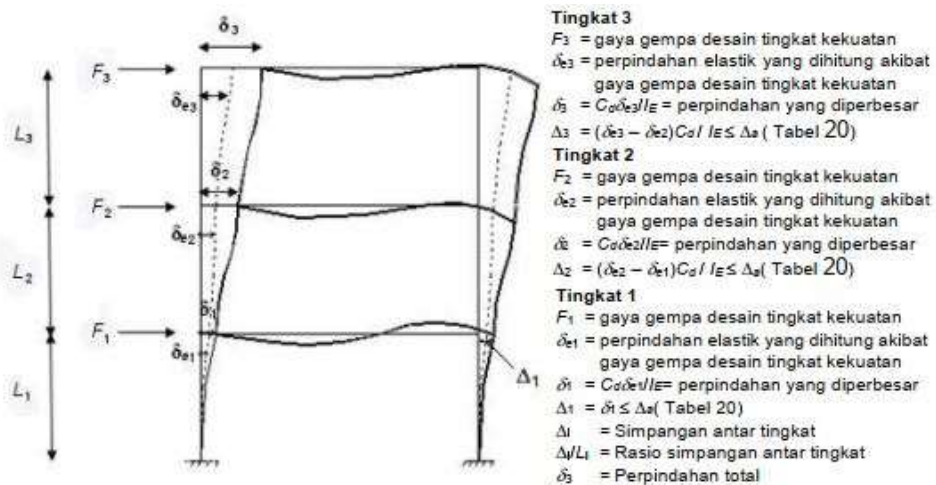
Δ_n = Simpangan antar lantai ke-n

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I_e = Faktor keutamaan gempa

h_x = Tinggi per lantai bangunan

Δ_a = Simpangan antar lantai ijin, ditentukan pada Tabel 3.21



Gambar 3.20 Parameter Simpangan Antar Lantai

(sumber: SNI 03-1726-2019)

Tabel 3.21 Simpangan Ijin Antar Lantai (Δ_a)

Struktur	Kategori resiko		
	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 sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodir simpangan antar lantai tingkat	$0,025h_x^c$	$0,020h_x$	$0,015h_x$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_x$	$0,010h_x$	$0,010h_x$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_x$	$0,007h_x$	$0,007h_x$
Semua struktur lainnya	$0,020h_x$	$0,015h_x$	$0,010h_x$

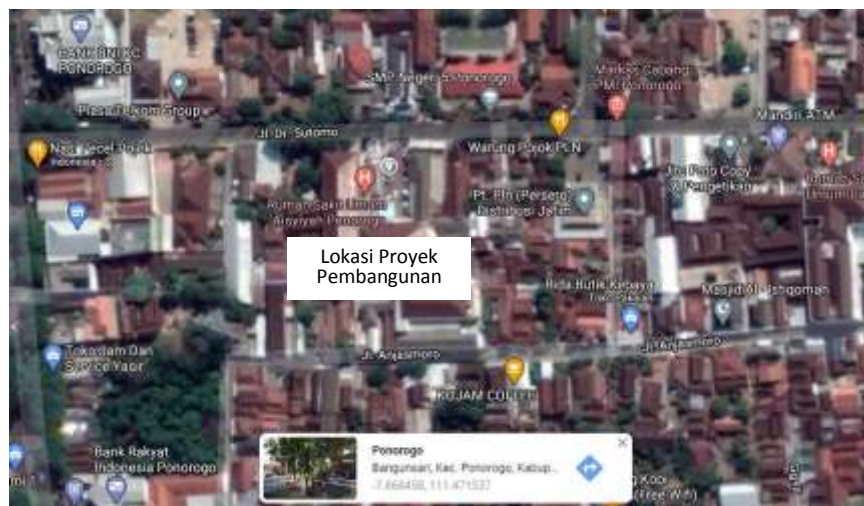
(sumber: SNI 03-1726-2019)

BAB IV

METODOLOGI PENELITIAN

4.1. Lokasi Penelitian

Bangunan yang menjadi obyek penelitian adalah proyek pembangunan Gedung Blok A RSU 'Aisyiyah Ponorogo yang terletak di Jalan Dr. Soetomo Nomor 18-24, Kelurahan Bangunsari, Kecamatan Ponorogo, Kabupaten Ponorogo, seperti pada gambar 4.1 berikut ini:



Gambar 4.1 Lokasi obyek penelitian

(sumber: Google Maps)

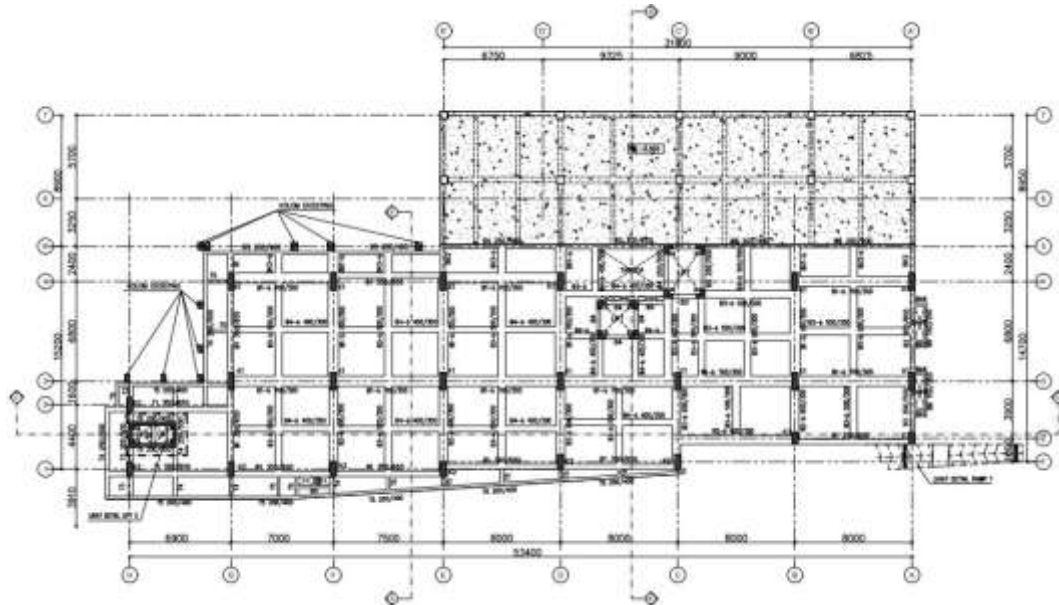
4.2. Data Struktur dan Denah Bangunan

Data struktur yang dibutuhkan diperoleh dari konsultan perencana berupa data *As built drawing* sebagai berikut:

1. Fungsi bangunan = Rumah sakit
2. Jenis tanah = Tanah sedang
3. Jumlah Tingkat = 7 Lantai + 1 Atap (+27,945 meter)
4. Jenis struktur utama = Beton bertulang
5. Mutu beton (f_c) = 25 MPa
6. Mutu tulangan (f_y) < 12mm = 240 MPa

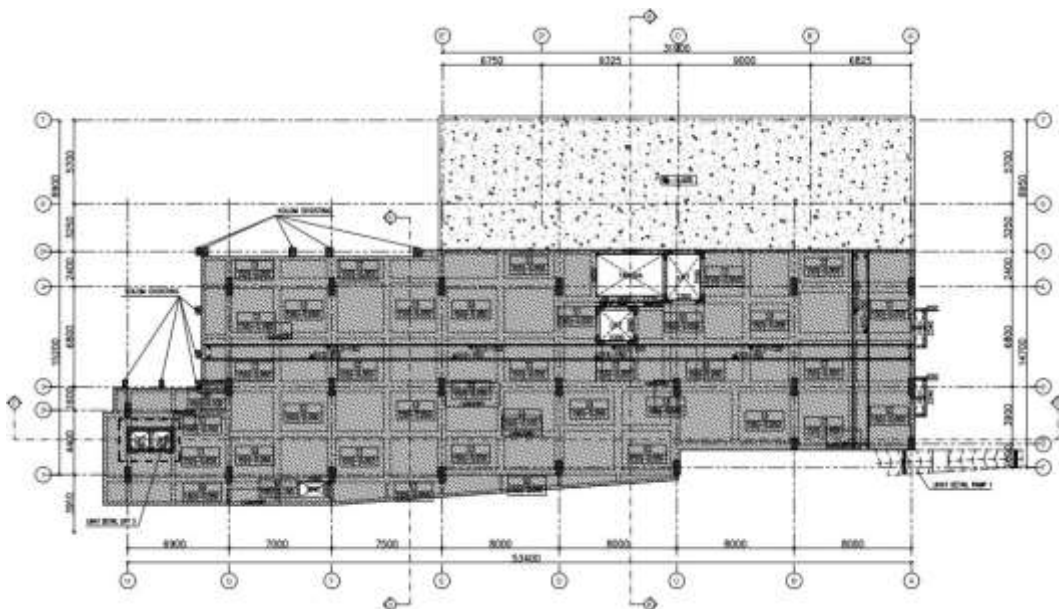
7. Mutu tulangan (f_y) $> 12\text{mm} = 400\text{ MPa}$

Denah bangunan dapat dilihat pada gambar 4.2 dan gambar 4.3:



Gambar 4.2 Denah Balok dan Kolom Lantai 1

(sumber: Tim Perencana Proyek)



Gambar 4.3 Denah Pelat Lantai 1

(sumber: Tim Perencana Proyek)

Denah balok, denah kolom, dan denah pelat pada lantai selanjutnya dapat dilihat pada lampiran. Selanjutnya kodefikasi dimensi balok, kolom, dan pelat yang diperoleh dari konsultan perencanaan dapat dilihat pada tabel 4.1 berikut.

Tabel 4.1 Dimensi Balok, Kolom, Pelat yang Digunakan

Kodefikasi	Panjang (mm)	B (mm)	H (mm)	Tebal (mm)
B1	7000; 7500; 8000	350	650	-
B2	3900; 6800	300	600	-
B3	3900; 4400; 5500; 6000	300	500	-
B4	4400; 5500; 7000; 7500	250	500	-
B5	6900; 7000	200	400	-
B6	4060; 8100	150	350	-
B1-b	7000; 7500; 8000	700	300	-
B1-c	6800	400	700	-
B2-b	3900; 5500; 8000	600	300	-
B3-b	3900; 5500; 6000; 6800; 9200	500	300	-
B3-c		500	200	-
B4-b	7000	400	300	-
B4-c	8000	250	600	-
B5-b	8000	200	600	-
K1	-	1200	400	-
K2	-	1000	400	-
K3	-	800	400	-
K4	-	250	600	-
K5	-	300	300	-
K6	-	500	600	-
S1	-	-	-	120
S2	-	-	-	200
S3	-	-	-	150

(sumber: Tim Perencana Proyek)

Dari data denah yang didapat, maka dibuat permodelan bangunan secara 3D menggunakan ETABS (Gambar 4.4) dan dilakukan perhitungan struktur untuk mengetahui gaya-gaya yang bekerja pada bangunan.



Gambar 4.4 Pemodelan 3D Bangunan Objek Penelitian

4.3. Perhitungan Struktur

Perencanaan struktur bangunan gedung ini menggunakan beberapa peraturan dari Standar Nasional Indonesia (SNI), antara lain peraturan SNI 2847-2019 mengenai persyaratan beton bertulang untuk bangunan gedung dan nongedung, SNI 1726-2019 mengenai ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung, dan SNI 1727-1989 mengenai pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung.

4.4. Pengumpulan Data

Data yang digunakan merupakan data sekunder yang diperoleh dari konsultan atau kontraktor. Data-data yang berkaitan dengan penelitian antara lain adalah sebagai berikut:

1. gambar struktur perencanaan berupa denah;
2. deskripsi umum bangunan berupa data tinggi antar lantai dan tinggi total bangunan;
3. deskripsi umum struktur berupa mutu beton, mutu tulangan, dan;
4. kegunaan bangunan yang berfungsi sebagai rumah sakit.

4.5. Alat

Alat yang digunakan pada penelitian ini guna mempermudah peneliti dalam menganalisis data adalah sebagai berikut:

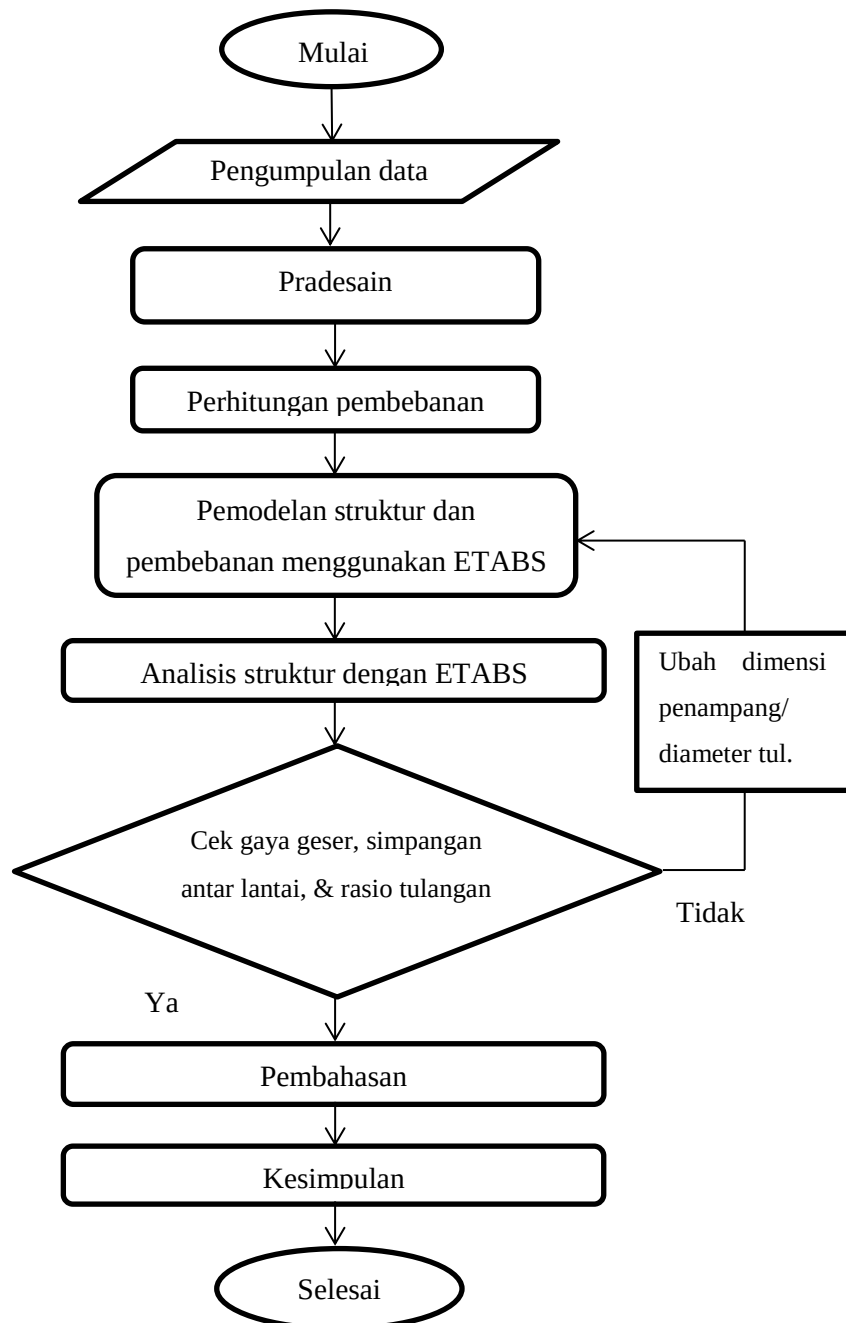
1. Program ETABS digunakan untuk pemodelan struktur dan untuk menghitung periode serta gaya-gaya dalam elemen struktur.
2. Autocad 2013 digunakan untuk desain elemen struktur dan analisis gaya yang bekerja.
3. Microsoft Excel 2010 digunakan untuk menganalisis data.

4.6. Analisis Data

Untuk menyederhanakan dan mempermudah dalam memahami data yang tersedia diperlukan metode analisis data. Data perencanaan awal yang diperoleh dari kontraktor atau konsultan akan dilakukan analisis penampang balok dan kolom berdasarkan *as built drawing*, kemudian dilanjutkan dilakukan perhitungan pembebanan (berupa beban mati, beban mati tambahan, dan beban hidup) dan pembuatan model struktur dengan ETABS. Hasil dari analisis struktur selanjutnya akan digunakan untuk perhitungan tulangan longitudinal dan tulangan transversal untuk balok dan kolom. Setelah tulangan dihitung, maka perlu pengecekan terhadap lendutan dan momen. Apabila struktur masuk kategori aman, maka jumlah tulangan longitudinal dan tulangan transversal yang telah diketahui dijadikan dasar perhitungan biaya untuk mengetahui dari segi ekonomis. Secara garis besar penelitian ini menjelaskan studi komparatif dengan batas tinjauan struktur bangunan hanya fokus pada struktur balok, kolom, dan struktur atas. Studi komparatif yang dilakukan adalah perbandingan ketika perencanaan menggunakan SNI 03-2847-2019 dan SNI 03-2847-2013 dengan standar sebelumnya SNI 03-2847-2013 dan SNI 03-1726-2012. Perbedaan dari hasil analisis akan dijelaskan pada bab kesimpulan dan saran.

4.7. Bagan Alir Penelitian

Metode penelitian menunjukkan bagaimana proses penelitian yang akan dilakukan sampai dengan analisis dan kesimpulan. Bagan alir atau *flowchart* dapat dilihat pada Gambar 4.6.



Gambar 4.6 Bagan alir penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1. Pembebanan

Pembebanan yang digunakan terdiri dari beban mati dan beban hidup bangunan yang didasarkan pada SNI 1727-1989 serta beban akibat gempa yang didasarkan pada SNI 1726-2019. Detail pembebanan dapat dilihat berikut ini.

5.1.1 Beban Mati

Beban mati yang digunakan dalam pemodelan struktur terdiri dari beban mati pada pelat lantai, pelat atap, pelat tangga, pelat bordes, dan dinding. Detail beban mati dapat dilihat pada Tabel 5.1 sampai Tabel 5.4 sebagai berikut.

1. Pelat Lantai

Tabel 5.1 Beban Mati Pada Pelat Lantai

No.	Material	Berat Volume		Tebal/Tinggi (m)	Beban (t/m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Berat sendiri pelat	2400	Kg/m ³	0,12	0
2	Spesi	21	Kg/m ³		0,021
3	Pasir	1800	Kg/m ³	0,04	0,072
4	Keramik/tegel	24	Kg/m ³		0,024
5	Plafon/Langit-langit	24	Kg/m ³		0,024
Beban mati (<i>Qd</i>)					0,141

2. Pelat Atap

Tabel 5.2 Beban Mati Pada Pelat Atap

No.	Material	Berat Volume		Tebal/Tinggi (m)	Beban (t/m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Berat sendiri pelat	2400	Kg/m ³	0,12	0
2	Spesi	21	Kg/m ³		0,021
3	<i>Water proofing</i>	5	Kg/m ³		0,024
4	Plafon/Langit-langit	24	Kg/m ³		0,024
Beban mati (<i>Qd</i>)					0,069

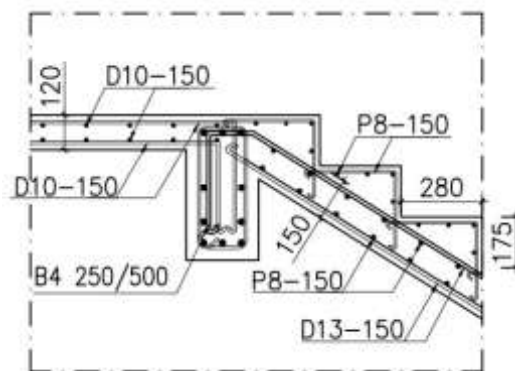
3. Pelat Tangga

Perhitungan beban pelat tangga dijadikan dua beban, yakni beban anak tangga dan beban bordes (Gambar 5.1 dan Gambar 5.2), dengan perhitungan sebagai berikut.



Gambar 5.1 Denah Struktur Tangga

a. Anak tangga



Gambar 5.2 Mencari Tinggi Vertikal

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal pelat } (t) &= 150 \text{ mm} \\
 \text{Antrede } (a) &= 280 \text{ mm} \\
 \text{Optrede } (s) &= 175 \text{ mm} \\
 \text{Sudut } (\alpha) &= \tan^{-1} \left(\frac{s}{a} \right) \\
 &= \tan^{-1} \left(\frac{175}{280} \right) \\
 &= 35,8099^\circ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_1 &= \frac{1}{2} \cdot S \cdot \cos \alpha \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 175 \cdot \cos 35,8099^\circ \\
 &= 23,4824 \text{ mm} \\
 t_2 &= t + t_1 \\
 &= 150 + 23,4824 \\
 &= 173,4824 \text{ mm} \\
 t_3 &= \frac{t_2}{\cos \alpha} \\
 &= \frac{173,4824}{\cos 35,8099} \\
 &= 213,9215 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.3 Beban Mati Pada Anak Tangga

No.	Material	Berat Volume		Tebal/Tinggi (m)	Lebar (m)	Beban (kN/m)
		Nilai	Satuan			
1	Pelat tangga	2400	Kg/m ³	0,213	1,2	6,043
2	Spesi	21	Kg/m ³		1,2	0,247
3	Pasir	1800	Kg/m ³	0,04	1,2	0,848
4	Keramik	24	Kg/m ³		1,2	0,283
Beban mati (<i>Qd</i>)						7,421

b. Bordes

Tebal pelat = 150 mm

Tabel 5.4 Beban Mati Pada Pelat Bordes

No.	Material	Berat Volume		Tebal/Tinggi (m)	Lebar (m)	Beban (kN/m)
		Nilai	Satuan			
1	Pelat bordes	2400	Kg/m ³	0,15	2,75	9,712
2	Spesi	21	Kg/m ³		2,75	0,567
3	Pasir	1800	Kg/m ³	0,04	2,75	1,942
4	Keramik	24	Kg/m ³		2,75	0,647
Beban mati (<i>Qd</i>)						12,868

4. Dinding

Penelitian ini hanya mengasumsikan dinding berada pada sepanjang balok terluar pada bangunan di setiap lantainya. Perhitungan dinding dapat dilihat pada contoh berikut ini.

- a. Dinding penuh = Tinggi lantai x BJ pasangan batako tebal 10 cm
 $= 4 \text{ m} \cdot (120 \text{ kg/m}^2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2)/1000$
 $= 4,7088 \text{ kN/m}$
- b. Dinding 60% = Tinggi dinding x BJ pasangan batako tebal 10 cm
 $= 2,4 \text{ m} \cdot (120 \text{ kg/m}^2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2)/1000$
 $= 2,8253 \text{ kN/m}$

5.1.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727-1989 PPPURG penentuan beban hidup dibedakan atas fungsi bangunan. Diketahui fungsi bangunan pada penelitian ini adalah Rumah Sakit, sehingga diperoleh beban hidup sebagai berikut.

1. Pelat Lantai
 $Q_{l \text{ lantai}} = 250 \text{ kg/m}^2$
2. Pelat Atap
 $Q_{l \text{ atap}} = 100 \text{ kg/m}^2$
3. Pelat Tangga
 $Q_{l \text{ tangga}} = 300 \text{ kg/m}^2$

5.2. Berat Bangunan

Berat total bangunan adalah jumlah akumulasi dari seluruh beban mati dan seluruh beban hidup pada seluruh lantai. Berat total bangunan ini berguna untuk mendapatkan beban akibat gempa. Dalam proyek ini terdapat berbagai macam kodefikasi guna memudahkan pembacaan denah dan pelaksanaan pekerjaan di lapangan. Terdapat tiga macam kodefikasi untuk membedakan area di struktur pelat, yakni S1, S2, dan S3. Untuk struktur balok memiliki empat belas macam kodefikasi untuk membedakan dimensi penampang, yakni B1, B2, B3, B4, B5, B6, B1-b, B1-c, B2-b, B3-b, B3-c, B4-b, B4-c, dan B5-b. Lalu struktur kolom memiliki empat macam kodefikasi untuk membedakan dimensi penampang, yakni K1, K2, K3, K4, K5, dan K6. Contoh perhitungan berat total bangunan dilakukan pada lantai 1 dan dapat dilihat pada Tabel 5.5. Terdapat angka nol di kolom

jumlah maupun luas pada Tabel 5.5 menjelaskan tidak adanya penggunaan kodefikasi tersebut di tiap lantai yang dimaksud.

Tabel 5.5 Berat Bangunan Lantai 1

Kodefikasi		Panjang, L (m)	Lebar, B (m)	Tinggi, H (m)	Jumlah	Luas (m ²)	Berat volume		Berat (ton)
PELAT BEBAN MATI	S1					0	0,141	t/m ²	0
	S2					0	0,141	t/m ²	0
	S3					534,327	0,141	t/m ²	75,34
PELAT BEBAN HIDUP	S1					0	0,25	t/m ²	0
	S2					0	0,25	t/m ²	0
	S3					534,327	0,25	t/m ²	40,075
BALOK INDUK	B 1	8	0,35	0,65	3		2400	kg/m ³	13,104
		7,5	0,35	0,65	2		2400	kg/m ³	8,190
		7	0,35	0,65	1		2400	kg/m ³	3,822
		6,9	0,35	0,65	2		2400	kg/m ³	7,535
		6,8	0,35	0,65	1		2400	kg/m ³	3,713
		6,32	0,35	0,65	1		2400	kg/m ³	3,451
		0,82	0,35	0,65	0		2400	kg/m ³	0
	Total							kg/m ³	39,814
	B 2	7,2	0,3	0,6	1		2400	kg/m ³	3,111
		6,8	0,3	0,6	1		2400	kg/m ³	2,938
		5,8	0,3	0,6	0		2400	kg/m ³	0
		3,9	0,3	0,6	0		2400	kg/m ³	0
		2,54	0,3	0,6	0		2400	kg/m ³	0
		2,35	0,3	0,6	0		2400	kg/m ³	0
	Total							kg/m ³	6,048
	B 3	6,8	0,3	0,5	0		2400	kg/m ³	0
		6,32	0,3	0,5	0		2400	kg/m ³	0
		5,5	0,3	0,5	0		2400	kg/m ³	0
		4,4	0,3	0,5	1		2400	kg/m ³	1,584
		3,9	0,3	0,5	1		2400	kg/m ³	1,404
		2,54	0,3	0,5	1		2400	kg/m ³	0,914
	Total							kg/m ³	3,902
	B 1-b	8	0,7	0,3	6		2400	kg/m ³	24,192
		7,5	0,7	0,3	1		2400	kg/m ³	3,780
		7	0,7	0,3	2		2400	kg/m ³	7,056
		2,35	0,7	0,3	2		2400	kg/m ³	2,369
	Total							kg/m ³	37,397

Tabel 5.5 Berat Bangunan Lantai 1 (Lanjutan)

	B 6	3,08	0,15	0,35	0		2400	kg/m3	0
		0	0,15	0,35	0		2400	kg/m3	0
		Total						kg/m3	0
BALOK ANAK	B 1- c	0	0,4	0,7	0		2400	kg/m3	0
		0	0,4	0,7	0		2400	kg/m3	0
		Total						kg/m3	0
	B 3- b	8	0,5	0,3	1		2400	kg/m3	2,88
		6,8	0,5	0,3	4		2400	kg/m3	9,792
		6,32	0,5	0,3	2		2400	kg/m3	4,550
		6,25	0,5	0,3	2		2400	kg/m3	4,5
		5,98	0,5	0,3	1		2400	kg/m3	2,153
		5,8	0,5	0,3	2		2400	kg/m3	4,176
		5,5	0,5	0,3	2		2400	kg/m3	3,96
		3,9	0,5	0,3	2		2400	kg/m3	2,808
		3,17	0,5	0,3	1		2400	kg/m3	1,141
		2,54	0,5	0,3	1		2400	kg/m3	0,914
		Total						kg/m3	36,875
	B 3- c	6,25	0,5	0,2	0		2400	kg/m3	0
		5,8	0,5	0,2	0		2400	kg/m3	0
		Total						kg/m3	0
	B 4- b	8	0,3	0,4	3		2400	kg/m3	6,912
		7,5	0,3	0,4	2		2400	kg/m3	4,320
		7,2	0,3	0,4	1		2400	kg/m3	2,074
		7	0,3	0,4	2		2400	kg/m3	4,032
		3,17	0,3	0,4	1		2400	kg/m3	0,913
		3	0,3	0,4	2		2400	kg/m3	1,728
		2,62	0,3	0,4	1		2400	kg/m3	0,755
		2,03	0,3	0,4	1		2400	kg/m3	0,585
		Total						kg/m3	21,318
	B 4- c	7,2	0,25	0,6	0		2400	kg/m3	0
		6,25	0,25	0,6	0		2400	kg/m3	0
		2,54	0,25	0,6	0		2400	kg/m3	0
		Total						kg/m3	0
	B 5- b	0	0,2	0,6	0		2400	kg/m3	0
		0	0,2	0,6	0		2400	kg/m3	0
		Total						kg/m3	0

Tabel 5.5 Berat Bangunan Lantai 1 (Lanjutan)

KOLOM	K1	1,2	0,4	3,85	13		2400	kg/m3	57,658
	K2	1	0,4	3,85	7		2400	kg/m3	25,872
	K3	0,8	0,4	3,85	2		2400	kg/m3	5,914
	K4	0,25	0,6	3,85	12		2400	kg/m3	16,632
	K5	0,3	0,3	3,85	0		2400	kg/m3	0
	K6	0,5	0,5	3,85	0		2400	kg/m3	0
DINDING	DJ	139,03	0	3,85	0	535,281	120	kg/m2	112,512
TANGGA	TANGGA	4,275	0	0,175		12,858	2400	kg/m3	5,400
TOTAL BERAT (TON)									509,939

Rekapitulasi berat bangunan pada setiap lantai selanjutnya dapat dilihat berikut ini.

Berat bangunan lantai 2 = 512,965 ton

Berat bangunan lantai 3 = 503,177 ton

Berat bangunan lantai 4 = 530,941 ton

Berat bangunan lantai 5 = 488,393 ton

Berat bangunan lantai 6 = 522,968 ton

Berat bangunan lantai 7 = 377,642 ton

Berat bangunan lantai atap = 84,842 ton

Hasil perhitungan ETABS mendapatkan besar *base reactions* yang dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut ini.

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Base Reactions

Filter: None

	Output Case	Case Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
►	Dead	LinStatic	0,1733	0	28852,136	208154,6475	-798837,2895	-2,4068
	Live	LinStatic	0,0492	0	8381,8069	60589,3498	-235738,9828	-0,6832
	Super Dead	LinStatic	0,0275	0	4705,3044	33996,6618	-132138,8321	-0,3818

Gambar 5.3 Output Berat Struktur ETABS v.18

Berdasarkan SNI 03-1726-2019, berat seismik efektif struktur yang dihitung untuk seluruh gedung adalah beban mati sendiri elemen struktur (*DEAD*), beban mati elemen tambahan (*SUPER DEAD*), dan beban hidup (*LIVE*). Beban hidup minimum pada penelitian sebesar 25%. Pemodelan dengan ETABS v.18 menghasilkan berat total beban mati dan beban hidup sebagai berikut.

W beban mati = 28852,136 KN

$$\begin{aligned}
 W \text{ beban mati tambahan} &= 4705,3044 \text{ KN} \\
 W \text{ beban hidup} &= 8361,8089 \text{ KN} \\
 W \text{ efektif bangunan} &= W \text{ beban mati} + W \text{ beban mati tambahan} + \\
 &\quad 25\%W \text{ beban hidup} \\
 &= 28852,136 + 4705,3044 + (25\% \times 8361,8089) \\
 &= 35647,893 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga selisih perhitungan excel dengan hasil ETABS:

$$\begin{aligned}
 \text{Selisih} &= \text{Perhitungan excel} - \text{hasil ETABS} \\
 &= |34637,812 \text{ kN} - 35647,893 \text{ kN}| \\
 &= 1010,081 \text{ kN} \\
 \text{Kesalahan relatif } (\epsilon) &= \frac{1010,081}{34637,812} \times 100\% \\
 &= 2,916\%
 \end{aligned}$$

Kesalahan relatif (ϵ) lebih kecil dari 5% menunjukkan pemodelan bangunan pada ETABS v.18 sudah mendekati desain bangunan yang telah direncanakan dengan ditinjau dari berat bangunan tersebut.

5.3. *Response Spektrum dan Gaya Geser Gempa*

Perhitungan beban gempa mengacu pada SNI 03-1726-2019 dengan prosedur perhitungan sebagai berikut ini.

1. Perhitungan kategori desain seismik
 - a. Penentuan kategori resiko bangunan dan faktor keutamaan beban gempa
 Sesuai dengan Tabel 3.13, “Rumah Sakit” termasuk dalam kategori resiko IV. Berdasarkan Tabel 3.14, bangunan yang masuk ke dalam kategori IV memiliki faktor keutamaan gempa I_e sebesar 1,5.
 - b. Klasifikasi situs, wilayah gempa, dan respon spektral
 Berdasarkan data yang penulis peroleh, tanah di sekitar bangunan Rumah Sakit Umum Aisyiyah Ponorogo termasuk dalam kategori tanah sedang (SD). Wilayah Ponorogo memiliki nilai S_s direntang 0,9 – 1,0g dan nilai S_1 direntang 0,4 – 0,5g berdasarkan peta seismik pada Gambar 3.16 dan Gambar 3.17. Melalui bantuan aplikasi desain spektra milik Kementerian

PUPR yakni RSA PUSKIM, didapat nilai S_s sebesar 0,936 dan nilai S_1 sebesar 0,436.

c. Respon spektra percepatan gempa MCE_R

Berdasarkan Tabel 3.15 sesuai kelas situs, diperoleh koefisien situs F_a dengan cara interpolasi sebesar 1,1256 dan berdasarkan Tabel 3.16 nilai koefisien situs F_v dengan cara interpolasi sebesar 1,8640.

d. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{M1}

Perhitungan nilai S_{MS} dan S_{M1} berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 6.2 dapat ditentukan sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \cdot S_s \\ &= 1,1256 \cdot 0,936 \\ &= 1,0536 \\ S_{M1} &= F_v \cdot S_1 \\ &= 1,8640 \cdot 0,436 \\ &= 0,8127 \end{aligned}$$

e. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{D1}

Perhitungan nilai S_{DS} dan S_{D1} berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 6.3 dapat ditentukan sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} \cdot 1,0536 \\ &= 0,7024 \text{ g} \\ S_{D1} &= \frac{2}{3} \cdot S_{M1} \\ &= \frac{2}{3} \cdot 0,8127 \\ &= 0,5418 \text{ g} \end{aligned}$$

f. Penentuan nilai C_{RS} dan C_{R1}

Penentuan nilai C_{RS} dan C_{R1} berdasar peta gempa SNI 03-1726-2019, letak bangunan berada di wilayah Ponorogo, sehingga diambil nilai C_{RS} sebesar 0,95 dan nilai C_{R1} sebesar 0,95.

g. Penentuan nilai S_{DSR} dan S_{DIR}

Nilai S_{DSR} dan S_{DIR} perlu dikalikan dengan nilai C_{RS} dan C_{RI} , sehingga dapat dihitung sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned} S_{DSR} &= S_{DS} \cdot C_{RS} \\ &= 0,7024 \cdot 0,95 \\ &= 0,6673 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DIR} &= S_{DIR} \cdot C_{RI} \\ &= 0,5418 \cdot 0,95 \\ &= 0,5147 \text{ g} \end{aligned}$$

h. Pembuatan desain respon spektra

Kurva desain respon spektra dapat diperoleh dengan menggunakan parameter percepatan spektra yang berdasar pada Gambar 3.18 dan ketentuan dari persamaan (3.65), (3.66), serta (3.67). Perhitungan periode percepatan respon spektra ditentukan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} T_o &= 0,2 \frac{S_{DIR}}{S_{DSR}} \\ &= 0,2 \frac{0,5147}{0,6673} \\ &= 0,1543 \text{ detik} \end{aligned}$$

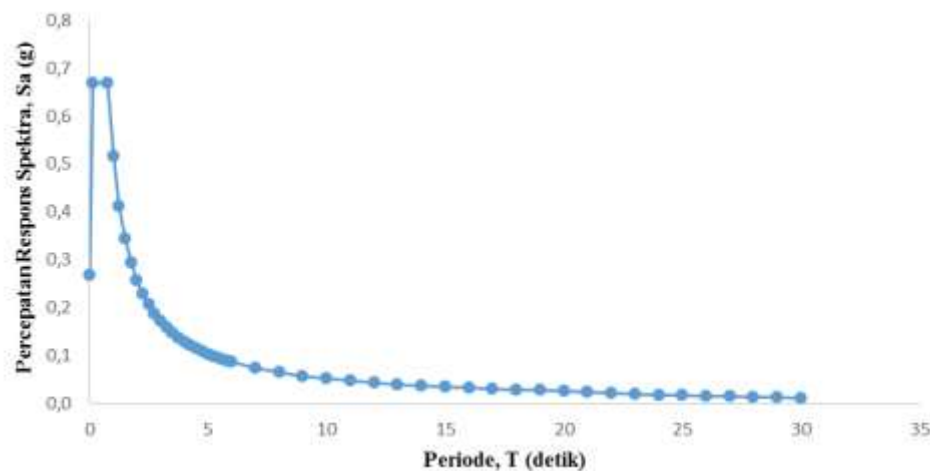
$$\begin{aligned} T_s &= \frac{S_{DIR}}{S_{DSR}} \\ &= \frac{0,5147}{0,6673} \\ &= 0,7714 \text{ detik} \end{aligned}$$

Nilai percepatan respon spektra hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.6 dan Gambar 5.4.

Tabel 5.6 Hubungan Percepatan Respons Spektra dan Periode

T (detik)	S_a (g)
0	0,2669
0,1543	0,6673
0,7714	0,6673
1	0,5147
1,25	0,4118
1,5	0,3431
1,75	0,2941

2	0,2574
2,25	0,2288
2,5	0,2059
2,75	0,1872
3	0,1716
3,25	0,15837
3,5	0,14706



Gambar 5.4 Grafik Respons Spektrum SNI 1726-2019

i. Kategori desain seismik

Bangunan gedung yang dijadikan objek penelitian memiliki nilai S_{DSR} sebesar 0,6673 g dan nilai S_{D1R} sebesar 0,5147 g. Kategori desain seismik dapat diketahui saat dibandingkan dengan Tabel 3.5 dan Tabel 3.6. Hasil penentuan kategori desain seismik dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut ini.

Tabel 5.7 Penentuan Kategori Desain Seismik

Kategori resiko	IV
Faktor keutamaan	1,5
S_s	0,936
S_I	0,436
S_{DSR}	0,6673
S_{D1R}	0,5147
Kategori Desain Seismik	D

2. Sistem penahan gaya gempa

Bangunan objek penelitian merupakan bangunan dengan sistem penahan gaya gempa berupa rangka beton pemikul momen khusus, sehingga berdasarkan Tabel 3.21 yang mengacu ke SNI 1726-2019, memiliki nilai koefisien modifikasi respon (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_o), dan faktor pembesaran defleksi (C_d) sebagai berikut ini.

$$R = 8$$

$$\Omega_o = 3$$

$$C_d = 5,5$$

3. Penentuan periode fundamental struktur

Penentuan periode ini berdasarkan Tabel 3.19 dan Tabel 3.20. Hasil dari tabel tersebut menunjukkan bangunan yang diteliti didapatkan nilai C_u sebesar 1,4 dan nilai C_t sebesar 0,0466 serta nilai x sebesar 0,9. Tinggi struktur bangunan gedung objek penelitian yaitu 27,945 meter. Nilai periode minimum struktur dapat ditentukan melalui persamaan (3.68).

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \cdot h_n^x \\ &= 0,0466 \cdot 27,945^{0,9} \\ &= 0,9334 \text{ detik} \end{aligned}$$

Sedang perhitungan batas atas periode fundamental alami ($C_u \cdot T_a$).

$$\begin{aligned} C_u \cdot T_a &= 1,4 \cdot 0,9334 \\ &= 1,3068 \text{ detik} \end{aligned}$$

Hasil periode dari analisa ETABS v.18 (T_c) dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut ini.

Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None		Modal Periods And Frequencies	
Filter: None							
	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²	
▶	Modal	1	1,239	0,807	5,0698	25,7026	
	Modal	2	1,104	0,906	5,6916	32,3944	
	Modal	3	0,886	1,129	7,0951	50,3405	
	Modal	4	0,419	2,387	14,9977	224,9306	
	Modal	5	0,343	2,919	18,3433	336,4776	

Gambar 5.5 Periode Hasil Analisa Struktur ETABS v.18

Disini hasil perhitungan batas atas periode fundamental alami mendapat nilai lebih dari hasil analisis periode ETABS v.18 (T_c) yang diketahui sebesar 1,239 detik.

4. Penentuan gaya geser dasar statik

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

a. Koefisien respon struktur

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,7024}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,1317$$

Koefisien respon maksimum

$$C_{s maks} = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,7024}{1,239\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,07789$$

Koefisien respon minimum

$$C_{s min} = 0,044 S_{DS} \cdot I_e \geq 0,01$$

$$\begin{aligned} C_{s min} &= 0,044 \cdot 0,7024 \cdot 1,5 \\ &= 0,04404 \end{aligned}$$

$$C_{s min} \geq 0,01$$

Dengan demikian nilai C_s yang dipakai adalah 0,07789

b. Geser dasar seismik

$$\begin{aligned} V_{statik} &= C_s \cdot W_{seismik efektif bangunan} \\ &= 0,07789 \cdot 35647,893 \\ &= 2777,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.4. Kombinasi Beban

Kombinasi pembebanan pada penelitian ini didasarkan pada pasal 7.4.2 di SNI 1726-2019. Kombinasi ini juga memperhitungkan pengaruh beban gempa horizontal dan beban gempa vertikal. Pengaruh beban gempa vertikal didasarkan oleh nilai faktor reduksi (ρ) dan nilai S_{DS} . Bangunan objek penelitian masuk ke dalam kategori resiko D, maka diketahui nilai faktor reduksi sebesar 1,3 dan nilai S_{DS} sebesar 0,7076. Penjabaran kombinasi pembebanan dalam perhitungan analisis struktur ini dapat dilihat berikut ini.

1. 1,4D

2. $1,2D + 1,6L$
3. $1,3840D + 1L + 0,39 RS_x + 1,3 RS_y$
4. $1,1009D + 1L + 0,39 RS_x - 1,3 RS_y$
5. $1,2991D + 1L - 0,39 RS_x + 1,3 RS_y$
6. $1,0160D + 1L - 0,39 RS_x - 1,3 RS_y$
7. $1,3840D + 1L + 1,3 RS_x + 0,39 RS_y$
8. $1,2991D + 1L + 1,3 RS_x - 0,39 RS_y$
9. $1,1009D + 1L - 1,3 RS_x + 0,39 RS_y$
10. $1,0160D + 1L - 1,3 RS_x - 0,39 RS_y$
11. $0,7160D + 0,39 RS_x + 1,3 RS_y$
12. $0,9991D + 0,39 RS_x - 1,3 RS_y$
13. $0,8009D - 0,39 RS_x + 1,3 RS_y$
14. $1,0840D - 0,39 RS_x - 1,3 RS_y$
15. $0,7160D + 1,3 RS_x + 0,39 RS_y$
16. $0,8009D + 1,3 RS_x - 0,39 RS_y$
17. $0,9991D - 1,3 RS_x + 0,39 RS_y$
18. $1,0840D - 1,3 RS_x - 0,39 RS_y$

5.5. **Output Analisis ETABS v.18**

Struktur ini diperiksa terlebih dahulu untuk mengetahui kesesuaian dengan peraturan dan ketentuan yang ada dalam peraturan. Terdapat 4 macam peninjauan untuk analisis struktur bangunan gedung objek penelitian.

1. *Participating Mass Ratio*

Persyaratan ini berdasarkan SNI 1726-2019 Pasal 7.9.1, disyaratkan analisis struktur harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100 persen dari massa struktur. Namun sebagai alternatif, analisis diizinkan memasukkan jumlah ragam minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 persen dari massa aktual dari masing-masing arah. Nilai partisipasi massa ragam struktur dapat dilihat pada Gambar 5.6 berikut ini.

Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None		Modal Participating Mass Ratios			
Filter: None									
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
▶	Modal	1	1,239	0,7861	0,0069	0	0,7861	0,0069	0
	Modal	2	1,108	0,0059	0,6912	0	0,792	0,698	0
	Modal	3	0,886	0,0033	0,0437	0	0,7952	0,7418	0
	Modal	4	0,419	0,1161	0,0004	0	0,9114	0,7422	0
	Modal	5	0,343	0,0002	0,1194	0	0,9115	0,8616	0
	Modal	6	0,275	0,0004	0,0088	0	0,912	0,8703	0
	Modal	7	0,248	0,0405	0,0002	0	0,9524	0,8705	0
	Modal	8	0,187	3,229E-05	0,05	0	0,9525	0,9205	0
	Modal	9	0,16	0,0267	9,332E-07	0	0,9792	0,9205	0
	Modal	10	0,15	4,937E-05	0,0052	0	0,9792	0,9257	0
	Modal	11	0,125	0,0083	3,23E-05	0	0,9875	0,9258	0
	Modal	12	0,117	0,0002	0,0166	0	0,9877	0,9423	0

Gambar 5.6 Nilai Partisipasi Massa Ragam Struktur Hasil Pemodelan ETABS v.18

Partisipasi massa ragam bangunan arah X dan arah Y dapat dilihat pada kolom *SumUX* dan *SumUY* di Gambar 5.6. Nilai partisipasi massa ragam arah x pada modal ke 4 sudah melebihi 90 persen dan arah y pada modal ke 8 sudah melebihi 90 persen, maka persyaratan partisipasi massa ragam sudah terpenuhi.

2. Kombinasi Ragam

Pengecekan kombinasi ragam mengacu pada SNI 03-1726-2019 di pasal 7.9.3 untuk mengetahui metode kombinasi ragam yang digunakan sesuai atau tidak. Hasil periode setiap mode dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut.

Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None		Modal Periods And Frequencies	
Filter: None							
	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²	
▶	Modal	1	1,239	0,807	5,0698	25,7026	
	Modal	2	1,104	0,906	5,6916	32,3944	
	Modal	3	0,886	1,129	7,0951	50,3405	
	Modal	4	0,419	2,387	14,9977	224,9306	
	Modal	5	0,343	2,919	18,3433	336,4776	
	Modal	6	0,275	3,642	22,8833	523,6448	
	Modal	7	0,248	4,03	25,3204	641,1216	
	Modal	8	0,186	5,365	33,708	1136,2312	
	Modal	9	0,16	6,249	39,2611	1541,4328	
	Modal	10	0,15	6,651	41,7874	1746,1885	
	Modal	11	0,125	7,975	50,1064	2510,65	
	Modal	12	0,117	8,582	53,9199	2907,3511	

Gambar 5.7 Periode Tiap Mode Hasil Pemodelan ETABS v.18

Perhitungan interval persentase periode dijabarkan berikut ini.

$$T_1 - T_2 = \frac{T_1 - T_2}{T_1} \cdot 100\%$$

$$= \frac{1,239-1,104}{1,239} \cdot 100\%$$

$$= 10,895\%$$

$$T_2 - T_3 = \frac{T_2 - T_3}{T_2} \cdot 100\%$$

$$= \frac{1,104-0,886}{1,104} \cdot 100\%$$

$$= 19,746\%$$

$$T_3 - T_4 = \frac{T_3 - T_4}{T_3} \cdot 100\%$$

$$= \frac{0,886-0,419}{0,886} \cdot 100\%$$

$$= 52,708\%$$

Selisih antara $T_2 - T_3$ dan $T_3 - T_4$ memiliki persentase cukup besar yakni 19,746% dan 52,708%. Persentase tersebut lebih besar dari persyaratan minimal sebesar 15% dan disarankan metode perhitungan periode diubah menjadi metode akar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS).

3. *Base Shear*

Hasil gaya geser dasar dinamik (V_D) perlu disetarakan dengan gaya geser dasar statik (V_S). Besaran gaya geser dinamik (V_D) dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut ini.

TABLE: Base Reactions						
Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY	FZ
				N	N	N
SX	LinStatic	Step By Step	1	-3388,78	0	0
SY	LinStatic	Step By Step	1	0	-3388,78	0
DX	LinRespS	Max		2791,8	361,23	0
DY	LinRespS	Max		359,29	2759,8	0

Gambar 5.8 Gaya Geser Dinamik Hasil Pemodelan ETABS v.18

Hasil *output* dari ETABS v.18, nilai gaya geser dinamik diketahui dari Gambar 5.8 sebagai berikut ini.

$$V_{D \text{ arah } x} = 2791,80 \text{ kN}$$

$$V_{D \text{ arah } y} = 2758,80 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 1726-2019, perhitungan gaya geser dinamik hasil aplikasi pengolah atau ETABS v.18 harus sama dengan 100 persen nilai gaya geser statik. Dari hasil diatas maka dapat diketahui bahwa $V_{D \text{ arah } x}$ dan $V_{D \text{ arah } y}$

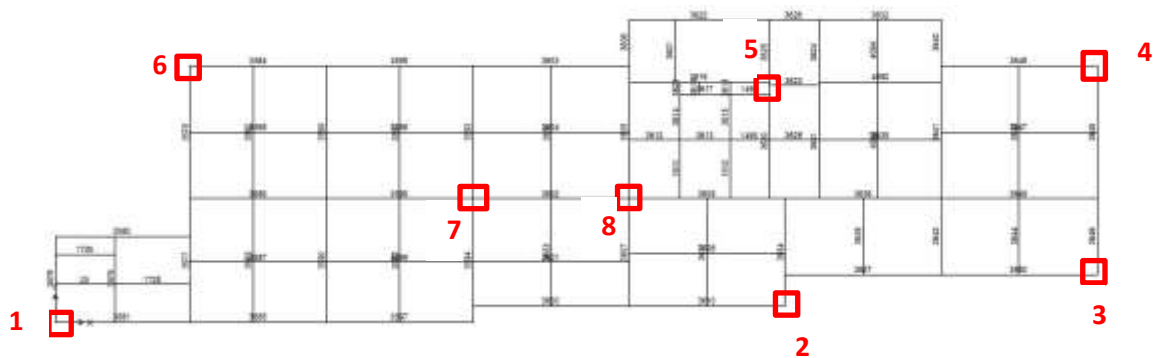
belum lebih besar dari nilai V_s , sehingga perlu dilakukan skala gaya ulang. Perhitungan faktor skala gaya ulang dapat dilihat pada contoh berikut ini. Nilai V_s didapat dari hitung manual dengan bantuan Microsoft Excel dan didapat hasil sebesar 2777,08 N.

$$\begin{aligned}\text{Faktor skala gaya arah } x &= \frac{V_s}{V_D} \\ &= \frac{2777,08}{2791,80} \\ &= 0,9947\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Faktor skala gaya arah } y &= \frac{V_s}{V_D} \\ &= \frac{2777,08}{2759,8} \\ &= 1,0063\end{aligned}$$

5.6. Analisis Simpangan Antar Lantai

Analisa simpangan antar lantai hanya dipilih beberapa titik *joint* di bangunan objek penelitian yang dianggap dapat mewakili titik-titik lainnya. Simpangan yang diamati adalah simpangan arah X dan simpangan arah Y. Denah kolom yang diamati dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut ini.



Gambar 5.9 Denah Kolom yang Ditinjau untuk Melakukan Analisis Simpangan

Berikut merupakan salah satu contoh perhitungan simpangan pada titik tinjauan kolom kode 1 arah X lantai 2.

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi tipikal lantai} &= 3,85 \text{ meter} \\
 \text{Faktor pembesaran defleksi } (C_d) &= 5,5 \text{ untuk SRPMK} \\
 \text{Faktor keutamaan gempa } (I_e) &= 1,5 \text{ untuk kategori resiko IV} \\
 \text{Perpindahan struktur lantai 1 } (\delta_1) &= 0 \\
 \text{Perpindahan struktur lantai 2 } (\delta_2) &= 0,004544 \\
 \text{Simpangan antar lantai 2 } (\Delta_2) &= \frac{(\delta_2 - \delta_1) \cdot C_d}{I_e} \\
 &= \frac{(0,004544 - 0) \cdot 5,5}{1,5} \\
 &= 16,661 \text{ mm} \\
 \text{Simpangan ijin antar lantai } (\Delta_a) &= 0,01h_x \text{ untuk kategori resiko IV} \\
 &= 0,01 \times 3,85 \\
 &= 0,0385 \text{ meter} \\
 \text{Drift ratio} &= \frac{\Delta_a}{h_x} \\
 &= \frac{16,661}{3850} \\
 &= 0,4327
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan simpangan antar lantai dapat dilihat di rekapitulasi perhitungan simpangan antar lantai yang dapat dilihat pada Tabel 5.8 sampai dengan Tabel 5.23 dan grafik simpangan antar lantai yang dapat dilihat pada Gambar 5.10 sampai dengan Gambar 5.25 berikut ini.

Tabel 5.8 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 1
SNI 1726-2012

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0	0	0,000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	4,544	4,544	16,66	3850	38,5	0,43276	Memenuhi
3	11,278	6,734	24,69	3850	38,5	0,64133	Memenuhi
4	17,953	6,675	24,475	4375	43,75	0,55943	Memenuhi
5	25,086	7,133	26,15	3850	38,5	0,67933	Memenuhi
6	29,737	4,651	17,05	4550	45,5	0,37481	Memenuhi
7	33,629	3,892	14,271	3670	36,7	0,38885	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0	0	0,00	3850	57,75	0,00000	Memenuhi
2	1,775	1,775	6,508	3850	57,75	0,11270	Memenuhi
3	5,355	3,58	13,126	3850	57,75	0,22730	Memenuhi
4	9,576	4,221	15,477	4375	65,625	0,23584	Memenuhi
5	14,437	4,861	17,824	3850	57,75	0,30863	Memenuhi
6	18,18	3,743	13,724	4550	68,25	0,20109	Memenuhi
7	21,594	3,414	12,518	3670	55,05	0,22739	Memenuhi

Tabel 5.9 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 1
SNI 1726-2019

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0	0	0,00	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	5	5	18,33	3850	38,5	0,47619	Memenuhi
3	14	9	33,00	3850	38,5	0,85714	Memenuhi
4	22	8	29,33	4375	43,75	0,67048	Memenuhi
5	31	9	33,00	3850	38,5	0,85714	Memenuhi
6	37	6	22,00	4550	45,5	0,48352	Memenuhi
7	42	5	18,33	3670	36,7	0,49955	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0	0	0,00	3850	57,75	0,00000	Memenuhi
2	2	2	7,33	3850	57,75	0,12698	Memenuhi
3	6	4	14,67	3850	57,75	0,25397	Memenuhi
4	10	4	14,67	4375	65,625	0,22349	Memenuhi
5	16	6	22,00	3850	57,75	0,38095	Memenuhi
6	20	4	14,67	4550	68,25	0,21490	Memenuhi
7	23	3	11,00	3670	55,05	0,19982	Memenuhi

Tabel 5.10 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 2
SNI 1726-2012

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,000	0	0,000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	4,542	4,542	16,654	3850	38,5	0,43257	Memenuhi
3	11,269	6,727	24,665	3850	38,5	0,64067	Memenuhi
4	17,938	6,669	24,453	4375	43,75	0,55893	Memenuhi
5	25,065	7,127	26,132	3850	38,5	0,67876	Memenuhi
6	29,711	4,646	17,035	4550	45,5	0,37440	Memenuhi
7	33,599	3,888	14,256	3670	36,7	0,38845	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,000	0	0,000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	2,665	2,665	9,771	3850	38,5	0,25381	Memenuhi
3	8,079	5,414	19,851	3850	38,5	0,51562	Memenuhi
4	14,536	6,457	23,675	4375	43,75	0,54116	Memenuhi
5	21,805	7,269	26,653	3850	38,5	0,69229	Memenuhi
6	27,135	5,33	19,543	4550	45,5	0,42952	Memenuhi
7	31,674	4,539	16,643	3670	36,7	0,45349	Memenuhi

Tabel 5.11 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 2
SNI 1726-2019

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	5,00000	5	18,33333	3850	38,5	0,47619	Memenuhi
3	14,00000	9	33,00000	3850	38,5	0,85714	Memenuhi
4	22,00000	8	29,33333	4375	43,75	0,67048	Memenuhi
5	31,00000	9	33,00000	3850	38,5	0,85714	Memenuhi
6	37,00000	6	22,00000	4550	45,5	0,48352	Memenuhi
7	42,00000	5	18,33333	3670	36,7	0,49955	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	3,00000	3	11,00000	3850	38,5	0,28571	Memenuhi
3	10,00000	7	25,66667	3850	38,5	0,66667	Memenuhi
4	19,00000	9	33,00000	4375	43,75	0,75429	Memenuhi
5	28,00000	9	33,00000	3850	38,5	0,85714	Memenuhi
6	35,00000	7	25,66667	4550	45,5	0,56410	Memenuhi
7	41,00000	6	22,00000	3670	36,7	0,59946	Memenuhi

Tabel 5.12 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 3
SNI 1726-2012

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	42,35	0,00000	Memenuhi
2	4,52900	4,529	16,60633	3850	42,35	0,39212	Memenuhi
3	11,23000	6,701	24,57033	3850	42,35	0,58017	Memenuhi
4	17,86900	6,639	24,34300	4375	48,125	0,50583	Memenuhi
5	24,96300	7,094	26,01133	3850	42,35	0,61420	Memenuhi
6	29,58400	4,621	16,94367	4550	50,05	0,33853	Memenuhi
7	33,45200	3,868	14,18267	3670	40,37	0,35132	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	42,35	0,00000	Memenuhi
2	3,19000	3,19	11,69667	3850	42,35	0,27619	Memenuhi
3	9,66500	6,475	23,74167	3850	42,35	0,56061	Memenuhi
4	17,39500	7,73	28,34333	4375	48,125	0,58895	Memenuhi
5	26,05200	8,657	31,74233	3850	42,35	0,74952	Memenuhi
6	32,32200	6,27	22,99000	4550	50,05	0,45934	Memenuhi
7	37,57500	5,253	19,26100	3670	40,37	0,47711	Memenuhi

Tabel 5.13 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 3
SNI 1726-2019

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	42,35	0,00000	Memenuhi
2	5,00000	5	18,33333	3850	42,35	0,43290	Memenuhi
3	14,00000	9	33,00000	3850	42,35	0,77922	Memenuhi
4	22,00000	8	29,33333	4375	48,125	0,60952	Memenuhi
5	31,00000	9	33,00000	3850	42,35	0,77922	Memenuhi
6	37,00000	6	22,00000	4550	50,05	0,43956	Memenuhi
7	42,00000	5	18,33333	3670	40,37	0,45413	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	42,35	0,00000	Memenuhi
2	4,00000	4	14,66667	3850	42,35	0,34632	Memenuhi
3	13,00000	9	33,00000	3850	42,35	0,77922	Memenuhi
4	24,00000	11	40,33333	4375	48,125	0,83810	Memenuhi
5	35,00000	11	40,33333	3850	42,35	0,95238	Memenuhi
6	44,00000	9	33,00000	4550	50,05	0,65934	Memenuhi
7	51,00000	7	25,66667	3670	40,37	0,63579	Memenuhi

Tabel 5.14 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 4
SNI 1726-2012

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	42,35	0,00000	Memenuhi
2	4,44300	4,443	16,29100	3850	42,35	0,38468	Memenuhi
3	10,96800	6,525	23,92500	3850	42,35	0,56494	Memenuhi
4	17,41300	6,445	23,63167	4375	48,125	0,49105	Memenuhi
5	24,28800	6,875	25,20833	3850	42,35	0,59524	Memenuhi
6	28,75100	4,463	16,36433	4550	50,05	0,32696	Memenuhi
7	32,48600	3,735	13,69500	3670	40,37	0,33924	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	42,35	0,00000	Memenuhi
2	3,19000	3,19	11,69667	3850	42,35	0,27619	Memenuhi
3	9,66500	6,475	23,74167	3850	42,35	0,56061	Memenuhi
4	17,39500	7,73	28,34333	4375	48,125	0,58895	Memenuhi
5	26,05200	8,657	31,74233	3850	42,35	0,74952	Memenuhi
6	32,32200	6,27	22,99000	4550	50,05	0,45934	Memenuhi
7	37,57500	5,253	19,26100	3670	40,37	0,47711	Memenuhi

Tabel 5.15 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 4
SNI 1726-2019

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	42,35	0,00000	Memenuhi
2	5,00000	5	18,33333	3850	42,35	0,43290	Memenuhi
3	13,00000	8	29,33333	3850	42,35	0,69264	Memenuhi
4	21,00000	8	29,33333	4375	48,125	0,60952	Memenuhi
5	30,00000	9	33,00000	3850	42,35	0,77922	Memenuhi
6	36,00000	6	22,00000	4550	50,05	0,43956	Memenuhi
7	40,00000	4	14,66667	3670	40,37	0,36331	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	42,35	0,00000	Memenuhi
2	4,00000	4	14,66667	3850	42,35	0,34632	Memenuhi
3	13,00000	9	33,00000	3850	42,35	0,77922	Memenuhi
4	24,00000	11	40,33333	4375	48,125	0,83810	Memenuhi
5	35,00000	11	40,33333	3850	42,35	0,95238	Memenuhi
6	44,00000	9	33,00000	4550	50,05	0,65934	Memenuhi
7	51,00000	7	25,66667	3670	40,37	0,63579	Memenuhi

Tabel 5.16 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 5
SNI 1726-2012

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	4,45100	4,451	16,32033	3850	38,5	0,42390	Memenuhi
3	10,99300	6,542	23,98733	3850	38,5	0,62305	Memenuhi
4	17,45500	6,462	23,69400	4375	43,75	0,54158	Memenuhi
5	24,35100	6,896	25,28533	3850	38,5	0,65676	Memenuhi
6	28,82800	4,477	16,41567	4550	45,5	0,36078	Memenuhi
7	32,57500	3,747	13,73900	3670	36,7	0,37436	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	2,72000	2,72	9,97333	3850	38,5	0,25905	Memenuhi
3	8,24500	5,525	20,25833	3850	38,5	0,52619	Memenuhi
4	14,83600	6,591	24,16700	4375	43,75	0,55239	Memenuhi
5	22,25100	7,415	27,18833	3850	38,5	0,70619	Memenuhi
6	27,67900	5,428	19,90267	4550	45,5	0,43742	Memenuhi
7	32,29100	4,612	16,91067	3670	36,7	0,46078	Memenuhi

Tabel 5.17 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 5
SNI 1726-2019

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	5,00000	5	18,33333	3850	38,5	0,47619	Memenuhi
3	13,00000	8	29,33333	3850	38,5	0,76190	Memenuhi
4	21,00000	8	29,33333	4375	43,75	0,67048	Memenuhi
5	30,00000	9	33,00000	3850	38,5	0,85714	Memenuhi
6	36,00000	6	22,00000	4550	45,5	0,48352	Memenuhi
7	40,00000	4	14,66667	3670	36,7	0,39964	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	3,00000	3	11,00000	3850	38,5	0,28571	Memenuhi
3	11,00000	8	29,33333	3850	38,5	0,76190	Memenuhi
4	19,00000	8	29,33333	4375	43,75	0,67048	Memenuhi
5	29,00000	10	36,66667	3850	38,5	0,95238	Memenuhi
6	36,00000	7	25,66667	4550	45,5	0,56410	Memenuhi
7	42,00000	6	22,00000	3670	36,7	0,59946	Memenuhi

Tabel 5.18 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 6
SNI 1726-2012

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	4,44300	4,443	16,29100	3850	38,5	0,42314	Memenuhi
3	10,96800	6,525	23,92500	3850	38,5	0,62143	Memenuhi
4	17,41300	6,445	23,63167	4375	43,75	0,54015	Memenuhi
5	24,28800	6,875	25,20833	3850	38,5	0,65476	Memenuhi
6	28,75100	4,463	16,36433	4550	45,5	0,35966	Memenuhi
7	32,48600	3,735	13,69500	3670	36,7	0,37316	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	1,88200	1,882	6,90067	3850	38,5	0,17924	Memenuhi
3	5,68900	3,807	13,95900	3850	38,5	0,36257	Memenuhi
4	10,19300	4,504	16,51467	4375	43,75	0,37748	Memenuhi
5	15,35600	5,163	18,93100	3850	38,5	0,49171	Memenuhi
6	19,29200	3,936	14,43200	4550	45,5	0,31719	Memenuhi
7	22,83300	3,541	12,98367	3670	36,7	0,35378	Memenuhi

Tabel 5.19 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 6
SNI 1726-2019

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	5,00000	5	18,33333	3850	38,5	0,47619	Memenuhi
3	13,00000	8	29,33333	3850	38,5	0,76190	Memenuhi
4	21,00000	8	29,33333	4375	43,75	0,67048	Memenuhi
5	30,00000	9	33,00000	3850	38,5	0,85714	Memenuhi
6	36,00000	6	22,00000	4550	45,5	0,48352	Memenuhi
7	40,00000	4	14,66667	3670	36,7	0,39964	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	2,00000	2	7,33333	3850	38,5	0,19048	Memenuhi
3	6,00000	4	14,66667	3850	38,5	0,38095	Memenuhi
4	11,00000	5	18,33333	4375	43,75	0,41905	Memenuhi
5	17,00000	6	22,00000	3850	38,5	0,57143	Memenuhi
6	21,00000	4	14,66667	4550	45,5	0,32234	Memenuhi
7	25,00000	4	14,66667	3670	36,7	0,39964	Memenuhi

Tabel 5.20 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 7
SNI 1726-2012

Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	57,75	0,00000	Memenuhi
2	4,49700	4,497	16,48900	3850	57,75	0,28552	Memenuhi
3	11,13400	6,637	24,33567	3850	57,75	0,42140	Memenuhi
4	17,70100	6,567	24,07900	4375	65,625	0,36692	Memenuhi
5	24,71500	7,014	25,71800	3850	57,75	0,44533	Memenuhi
6	29,27800	4,563	16,73100	4550	68,25	0,24514	Memenuhi
7	33,09700	3,819	14,00300	3670	55,05	0,25437	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	57,75	0,00000	Memenuhi
2	2,02300	2,023	7,41767	3850	57,75	0,12844	Memenuhi
3	6,12500	4,102	15,04067	3850	57,75	0,26044	Memenuhi
4	10,99200	4,867	17,84567	4375	65,625	0,27193	Memenuhi
5	16,54400	5,552	20,35733	3850	57,75	0,35251	Memenuhi
6	20,73300	4,189	15,35967	4550	68,25	0,22505	Memenuhi
7	24,44500	3,712	13,61067	3670	55,05	0,24724	Memenuhi

Tabel 5.21 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 7
SNI 1726-2019

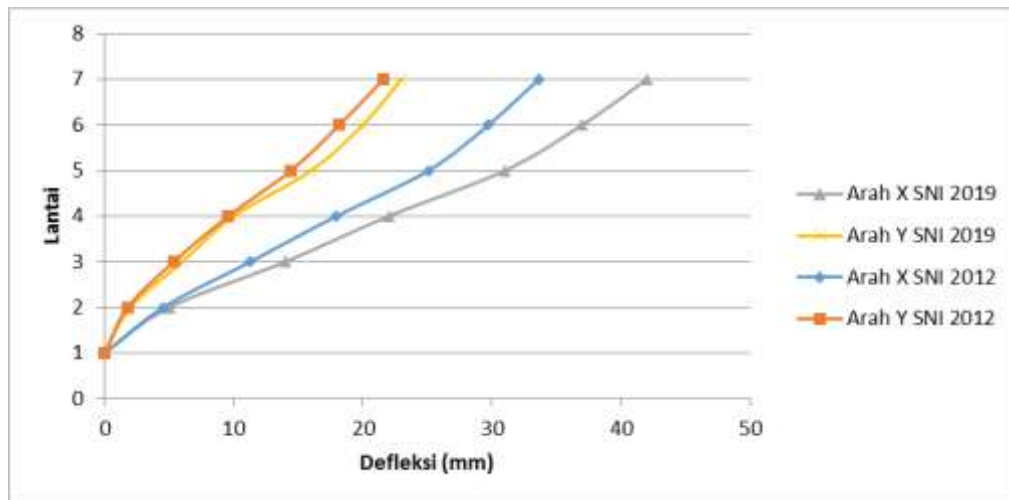
Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	57,75	0,00000	Memenuhi
2	5,00000	5	18,33333	3850	57,75	0,31746	Memenuhi
3	14,00000	9	33,00000	3850	57,75	0,57143	Memenuhi
4	22,00000	8	29,33333	4375	65,625	0,44698	Memenuhi
5	31,00000	9	33,00000	3850	57,75	0,57143	Memenuhi
6	36,00000	5	18,33333	4550	68,25	0,26862	Memenuhi
7	41,00000	5	18,33333	3670	55,05	0,33303	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	57,75	0,00000	Memenuhi
2	2,00000	2	7,33333	3850	57,75	0,12698	Memenuhi
3	7,00000	5	18,33333	3850	57,75	0,31746	Memenuhi
4	12,00000	5	18,33333	4375	65,625	0,27937	Memenuhi
5	19,00000	7	25,66667	3850	57,75	0,44444	Memenuhi
6	23,00000	4	14,66667	4550	68,25	0,21490	Memenuhi
7	28,00000	5	18,33333	3670	55,05	0,33303	Memenuhi

Tabel 5.22 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 8
SNI 1726-2012

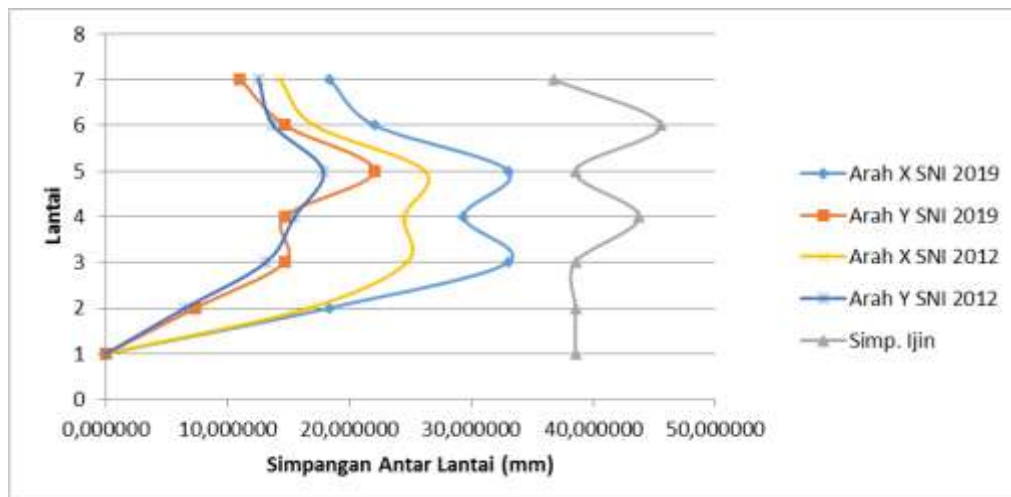
Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	4,49700	4,497	16,48900	3850	38,5	0,42829	Memenuhi
3	11,13400	6,637	24,33567	3850	38,5	0,63210	Memenuhi
4	17,70100	6,567	24,07900	4375	43,75	0,55038	Memenuhi
5	24,71500	7,014	25,71800	3850	38,5	0,66800	Memenuhi
6	29,27800	4,563	16,73100	4550	45,5	0,36771	Memenuhi
7	33,09700	3,819	14,00300	3670	36,7	0,38155	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	2,42500	2,425	8,89167	3850	38,5	0,23095	Memenuhi
3	7,35000	4,925	18,05833	3850	38,5	0,46905	Memenuhi
4	13,21700	5,867	21,51233	4375	43,75	0,49171	Memenuhi
5	19,84800	6,631	24,31367	3850	38,5	0,63152	Memenuhi
6	24,74900	4,901	17,97033	4550	45,5	0,39495	Memenuhi
7	28,97200	4,223	15,48433	3670	36,7	0,42192	Memenuhi

Tabel 5.23 Hasil Analisa Simpangan Antar Lantai Kolom Kode 8
SNI 1726-2019

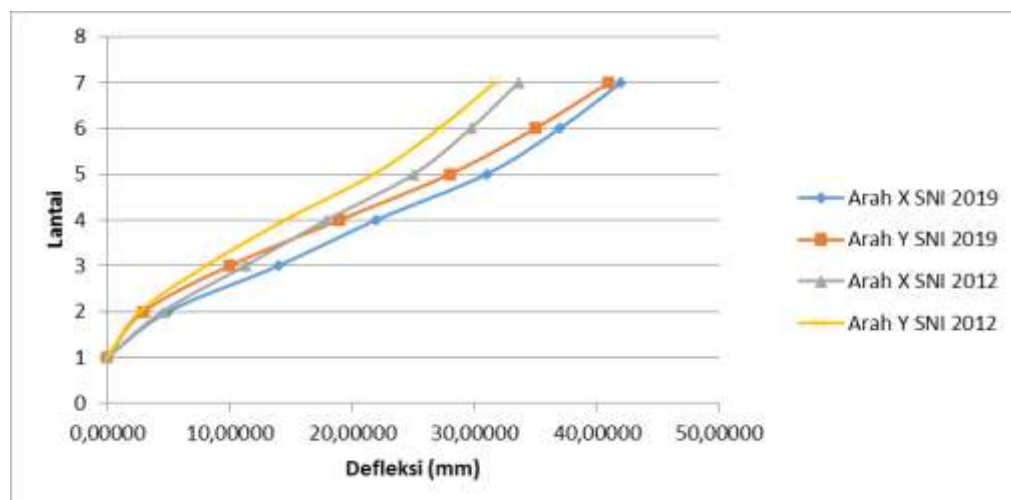
Arah X							
Lt	δ X (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	5,00000	5	18,33333	3850	38,5	0,47619	Memenuhi
3	14,00000	9	33,00000	3850	38,5	0,85714	Memenuhi
4	22,00000	8	29,33333	4375	43,75	0,67048	Memenuhi
5	31,00000	9	33,00000	3850	38,5	0,85714	Memenuhi
6	36,00000	5	18,33333	4550	45,5	0,40293	Memenuhi
7	41,00000	5	18,33333	3670	36,7	0,49955	Memenuhi
Arah Y							
Lt	δ Y (mm)	Selisih (mm)	Δ (mm)	Hsx (mm)	Δa (mm)	$\Delta n/\Delta a$	Cek
1	0,00000	0	0,00000	3850	38,5	0,00000	Memenuhi
2	3,00000	3	11,00000	3850	38,5	0,28571	Memenuhi
3	9,00000	6	22,00000	3850	38,5	0,57143	Memenuhi
4	16,00000	7	25,66667	4375	43,75	0,58667	Memenuhi
5	25,00000	9	33,00000	3850	38,5	0,85714	Memenuhi
6	31,00000	6	22,00000	4550	45,5	0,48352	Memenuhi
7	36,00000	5	18,33333	3670	36,7	0,49955	Memenuhi



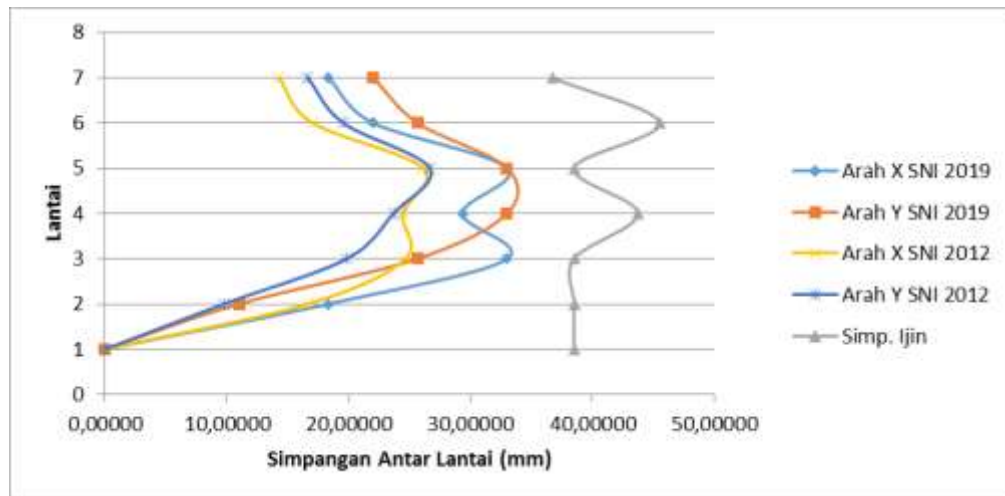
Gambar 5.10 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 1



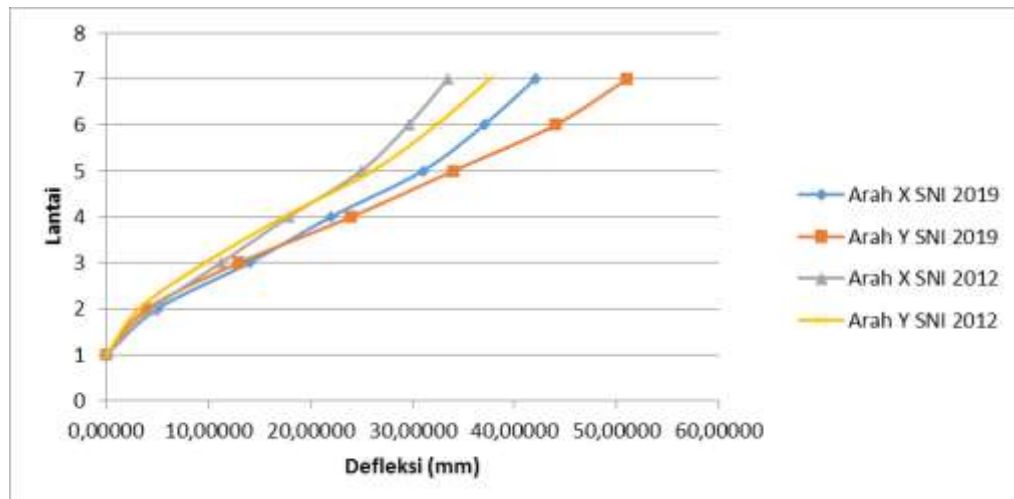
Gambar 5.11 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 1



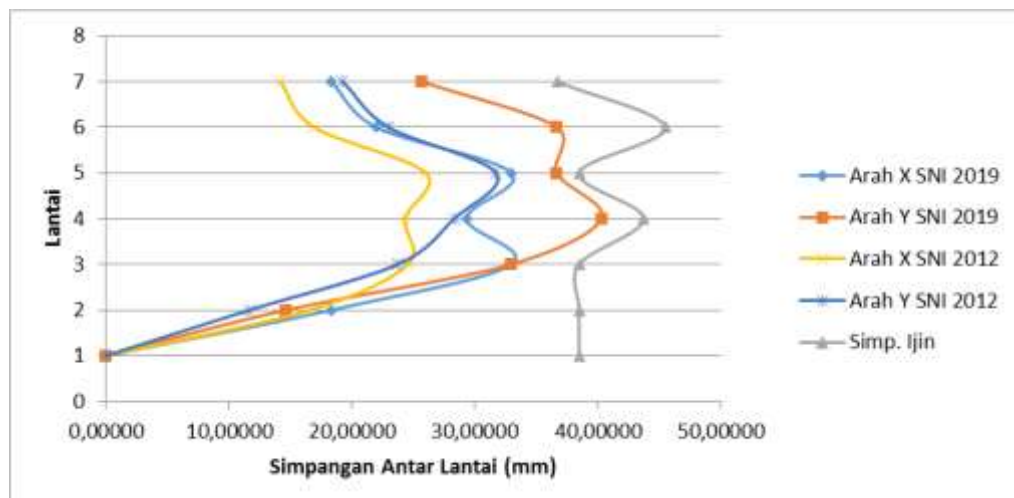
Gambar 5.12 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 2



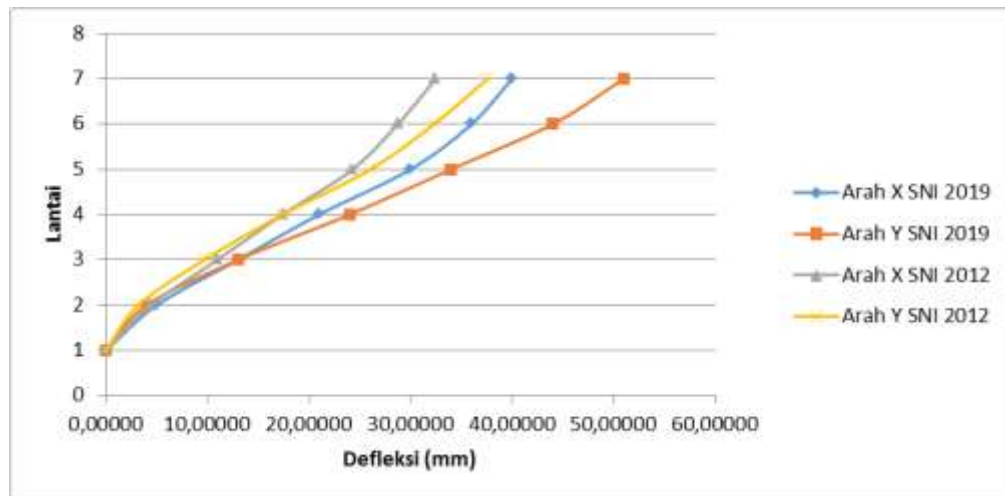
Gambar 5.13 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 2



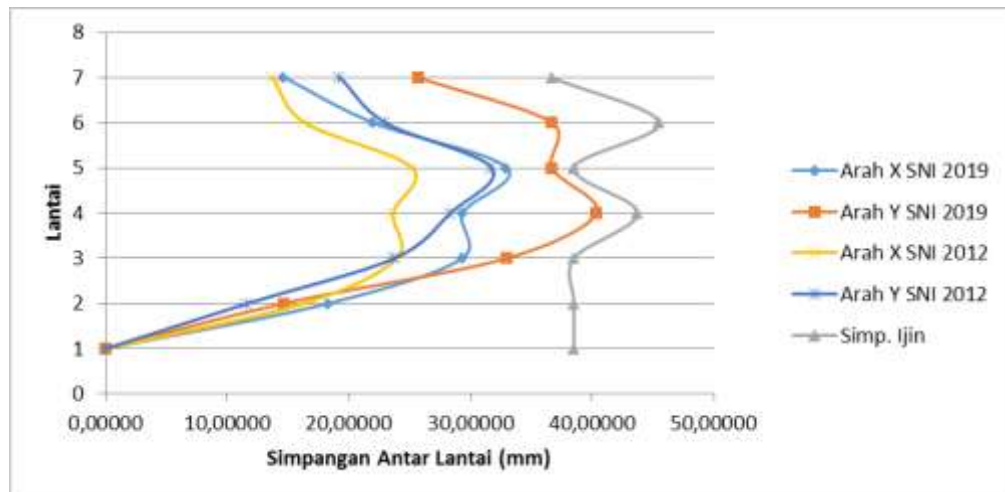
Gambar 5.14 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 3



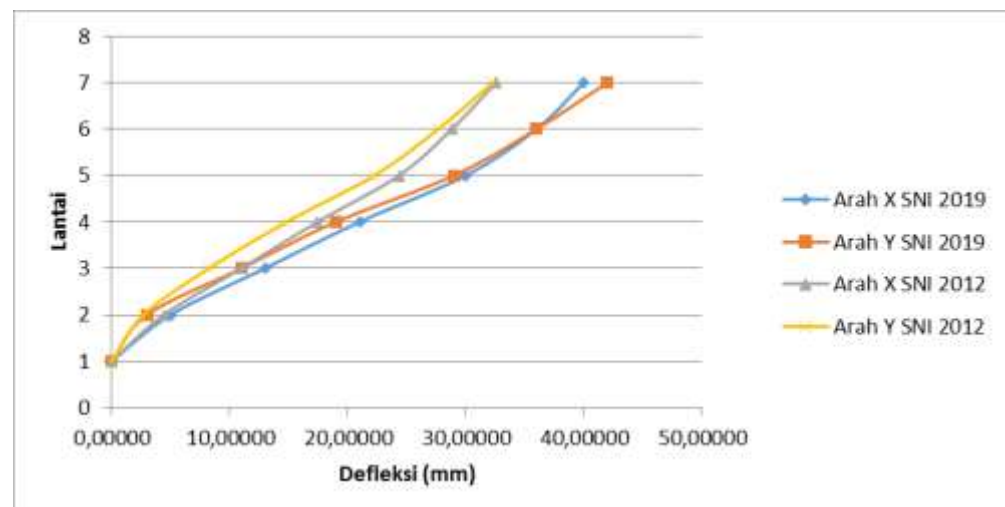
Gambar 5.15 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 3



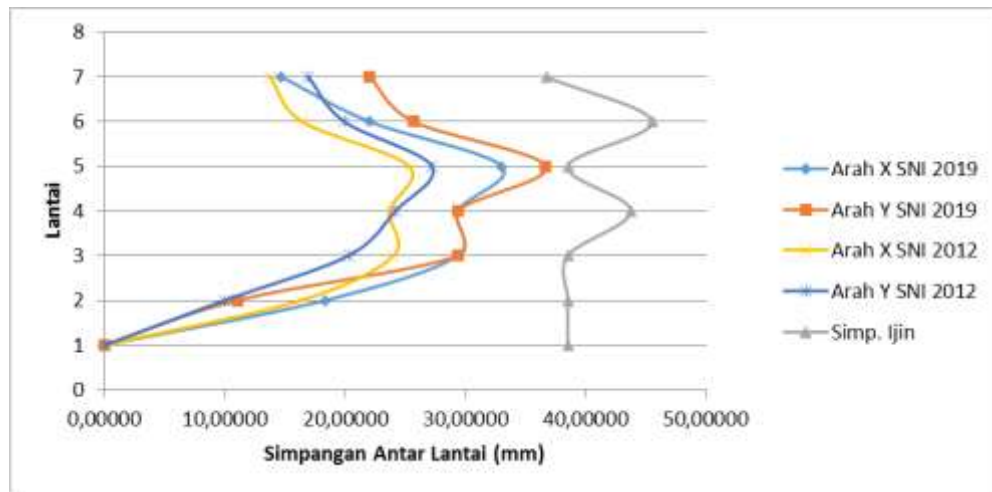
Gambar 5.16 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 4



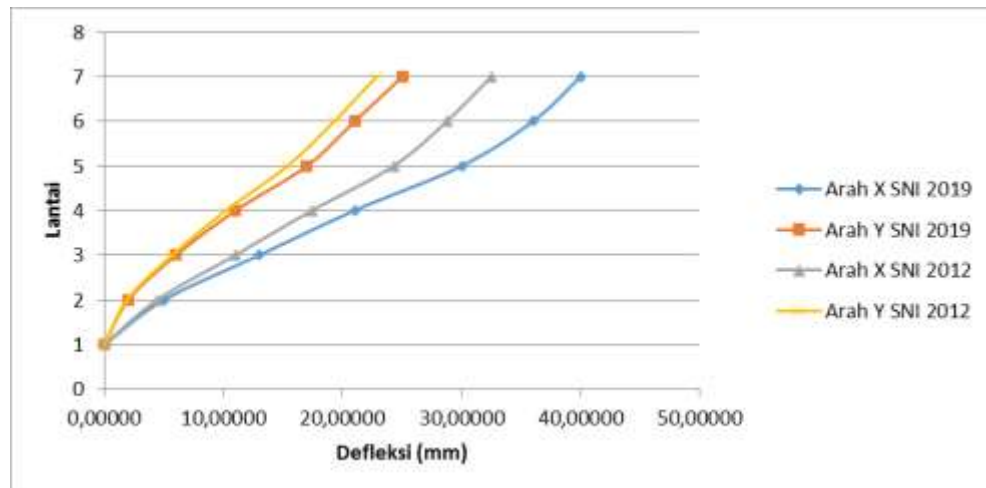
Gambar 5.17 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 4



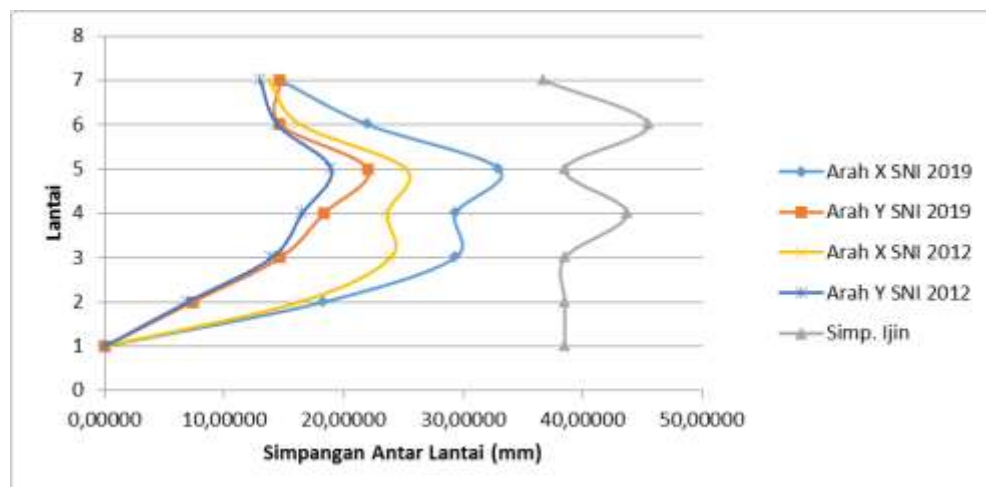
Gambar 5.18 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 5



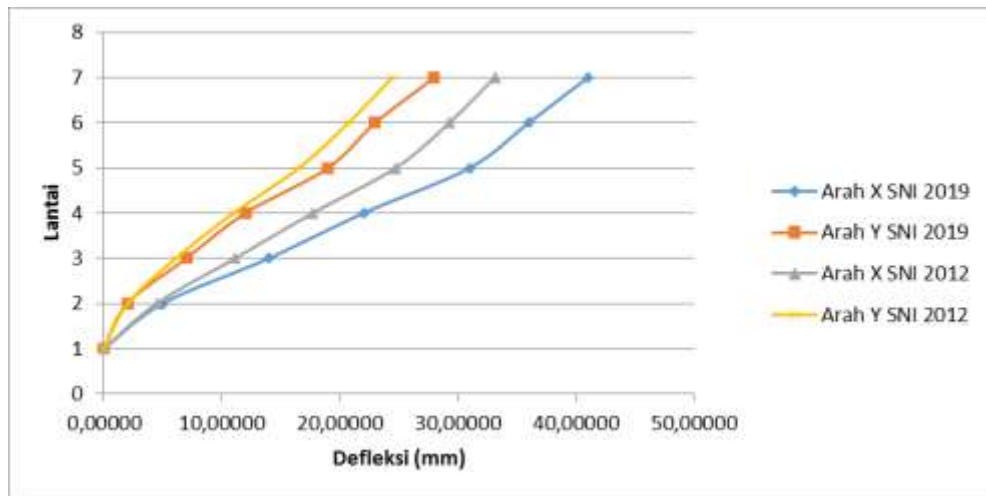
Gambar 5.19 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 5



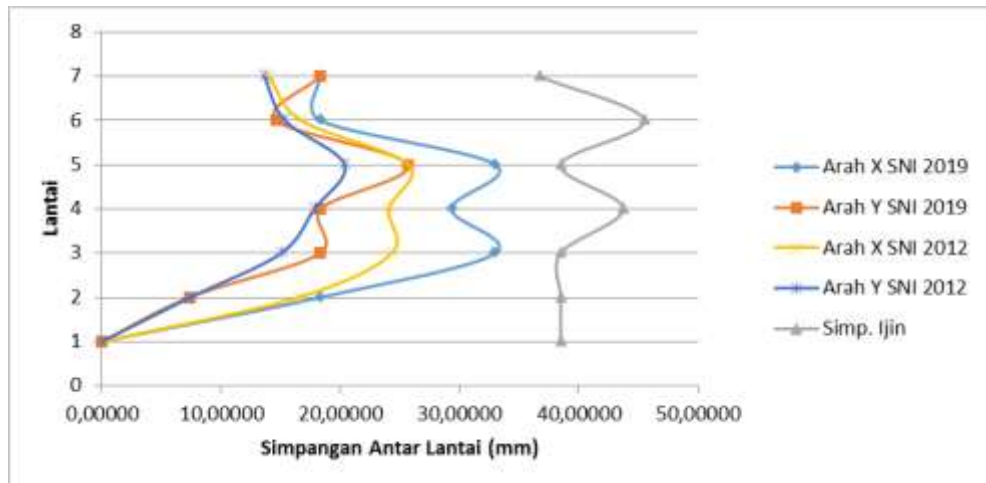
Gambar 5.20 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 6



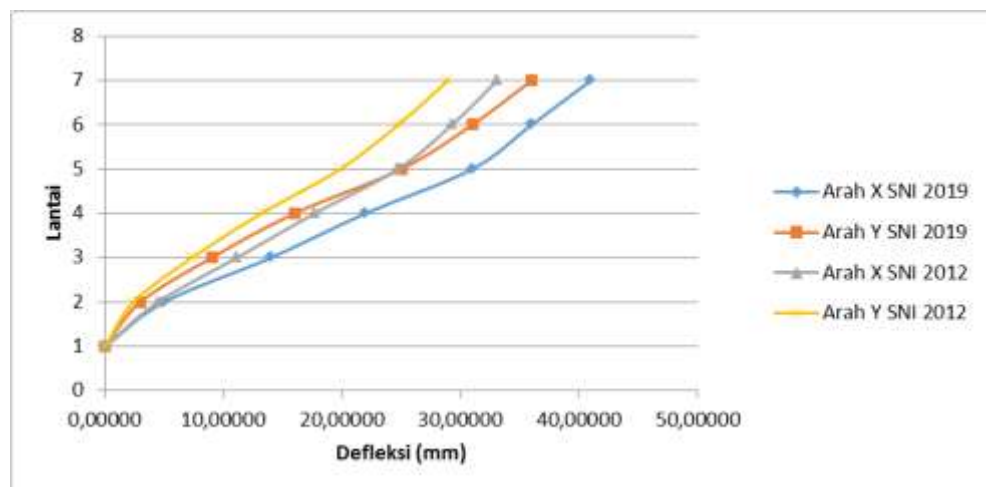
Gambar 5.21 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 6



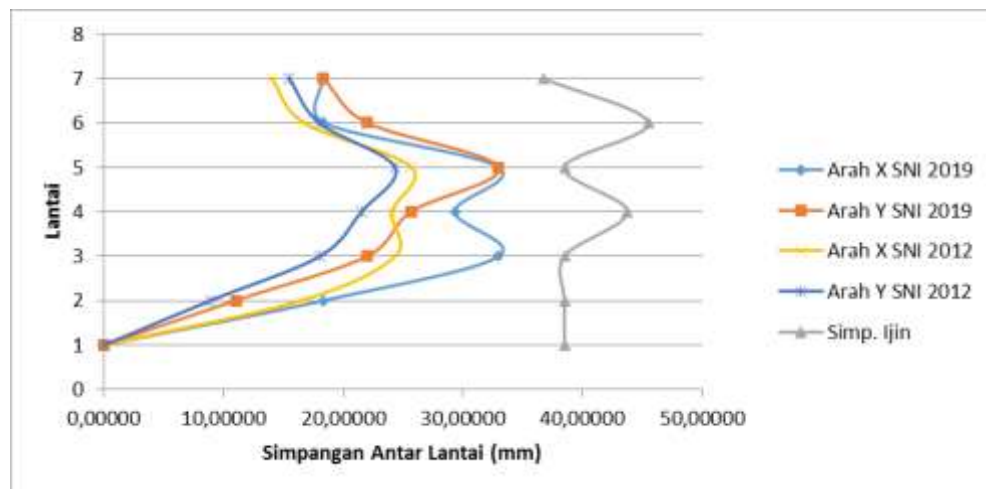
Gambar 5.22 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 7



Gambar 5.23 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 7



Gambar 5.24 Grafik Defleksi Struktur Kolom Kode 8



Gambar 5.25 Grafik Simpangan Struktur Kolom Kode 8

Dari hasil diatas, dapat dilihat nilai simpangan antar lantai pada titik *joint* yang diamati masih banyak yang belum memenuhi persyaratan ($\Delta_i < \Delta_{ijin}$). Diketahui juga nilai defleksi arah Y cenderung lebih besar dibanding dengan nilai defleksi arah X, sehingga diperlukan pengubahan dimensi terhadap kolom agar dapat memenuhi persyaratan simpangan antar lantai.

Hal ini dipengaruhi faktor-faktor seperti fungsi bangunan yang diperuntukkan bangunan rumah sakit, dalam hal ini rumah sakit masuk dalam kategori resiko tinggi dengan nilai I_e sebesar 1,5; nilai pembesaran momen (C_d) sebesar 5,5 untuk struktur SRPMK; dan akibat perbedaan massa serta kekakuan.

5.7. Perencanaan Balok

Perencanaan balok digunakan untuk mendesain ulang tulangan longitudinal dan transversal dari balok, sehingga dapat mengetahui hasil dari perencanaan balok dengan SNI 2847-2019 dan dapat dibandingkan dengan hasil perencanaan balok sebelumnya. Selain itu perencanaan balok dapat digunakan sebagai kontrol SCWB (*Strong Column Weak Beam*).

Contoh perhitungan dapat dilihat pada perencanaan ulang balok B1. Nilai gaya dalam balok diambil dari hasil analisis *modeling* gedung terkait dengan bantuan aplikasi ETABS v.18. Berikut ini contoh perhitungan desain ulang balok B1 untuk tumpuan.

1. Desain Lentur Balok B1

Diketahui gaya dalam dan data balok B1 adalah sebagai berikut.

$$Mu^- = 371,888 \text{ kNm}$$

$$Mu^+ = 190,347 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M = 562,235 \text{ kNm}$$

$$\text{Cek } Mu^+ > 50\% Mu^- = 371,888 > 50\% \cdot 190,347$$

$$= 371,888 > 95,1735 \text{ (Tidak perlu redistribusi momen)}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$B = 350 \text{ mm}$$

$$H = 650 \text{ mm}$$

$$D \text{ tul. pokok} = 22 \text{ mm}$$

$$D \text{ tul. Sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$Pb = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar tul.} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} ds \text{ 2 baris} &= Pb + \text{tul. sengkang} + \text{tul. pokok} + (\text{jarak antar tul}/2) \\ &= 84,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds' \text{ 1 baris} &= Pb + \text{tul. sengkang} + (\text{tul. pokok}/2) \\ &= 61 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d (-) &= H - ds \\ &= 565,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' (+) &= H - ds' \\ &= 589 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\beta = 0,85$$

$$\phi_{\text{lentur}} = 0,9$$

$$\phi_{\text{overstrength}} = 1,25$$

$$Es = 200000 \text{ MPa}$$

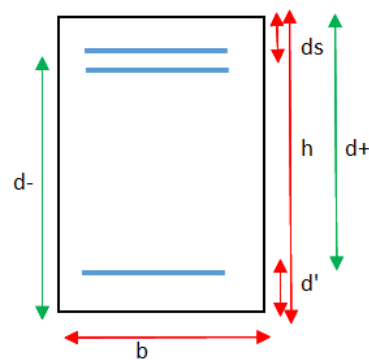
$$\epsilon_c = 0,003$$

$$\epsilon_y = 0,002$$

$$\epsilon_t = 0,005$$

$$\begin{aligned} m &= f_y / (0,85 \cdot f'_c) \\ &= 18,8235 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{balance} &= \left(\frac{\beta}{m} \right) \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \right) \\
 &= 0,02709 \\
 \rho_{max 1} &= 0,75 \cdot \rho_{balance} \\
 &= 0,02032 \\
 \rho_{max 2} &= \left(\frac{\epsilon_c + \epsilon_y}{\epsilon_c + \epsilon_t} \right) \cdot \rho_b \\
 &= 0,01693 \text{ (} \rho_{max} \text{ pakai)} \\
 \rho_{min 1} &= \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \right) \\
 &= 0,003125 \\
 \rho_{min 2} &= \left(\frac{1,4}{f_y} \right) \\
 &= 0,0035 \text{ (} \rho_{min} \text{ pakai)} \\
 R_m &= \rho_{max} \cdot f_y \cdot (1 - (0,5 \cdot \rho_{max} \cdot m)) \\
 &= 5,693
 \end{aligned}$$



Gambar 5.26 Ilustrasi Penampang Balok Tumpuan

a. Tulangan tunggal

Diambil nilai ρ 0,3

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,005080 \\
 As1 &= \rho \cdot B \cdot d \\
 &= 0,005080 \cdot 350 \cdot 565,5 \\
 &= 1005,4744 \text{ mm}^2 \\
 As1D &= 0,25 \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\
 &= 380,133 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= A_{s1} / A_{s1D} \\
 &= 1005,4744 / 380,133 \\
 &= 2,645 \approx \text{diambil 3 buah tulangan}
 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ terpasang} = 1140,398 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 S \text{ tulangan} &= \frac{B - 2Pb - 2S - n.tul \text{ pokok}}{n \text{ tul} - 1} \\
 &= \frac{350 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 4 \cdot 22}{3 - 1} \\
 &= 81 \text{ mm} (> 25 \text{ mm}) \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Mencari nilai Mn_1

$$Cc = Ts$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = A_{s1} \cdot Fy$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \text{ terpasang} \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \\
 &= \frac{1140,398 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 350} \\
 &= 61,332 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn_1 &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot (d' - a/2) \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 61,332 \cdot 350 \cdot (565,5 - 61,332/2) \\
 &= 243969401,3 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

b. Tulangan rangkap

$$\begin{aligned}
 Mn &= Mu / \phi_{\text{lentur}} \\
 &= 371,888 / 0,9 \\
 &= 413,2089 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn_2 &= (Mn \cdot 10^6) - Mn_1 \\
 &= (413,2089 \cdot 10^6) - 243969401,3 \\
 &= 169239487,6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_2 &= Mn_2 / (d' - d') \\
 &= 169239487,6 / (565,5 - 61) \\
 &= 335459,8366 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As_2 &= T_2 / fy \\
 &= 335459,8366 / 400 \\
 &= 838,6495916 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= A_{s2} / A_{s1D} \\
 &= 838,6495916 / 380,133 \\
 &= 2,206 \approx \text{diambil 3 buah tulangan}
 \end{aligned}$$

c. Rasio luas tulangan terpasang

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \text{ tarik. } A_{s1D} \\
 &= 6. 380,135 \\
 &= 2280,7963 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s2} &= n \text{ tekan. } A_{s1D} \\
 &= 3. 380,135 \\
 &= 1140,398 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio } \rho &= \frac{A_s - A_{s2}}{b \cdot d'} \\
 &= \frac{2280,7963 - 1140,398}{350 \cdot 565,5} \\
 &= 0,0057617 \quad (\rho_{min} < \rho < \rho_{max}) \text{ (Memenuhi)}
 \end{aligned}$$

d. Momen tersedia negatif

Asumsi tulangan tekan belum leleh

Digunakan persamaan kuadrat $Xa^2 + Ya + Z = 0$

$$\begin{aligned}
 X &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 350 \\
 &= 7437,5a^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y &= A_{s2} \cdot \epsilon_c \cdot E_s - A_s \cdot f_y \\
 &= 1140,398 \cdot 0,003 \cdot 200000 - 2280,7963 \cdot 400 \\
 &= -228079,6267a
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z &= - \beta \cdot \epsilon_c \cdot E_s \cdot d' \cdot A_{s2} \\
 &= -0,85 \cdot 0,003 \cdot 61 \cdot 1140,398 \\
 &= -35477785,93
 \end{aligned}$$

$$a_1 = 86,0807 \text{ mm (a pakai)}$$

$$a_2 = -55,41453735 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 C &= a / \beta \\
 &= 86,0807 / 0,85 \\
 &= 101,2714 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{s'} &= \frac{c-d'}{c} \cdot \varepsilon_c \\
 &= \frac{101,2714 - 61}{101,2714} \cdot 0,003 \\
 &= 0,001192 < \varepsilon_y \text{ (Benar belum leleh)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s &= \frac{d'-c}{c} \cdot \varepsilon_c \\
 &= \frac{565,5 - 101,2714}{101,2714} \cdot 0,003 \\
 &= 0,01375 > \varepsilon_y \text{ (Benar tulangan tarik leleh)}
 \end{aligned}$$

Cek ϕ lentur = 0,9

$$\begin{aligned}
 dt &= h - Pb - S - 0,5 \cdot D_{pokok} \\
 &= 650 - 40 - 10 - 0,5 \cdot 22 \\
 &= 589 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_t &= \frac{dt-c}{c} \cdot \varepsilon_c \\
 &= \frac{589 - 101,2714}{101,2714} \cdot 0,003 \\
 &= 0,014448161 > 0,005 \text{ (Benar } \phi \text{lentur } 0,9)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn_1 &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot (d' - 0,5 \cdot a) \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 86,0807 \cdot 350 \cdot (565,5 - 0,5 \cdot 86,0807) \\
 &= 334491857,3 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn_2 &= A_{s2} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s'} \cdot (d' - d') \\
 &= 1140,398 \cdot 200000 \cdot 0,001192 \cdot (565,5 - 61) \\
 &= 137271048,9 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn^- \text{ tersedia} &= (Mn_1 + Mn_2) \cdot 10^{-6} \\
 &= (334491857,3 + 137271048,9) \cdot 10^{-6} \\
 &= 471,7629 \text{ kNm} > Mu^- \text{ (Desain aman)}
 \end{aligned}$$

e. Momen tersedia positif

Asumsi tulangan tekan belum leleh

Digunakan persamaan kuadrat $Xa^2 + Ya + Z = 0$

$$\begin{aligned}
 X &= 0,85 \cdot f'c \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 350 \\
 &= 7437,5a^2
 \end{aligned}$$

$$Y = A_s \cdot \varepsilon_c \cdot E_s - A_{s2} \cdot f_y$$

$$\begin{aligned}
&= 2280,7963 \cdot 0,003 \cdot 200000 - 1140,398 \cdot 400 \\
&= 912318,5066a \\
Z &= -\beta \cdot \varepsilon_c \cdot E_s \cdot d_s \cdot A_s \\
&= -0,85 \cdot 0,003 \cdot 200000 \cdot 84,5 \cdot 2280,7963 \\
&= -98290915,11 \\
a_1 &= 68,9644 \text{ mm (a pakai)} \\
a_2 &= -191,6291 \text{ mm} \\
C &= a / \beta \\
&= 68,9644 / 0,85 \\
&= 81,1345 \text{ mm} \\
\varepsilon_s' &= \frac{C-ds}{C} \cdot \varepsilon_c \\
&= \frac{81,1345-84,5}{81,1345} \cdot 0,003 \\
&= -0,0001244 < \varepsilon_y \text{ (Benar belum leleh)} \\
\varepsilon_s &= \frac{d^+-C}{C} \cdot \varepsilon_c \\
&= \frac{589-81,1345}{81,1345} \cdot 0,003 \\
&= 0,01877 > \varepsilon_y \text{ (Benar tulangan tarik leleh)} \\
\text{Cek } \emptyset \text{lentur} &= 0,9 \\
dt &= h - Pb - S - 0,5 \cdot D_{\text{pokok}} \\
&= 650 - 40 - 10 - 0,5 \cdot 22 \\
&= 589 \text{ mm} \\
\varepsilon_t &= \frac{dt-C}{C} \cdot \varepsilon_c \\
&= \frac{589-81,1345}{81,1345} \cdot 0,003 \\
&= 0,01877 > 0,005 \text{ (Benar } \emptyset \text{lentur } 0,9) \\
Mn_1 &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot (d^+ - 0,5 \cdot a) \\
&= 0,85 \cdot 25 \cdot 68,9644 \cdot 350 \cdot (589 - 0,5 \cdot 68,9644) \\
&= 284424798,4 \text{ Nmm} \\
Mn_2 &= A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s' \cdot (d^+ - ds) \\
&= 2280,7963 \cdot 200000 \cdot 0,01877 \cdot (589 - 84,5) \\
&= -28637188,34 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn^+ \text{ tersedia} &= (Mn_1 + Mn_2) \cdot 10^{-6} \\
 &= (284424798,4 - 28637188,34) \cdot 10^{-6} \\
 &= 255,7876 \text{ kNm} > Mu^+ \text{ (Desain aman)}
 \end{aligned}$$

f. Momen Kapasitas Negatif

Asumsi tulangan tekan belum leleh; $\phi_{\text{overstrength}}$ 1,25

Digunakan persamaan kuadrat $Xa^2 + Ya + Z = 0$

$$\begin{aligned}
 X &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 30 \cdot 350 \\
 &= 7437,5a^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y &= As_2 \cdot \epsilon_c \cdot Es - As \cdot f_y \cdot \phi_{\text{overstrength}} \\
 &= 1140,398 \cdot 0,003 \cdot 200000 - 2280,7963 \cdot 400 \cdot 1,25 \\
 &= -456159,2533a
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z &= -\beta \cdot \epsilon_c \cdot Es \cdot d' \cdot As_2 \\
 &= -0,85 \cdot 0,003 \cdot 200000 \cdot 61 \cdot 1140,398 \\
 &= -35477785,93
 \end{aligned}$$

$$a_1 = 106,2342 \text{ mm (a pakai)}$$

$$a_2 = -44,9019 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 C &= a / \beta \\
 &= 106,2342 / 0,85 \\
 &= 124,9814 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s'} &= \frac{C-d'}{C} \cdot \epsilon_c \\
 &= \frac{124,9814 - 61}{124,9814} \cdot 0,003 \\
 &= 0,001535 < \epsilon_y \text{ (Benar belum leleh)}
 \end{aligned}$$

$$\text{Cek } \phi_{\text{lentur}} = 0,9$$

$$\begin{aligned}
 dt &= h - Pb - S - 0,5 \cdot D_{\text{pokok}} \\
 &= 650 - 40 - 10 - 0,5 \cdot 22 \\
 &= 589 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{dt-C}{C} \cdot \epsilon_c \\
 &= \frac{589-124,9814}{124,9814} \cdot 0,003 \\
 &= 0,011138 > \epsilon_t \text{ (Benar } \phi_{\text{lentur}} 0,9)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Mn_1 &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot (d - 0,5 \cdot a) \\
&= 0,85 \cdot 25 \cdot 106,2342 \cdot 350 \cdot (565,5 - 0,5 \cdot 106,2342) \\
&= 404842571,4 \text{ Nmm} \\
Mn_2 &= As_2 \cdot Es \cdot \epsilon_s' \cdot (d - d') \\
&= 1140,398 \cdot 200000 \cdot 0,001079 \cdot (565,5 - 61) \\
&= 176716679,2 \text{ Nmm} \\
Mpr^- &= (Mn_1 + Mn_2) \cdot 10^{-6} \\
&= (404842571,4 + 176716679,2) \cdot 10^{-6} \\
&= 581,5593 \text{ kNm} \\
Mpr_u^- &= Mpr^- \cdot \phi_{lentur} \\
&= 581,5593 \cdot 0,9 \\
&= 523,4033 > Mu^- \text{ (Desain aman)}
\end{aligned}$$

g. Momen Kapasitas Positif

Asumsi tulangan tekan belum leleh; $\phi_{overstrength}$ 1,25

Digunakan persamaan kuadrat $Xa^2 + Ya + Z = 0$

$$\begin{aligned}
X &= 0,85 \cdot f'c \cdot b \\
&= 0,85 \cdot 25 \cdot 350 \\
&= 7437,5a^2 \\
Y &= As \cdot \epsilon_c \cdot Es - As_2 \cdot fy \cdot \phi_{overstrength} \\
&= 2280,7963 \cdot 0,003 \cdot 200000 - 1140,398 \cdot 400 \cdot 1,25 \\
&= 798278,6933a \\
Z &= -\beta \cdot \epsilon_c \cdot Es \cdot d' \cdot As \\
&= -0,85 \cdot 0,003 \cdot 200000 \cdot 61 \cdot 2280,7963 \\
&= -98290915,11 \\
a_1 &= 73,2026 \text{ mm (a pakai)} \\
a_2 &= -180,534 \text{ mm} \\
C &= a / \beta \\
&= 73,2026 / 0,85 \\
&= 86,1207 \text{ mm} \\
\epsilon_s' &= \frac{C - ds}{C} \cdot \epsilon_c
\end{aligned}$$

$$= \frac{86,1207-84,5}{86,1207} \cdot 0,003$$

$$= 0,000057 < \varepsilon_y \text{ (Benar belum leleh)}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d^+ - c}{c} \cdot \varepsilon_c$$

$$= \frac{539-86,1371}{86,1371} \cdot 0,003$$

$$= 0,017512 > \varepsilon_y \text{ (Benar tulangan tarik leleh)}$$

$$\text{Cek } \phi_{\text{lentur}} = 0,9$$

$$dt = h - Pb - S - 0,5 \cdot D_{\text{pokok}}$$

$$= 650 - 40 - 10 - 0,5 \cdot 22$$

$$= 589 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{dt - c}{c} \cdot \varepsilon_c$$

$$= \frac{589-86,1207}{86,1207} \cdot 0,003$$

$$= 0,017517 > \varepsilon_t \text{ (Benar } \phi_{\text{lentur}} 0,9)$$

$$Mn_1 = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d^+ - 0,5 \cdot a)$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 73,2026 \cdot 350 \cdot (589 - 0,5 \cdot 73,2026)$$

$$= 300750543,8 \text{ Nmm}$$

$$Mn_2 = A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s \cdot (d^+ - ds)$$

$$= 2280,7963 \cdot 200000 \cdot 0,000057 \cdot (589 - 84,5)$$

$$= 12993065,65 \text{ Nmm}$$

$$Mpr^+ = (Mn_1 + Mn_2) \cdot 10^{-6}$$

$$= (300750543,8 + 12993065,65) \cdot 10^{-6}$$

$$= 313,7436 \text{ kNm}$$

$$Mpr_u^+ = Mpr^+ \cdot \phi_{\text{lentur}}$$

$$= 313,7436 \cdot 0,9$$

$$= 282,3692 > Mu^+ \text{ (Desain aman)}$$

2. Desain Geser Balok B1

Data perencanaan dapat dilihat sebagai berikut:

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\phi_{\text{sengkang}} = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
b &= 350 \text{ mm} \\
h &= 650 \text{ mm} \\
d &= 565,5 \text{ mm} \\
V_{u, \text{ Tumpuan}} &= 238,866 \text{ kN} \\
V_{u, \text{ Lapangan}} &= 183,616 \text{ kN} \\
V_{g, \text{ Tumpuan}} &= 149,519 \text{ kN} \\
V_{pr} &= 108377 \text{ N} \\
\frac{1}{2} V_c &= 128948 \text{ N} \\
P_u &= 1595 \text{ N} \\
A_g f'_c / 20 &= 284375 \text{ N} \\
V_c &= 177310 \text{ N}
\end{aligned}$$

a. Penulangan Geser Tumpuan

$$\begin{aligned}
n &= 4 \\
A_v &= \frac{n \cdot \pi}{4 \cdot d s^2} \\
&= \frac{4 \cdot 3,14}{4 \cdot 13^2} \\
&= 530,929 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

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

Cek spasi tidak melebihi syarat spasi maksimal

$$\begin{aligned}
\text{Spasi max 1} &= d / 4 \\
&= 149 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Spasi max 2} &= 6 \cdot d_b \\
&= 132 \text{ mm}
\end{aligned}$$

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

Spasi “OK!”

$$\begin{aligned}
V_s &= A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s} \\
&= 530,929 \cdot 400 \cdot \frac{596}{100} \\
&= 1265735 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Batas } V_s &= 0,66 \cdot (f'_c)^{0,5} \cdot b \cdot d \\
&= 0,66 \cdot (25)^{0,5} \cdot 350 \cdot 596 \\
&= 688380 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\phi_{geser} = 0,75$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 177310 + 688380 \\ &= 865690 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u = 257896 \text{ N}$$

$$\phi V_n / V_u = 2,518$$

Cek kapasitas ($\phi V_n / V_u \geq 1$), "OK!"

b. Penulangan Geser Lapangan

$$n = 3$$

$$A_v = 398,197 \text{ mm}^2$$

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

Cek spasi tidak melebihi syarat spasi maksimal

$$\begin{aligned} \text{Spasi max} &= d / 2 \\ &= 596 / 2 \\ &= 298 \text{ mm} \end{aligned}$$

Spasi "OK!"

$$\begin{aligned} V_s &= A_v \cdot f_y \cdot d / s \\ &= 398,197 \cdot 400 \cdot 596 / 100 \\ &= 632868 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas } V_s &= 0,66 \cdot (f'c)^{0,5} \cdot b \cdot d \\ &= 0,66 \cdot (25)^{0,5} \cdot 350 \cdot 596 \\ &= 688380 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot (f'c)^{0,5} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \cdot (25)^{0,5} \cdot 350 \cdot 596 \\ &= 177310 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi_{geser} = 0,75$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 177310 + 632868 \\ &= 810178 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u = 183616,3 \text{ N}$$

$$\phi V_n / V_u = 3,309$$

Cek kapasitas ($\phi V_n / V_u \geq 1$), “OK!”

Hasil rekapitulasi momen balok lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.24 berikut ini

Tabel 5.24 Rekapitulasi Momen Balok yang Bekerja Pada Kolom

Balok	b (mm)	h (mm)	Momen Tersedia (kNm)				Momen Probabilitas (kNm)			
			Tumpuan		Lapangan		Tumpuan		Lapangan	
			Mt-	Mt+	Mt-	Mt+	Mpr-	Mpr+	Mpr-	Mpr+
B1	350	650	545,39	255,82	255,74	322,73	602,83	282,36	282,38	441,28
B2	300	600	385,76	233,38	233,4	332,78	428,68	259,09	259,11	370,75
B3	300	500	296,86	184,44	142,79	216,08	328,33	203,29	156,64	239,60
B4	250	500	184,13	132,80	132,80	183,13	204,30	146,11	146,11	204,30
B5	200	400	118,36	78,13	54,98	95,86	130,96	85,85	59,91	106,03
B6	150	350	78,05	44,79	44,79	78,05	85,71	48,87	48,87	85,71
B3 B	500	300	154,51	85,98	85,98	154,51	168,94	91,49	91,49	168,94
B3 C	500	200	57,81	41,71	41,23	48,59	61,77	41,96	41,6	52,03
B4 B	400	300	83,52	62,15	62,15	83,52	91,80	66,29	66,29	91,80
B4 C	250	600	277,11	176,30	176,30	277,11	308,43	195,51	195,51	308,43

Dari tabel diatas, diketahui besaran nilai momen terjadi akibat pengaruh dimensi penampang, diameter tulangan, dan jumlah n tulangan.

5.8. Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom digunakan untuk mendesain ulang tulangan longitudinal dan transversal dari kolom, sehingga dapat mengetahui hasil dari perencanaan balok dengan SNI 2847-2019 dan dapat dibandingkan dengan hasil perencanaan kolom sebelumnya. Selain itu perencanaan kolom dapat digunakan sebagai kontrol SCWB (*Strong Column Weak Beam*).

Pada penelitian hanya ditinjau pada kolom tengah dengan kode 8. Untuk sebagai pembanding dengan penelitian sebelumnya, maka diambil pada lantai 1, lantai 3, dan lantai 5. Contoh perhitungan dapat dilihat pada perencanaan ulang kolom K1. Nilai gaya dalam kolom diambil dari hasil analisis modeling gedung

terkait dengan bantuan aplikasi ETABS v.18. Berikut ini contoh perhitungan desain ulang kolom K1.

Tabel 5.25 Gaya-Gaya Dalam Kolom Kode 8

Lantai	Gaya Aksial	Momen tak bergoyang		Momen bergoyang		Gaya Horizontal (kN)	
	P (kN)	M _{1s}	M _{2s}	M _{1nS}	M _{2nS}	V _{2y}	V _{3x}
1	3420,1068	780,9185	255,647	22,632	29,664	167,1071	126,9498
2	2815,5928	481,7436	109,6397	59,9979	40,482	169,822	152,5088
3	2310,4593	296,7611	165,846	57,3704	41,4969	140,6502	134,7277
4	1770,707	256,8829	231,576	56,8916	38,6755	129,057	112,7988
5	1208,7649	139,2216	168,862	50,8822	35,4669	93,9375	95,2561
6	679,0024	108,0407	136,979	52,5152	42,2883	61,9797	65,1618
7	174,0344	76,8781	117,652	21,1703	41,0355	50,5992	32,2361
Total	12378,6676	-	-	-	-	-	-

1. Kelangsingan kolom

Tinjauan kolom kode 8 lantai 1 arah X

a. Data kolom

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{25}$$

$$= 23500 \text{ Mpa}$$

Kolom lantai 1 (400/1200)

$$I_x = 0,7 \cdot (1/12 \cdot 400 \cdot 1200^3)$$

$$= 4,032 \cdot 10^{10}$$

Panjang kolom (L) = 3850 mm

$$\text{Panjang bersih kolom (} l_c \text{)} = \text{Panjang kolom} - \frac{1}{2} \text{ Tinggi balok}$$

$$= 3850 - \frac{1}{2} \cdot 650$$

$$= 3525 \text{ mm}$$

$$E \cdot I_x / l_c = 25000 \cdot 4,032 \cdot 10^{10} / 3525$$

$$= 2,8595 \cdot 10^{11}$$

Kolom lantai 2 (400/1200)

$$I_x = 0,7 \cdot (1/12 \cdot 400 \cdot 1200^3)$$

$$= 4,032 \cdot 10^{10}$$

Panjang kolom (L) = 3850 mm

$$\text{Panjang bersih kolom (} l_c \text{)} = \text{Panjang kolom} - \frac{1}{2} \text{ Tinggi balok}$$

$$= 3850 - \frac{1}{2} \cdot 650$$

$$= 3525 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} E \cdot I_x / l_c &= 25000 \cdot 4,032 \cdot 10^{10} / 3525 \\ &= 2,8595 \cdot 10^{11} \end{aligned}$$

b. Data balok

Balok B1 (350/650)

$$\begin{aligned} I_x &= 0,35 \cdot (1/12 \cdot 350 \cdot 650^3) \\ &= 8,01 \cdot 10^9 \end{aligned}$$

Panjang balok (l_b) = 8000 mm

$$\begin{aligned} E \cdot I_x / l_b &= 25000 \cdot 2,803 \cdot 10^9 / 8000 \\ &= 8,235 \cdot 10^9 \end{aligned}$$

c. Nilai stabilitas kolom (Q)

$$\Sigma P_u = 12378,6676 \text{ kN (Tabel 5.19)}$$

$$\Delta 1x = 0,0022485 \text{ m (Tabel 5.14)}$$

$$V_{u1x} = 126,9498 \text{ kN (Tabel 5.19)}$$

$$L_{c1} = 3,85 \text{ m}$$

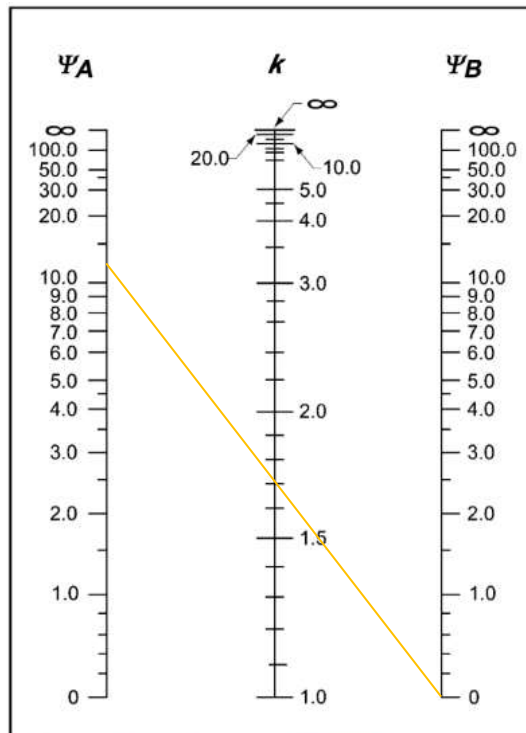
$$\begin{aligned} Q_{1x} &= (\Sigma P_u \cdot \Delta o) / (V_u \cdot l_c) \\ &= (12378,6676 \cdot 0,0022485) / (126,9498 \cdot 3,85) \\ &= 0,05694 > 0,05 \text{ (Portal bergoyang)} \end{aligned}$$

d. Faktor kekangan ujung kolom (Ψ)

Kolom bawah $\Psi_B = 0$

$$\begin{aligned} \text{Kolom atas } \Psi_A &= \frac{\Sigma \frac{EI}{l_c} \text{ kolom}}{\Sigma \frac{EI}{l_c} \text{ balok}} \\ &= \frac{\frac{EI}{l_c} \text{ kolom } lt1 + \frac{EI}{l_c} \text{ kolom } lt2}{\frac{EI}{l_c} \text{ balok B1}} \\ &= \frac{2,8595 \cdot 10^{11} + 2,8595 \cdot 10^{11}}{2 \cdot (8,235 \cdot 10^9)} = 3,3205 \end{aligned}$$

Nilai Ψ_A dibuat garis menuju nilai Ψ_B , sehingga didapat nilai k seperti pada Gambar 5.27.



Gambar 5.27 Nomogram Kekangan Ujung Kolom Arah X

Didapat nilai k sebesar 1,7. Perhitungan nilai girasi tampang (r) dengan tampang persegi panjang dapat dihitung dengan:

$$r = \sqrt{\frac{I}{Ag}} = \sqrt{\frac{5,760.10^9}{400.1200}} = 346,41 \text{ mm}$$

Pengaruh kelangsingan boleh diabaikan jika $\frac{k.lc}{r} \leq 22$

$$\frac{k.lc}{r} = \frac{1,7.3850}{346,41} = 18,894 < 22 \text{ (Tidak perlu pembesaran momen)}$$

e. Pembesaran momen (δ_s)

$$\frac{lc}{r} = \frac{3850}{115,4701} = 33,342$$

$$\frac{35}{\sqrt{\frac{Pu}{f'c \cdot Ag}}} = \frac{35}{\sqrt{\frac{3420,11.10^3}{25.400.1200}}} = 65,5599$$

Karena $lc/r < 65,5599$, maka M_{2ns} tidak perlu dikalikan faktor pembesaran

Pada hasil analisis struktur, nilai M_2 lebih besar dari M_1 , maka momen yang digunakan untuk desain kolom adalah:

$$M_c = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma Pu}{0,75 \Sigma Pc}} \geq 1$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k.l)^2}$$

$$EI = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (\beta_{dns} \text{ dapat diambil sama dengan 0 untuk portal bergoyang})$$

$$EI = \frac{0,4 \cdot 25000 \cdot 6,400 \cdot 10^{10}}{1 + 0} = 6,016 \cdot 10^{13}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0,0569}{(1,7 \cdot 3850)^2} = 13860799,17 \text{ N} = 13860,799 \text{ kN}$$

$$\Sigma P_c = 20 \cdot 13860,799 + 23 \cdot (2/3) \cdot 13860,799 = 489748,2375 \text{ kN}$$

$$\delta_s \text{ orde dua} = \frac{1}{1 - \frac{12378,6676}{0,75 \cdot 489748,2375}} = 1,034$$

Nilai pembesaran momen δ_s harus ≥ 1 dan tidak lebih dari 1,5

Sehingga nilai momen baru untuk kolom kode 8 arah X sebesar

$$\begin{aligned} M_{8XI} &= 29,664 + 1,034 \cdot 255,647 \\ &= 294,2269 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tinjauan kolom kode 8 lantai 1 arah Y

a. Data kolom

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Kolom lantai 1 (400/1200)

$$\begin{aligned} I_x &= 0,7 \cdot (1/12 \cdot 1200 \cdot 400^3) \\ &= 5,760 \cdot 10^{10} \end{aligned}$$

Panjang kolom (L) = 3850 mm

$$\begin{aligned} \text{Panjang bersih kolom } (l_c) &= \text{Panjang kolom} - \frac{1}{2} \text{ Tinggi balok} \\ &= 3850 - \frac{1}{2} \cdot 650 \\ &= 3525 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E \cdot I_x / l_c &= 25000 \cdot 5,760 \cdot 10^{10} / 3525 \\ &= 2,461 \cdot 10^{11} \end{aligned}$$

Kolom lantai 2 (400/1200)

$$\begin{aligned} I_x &= 0,7 \cdot (1/12 \cdot 1200 \cdot 400^3) \\ &= 5,760 \cdot 10^{10} \end{aligned}$$

Panjang kolom (L) = 3850 mm

Panjang bersih kolom (lc) = Panjang kolom – ½ Tinggi balok

$$= 3850 - \frac{1}{2} \cdot 650$$

$$= 3525 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} E \cdot I_x / l_c &= 25000 \cdot 5,760 \cdot 10^{10} / 3525 \\ &= 2,461 \cdot 10^{11} \end{aligned}$$

b. Data balok

Balok B2 (300/600)

$$\begin{aligned} I_x &= 0,35 \cdot (1/12 \cdot 300 \cdot 600^3) \\ &= 1,350 \cdot 10^9 \end{aligned}$$

Panjang balok (l_b) = 6800 mm

$$\begin{aligned} E \cdot I_x / l_b &= 25000 \cdot 1,350 \cdot 10^9 / 6800 \\ &= 1,633 \cdot 10^9 \end{aligned}$$

Balok B3 (300/500)

$$\begin{aligned} I_x &= 0,35 \cdot (1/12 \cdot 300 \cdot 500^3) \\ &= 1,125 \cdot 10^9 \end{aligned}$$

Panjang balok (l_b) = 5500 mm

$$\begin{aligned} E \cdot I_x / l_b &= 25000 \cdot 1,125 \cdot 10^9 / 5500 \\ &= 1,682 \cdot 10^9 \end{aligned}$$

c. Nilai stabilitas kolom (Q)

$$\Sigma P_u = 12378,6676 \text{ kN (Tabel 5.19)}$$

$$\Delta 1x = 0,0012125 \text{ m (Tabel 5.14)}$$

$$V_{u1x} = 167,1071 \text{ kN (Tabel 5.19)}$$

$$L_{c1} = 3,85 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_{1x} &= (\Sigma P_u \cdot \Delta o) / (V_u \cdot l_c) \\ &= (12378,6676 \cdot 0,0012125) / (167,1071 \cdot 3,85) \\ &= 0,02332 > 0,05 \text{ (Portal tidak bergoyang)} \end{aligned}$$

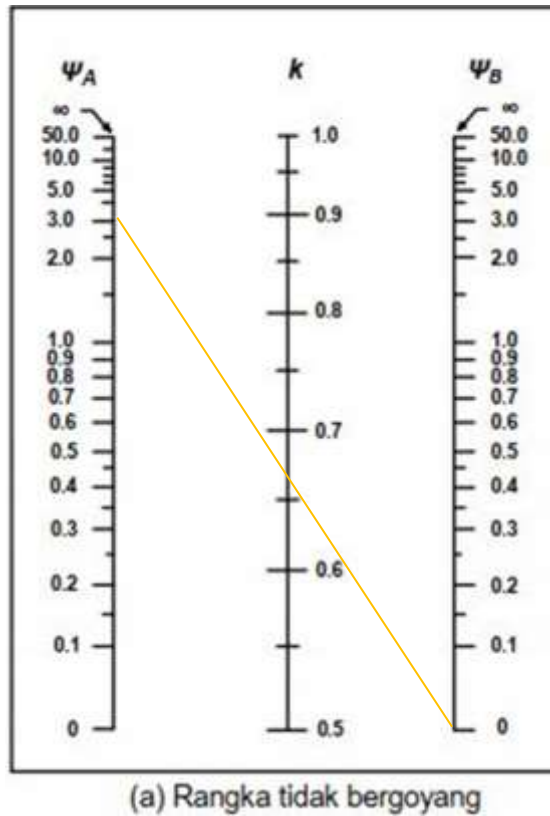
d. Faktor kekangan ujung kolom (Ψ)

Kolom bawah $\Psi_B = 0$

$$\begin{aligned} \text{Kolom atas } \Psi_A &= \frac{\sum \frac{EI}{l_c} \text{ kolom}}{\sum \frac{EI}{l_c} \text{ balok}} \\ &= \frac{\frac{EI}{l_c} \text{ kolom lt1} + \frac{EI}{l_c} \text{ kolom lt2}}{\frac{EI}{l_c} \text{ balok B2} + \frac{EI}{l_c} \text{ balok B3}} \end{aligned}$$

$$= \frac{2,461 \cdot 10^{11} + 2,461 \cdot 10^{11}}{1,633 \cdot 10^9 + 1,682 \cdot 10^9} = 3,1199$$

Nilai Ψ_A dibuat garis menuju nilai Ψ_B , sehingga didapat nilai k seperti pada Gambar 5.28.



Gambar 5.28 Nomogram Kekangan Ujung Kolom Arah Y

Didapat nilai k sebesar 0,652. Perhitungan nilai girasi tampang (r) dengan tampang persegi panjang dapat dihitung dengan:

$$r = \sqrt{\frac{I}{Ag}} = \sqrt{\frac{6,400 \cdot 10^9}{400 \cdot 1200}} = 115,47 \text{ mm}$$

Pengaruh kelangsingan boleh diabaikan jika $\frac{k \cdot lc}{r} \leq 22$

$$\frac{k \cdot lc}{r} = \frac{0,652 \cdot 3850}{115,47} = 21,738 < 22 \text{ (Tidak perlu pembesaran momen)}$$

e. Pembesaran momen (δ_s)

$$\frac{lc}{r} = \frac{3850}{346,4102} = 11,1139$$

$$\frac{35}{\sqrt{\frac{Pu}{f'c \cdot Ag}}} = \frac{35}{\sqrt{\frac{3420,11 \cdot 10^3}{25 \cdot 400 \cdot 1200}}} = 65,5599$$

Karena $lc/r < 65,5599$, maka M_{2ns} tidak perlu dikalikan faktor pembesaran

Pada hasil analisis struktur, nilai M_2 lebih besar dari M_1 , maka momen yang digunakan untuk desain kolom adalah:

$$M_c = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma Pu}{0,75 \Sigma P_c}} \geq 1$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k.l)^2}$$

$$EI = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (\beta_{dns} \text{ dapat diambil sama dengan 0 untuk portal bergoyang})$$

$$EI = \frac{0,4 \cdot 25000 \cdot 5,760 \cdot 10^{10}}{1 + 0} = 2,7072 \cdot 10^{14}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0,02707}{(0,652 \cdot 3850)^2} = 424036690,5 \text{ N} = 424036,6905 \text{ kN}$$

$$\Sigma P_c = 20 \cdot 424036,6905 + 23 \cdot (2/3) \cdot 424036,6905 = 14982629,73 \text{ kN}$$

$$\delta_{s \text{ orde dua}} = \frac{1}{1 - \frac{12378,6676}{0,75 \cdot 14982629,73}} = 1,0011$$

Nilai pembesaran momen δ_s harus ≥ 1 dan tidak lebih dari 1,5

Sehingga nilai momen baru untuk kolom kode 8 arah X sebesar

$$\begin{aligned} M_{8y1} &= 29,664 + 1,011 \cdot 255,647 \\ &= 285,592 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Rekapitulasi gaya aksial, pembesaran momen, dan momen baru untuk kolom kode 8 lantai 3 dan kode 8 lantai 5 dapat dilihat pada Tabel 5.26.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Nilai Gaya Dalam Kolom Kode 8

Kodefikasi	Pu (kN)	M2s	M2ns	δ_s		Momen baru	
				Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
K 8 Lantai 1	3420,106	255,647	29,664	1,0348	1,001	294,227	285,5929
K 8 Lantai 3	2310,459	165,846	41,4969	1,2866	1,011	254,879	209,2443
K 8 Lantai 5	1208,76	168,862	35,4669	1,0924	1,009	219,947	205,8703

Dalam mendesain kolom, perlu menggunakan faktor reduksi kekuatan sebesar 0,65 untuk penampang terkendali tekan dan 0,9 untuk penampang terkendali tarik.

Tabel 5.27 Rekapitulasi Nilai Gaya Desain Kolom

Kodefikasi	Pn	Mnx	Mny	Syarat $P_n > 0,1 A_g f'_c$
------------	----	-----	-----	--------------------------------

K 8 Lantai 1	5261,7028	326,9189	317,3255	OK
K 8 Lantai 3	3554,5528	283,1994	232,4936	OK
K 8 Lantai 5	1859,6383	244,3855	228,7448	OK

2. Penulangan longitudinal

Diambil contoh perhitungan kolom kode 8 Lantai 1 Arah X, diambil asumsi n jumlah tulangan = 4, dengan data sebagai berikut.

$$f'_c = 25 \text{ MPa} = 255 \text{ kg/cm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} = 4080 \text{ kg/cm}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2040000 \text{ kg/cm}$$

$$\epsilon_c = 0,003$$

$$\epsilon_y = 0,002$$

$$\beta = 0,85 - 0,005 \cdot \frac{f'_c - 28}{7}$$

$$= 0,8714$$

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$H_t = 120 \text{ cm}$$

$$D \text{ tulangan} = 2,2 \text{ cm}$$

$$D \text{ sengkang} = 13 \text{ cm}$$

$$Pb = 4 \text{ cm}$$

$$d = d' = Pb + \text{Sengkang} + D \text{ tul}/2$$

$$= 4 + 1 + 2,2/2$$

$$= 6,1 \text{ cm}$$

$$H = H' = H - d$$

$$= 120 - 6,1$$

$$= 113,9 \text{ cm}$$

$$\text{Asumsi } n = 4$$

$$A_s = A_s' = 0,25 \cdot n \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= 0,25 \cdot 4 \cdot \pi \cdot 2,2^2$$

$$= 15,205 \text{ cm}^2$$

a. Beban sentris ($M_n = 0$)

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot B \cdot H_t$$

$$\begin{aligned}
&= 0,85. 255. 40. 120 \\
&= 1040400 \text{ kg} \\
Cs1 &= As. (fy- (0,85. f'c)) \\
&= 15,205. (4080 - (0,85. 255)) \\
&= 58741,9078 \text{ kg} \\
Cs2 &= As'. (fy- (0,85. f'c)) \\
&= 15,205. (4080 - (0,85. 255)) \\
&= 58741,9078 \text{ kg} \\
Pn &= Cc + Cs1 + Cs2 \\
&= (1040400 + 58741,9078 + 58741,9078). 10^{-3} \\
&= 1157,883 \text{ Ton} \\
Mn &= 0
\end{aligned}$$

b. Kondisi *balance*

$$\begin{aligned}
Cb &= H \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} \\
&= 113,9 \cdot \frac{0,003}{0,003 + 0,002} \\
&= 68,34 \text{ cm} \\
Ab &= \beta \cdot Cb \\
&= 0,8714 \cdot 68,34 \\
&= 59,5534 \text{ cm} \\
Cc &= 0,85. f'c. Ab. B \\
&= 0,85. 255. 59,5534. 40 \\
&= 516328,2257 \text{ kg} \\
Cs &= As'. (fy- (0,85. f'c)) \\
&= 15,205. (4080 - (0,85. 255)) \\
&= 58741,9078 \text{ kg} \\
Ts &= As. fy \\
&= 15,205. 4080 \\
&= 62037,6584 \text{ kg} \\
Pn &= Cc + Cs - Ts \\
&= (516328,2257 + 58741,9078 - 62037,6584). 10^{-3}
\end{aligned}$$

$$= 513,0324 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \left(Cc \cdot \frac{Ht}{2} - \frac{Ab}{2} \right) + \left(Cs \cdot \left(\frac{Ht}{2} - d' \right) \right) + \left(Ts \cdot \left(\frac{Ht}{2} - d \right) \right) \\ &= \left(516328,2257 \cdot \frac{120}{2} - \frac{59,5534}{2} \right) + \left(58741,9078 \cdot \left(\frac{120}{2} - 6,1 \right) \right) \\ &\quad + \left(62037,6584 \cdot \left(\frac{120}{2} - 6,1 \right) \right) \cdot 10^{-5} \\ &= 221,1515 \text{ Tm} \end{aligned}$$

c. Kondisi patah tarik ($C < Cb$)

$$\begin{aligned} C &= 0,9Cb \\ &= 0,9 \cdot 68,34 \\ &= 61,506 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \beta \cdot C \\ &= 0,8714 \cdot 61,506 \\ &= 53,598 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s' &= \left(\frac{C-d}{C} \right) \cdot \epsilon_c \\ &= \left(\frac{61,506 - 6,1}{61,506} \right) \cdot 0,003 \\ &= 0,002702 > \epsilon_y \text{ (Baja sudah leleh)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \left(\frac{H-C}{C} \right) \cdot \epsilon_c \\ &= \left(\frac{113,9 - 61,506}{61,506} \right) \cdot 0,003 \\ &= 0,002556 > \epsilon_y \text{ (Baja sudah leleh)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Cc &= 0,85 \cdot f'c \cdot B \cdot a \\ &= 0,85 \cdot 255 \cdot 40 \cdot 53,598 \\ &= 464695,4031 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Cs &= As' \cdot (fy - (0,85 \cdot f'c)) \\ &= 15,205 \cdot (4080 - (0,85 \cdot 255)) \\ &= 58741,9078 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ts &= As \cdot fy \\ &= 15,205 \cdot 4080 \\ &= 62037,6584 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Pn = Cc + Cs - Ts$$

$$= (464695,4031 + 58741,9078 + 62037,6584) \cdot 10^{-3}$$

$$= 461,3996 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \left(Cc \cdot \frac{Ht}{2} - \frac{a}{2} \right) + \left(Cs \cdot \left(\frac{Ht}{2} - d' \right) \right) + \left(Ts \cdot \left(\frac{Ht}{2} - d \right) \right) \\ &= \left(464695,4031 \cdot \frac{120}{2} - \frac{53,598}{2} \right) + \left(58741,9078 \cdot \left(\frac{120}{2} - 6,1 \right) \right) \\ &\quad + \left(62037,6584 \cdot \left(\frac{120}{2} - 6,1 \right) \right) \cdot 10^{-5} \\ &= 219,3835 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Diambil kondisi $0,6Cb - 0,8Cb$ dapat dilihat pada Tabel 5.28 berikut

Tabel 5.28 Kondisi 0,6 – 0,8Cb Pada n Tulangan 4

nC	result	a	Cc	Cs	Ts	Pn	Mn
0,8	54,672	47,6427	413062,6	58741,9078	62037,6584	409,7668	214,5406
0,7	47,838	41,6874	361429,8	58741,9078	62037,6584	358,1341	206,6227
0,6	41,004	35,7321	309796,9	58741,9078	62037,6584	306,5011	195,6299
0,5	34,17	29,7767	258164,1	58741,9078	62037,6584	254,8683	181,5623
0,4	27,336	23,8214	206531,3	58741,9078	62037,6584	203,2355	164,4197

d. Kondisi patah desak ($C > Cb$)

$$C = 1,1 \cdot Cb$$

$$= 1,1 \cdot 68,34$$

$$= 75,174 \text{ cm}$$

$$a = \beta \cdot C$$

$$= 0,8714 \cdot 75,174$$

$$= 65,5087 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{s'} = \left(\frac{C-d}{C} \right) \cdot \varepsilon_c$$

$$= \left(\frac{75,174 - 6,1}{75,174} \right) \cdot 0,003$$

$$= 0,002756 > \varepsilon_y \text{ (Baja sudah leleh)}$$

$$\varepsilon_s = \left(\frac{H'-C}{C} \right) \cdot \varepsilon_c$$

$$= \left(\frac{113,9 - 75,174}{75,174} \right) \cdot 0,003$$

$$= 0,001545 < \varepsilon_y \text{ (Baja belum leleh)}$$

$$Cc = 0,85 \cdot f'c \cdot B \cdot a$$

$$\begin{aligned}
&= 0,85 \cdot 255 \cdot 40 \cdot 65,5087 \\
&= 567961,0483 \text{ kg} \\
Cs &= As' \cdot (fy - (0,85 \cdot f'c)) \\
&= 15,205 \cdot (4080 - (0,85 \cdot 255)) \\
&= 58741,9078 \text{ kg} \\
Ts &= As \cdot \epsilon_s \cdot Es \\
&= 15,205 \cdot 0,001545 \cdot 2040000 \\
&= 47938,1906 \text{ kg} \\
Pn &= Cc + Cs - Ts \\
&= (567961,0483 + 58741,9078 - 47938,1906) \cdot 10^{-3} \\
&= 578,7647 \text{ Ton} \\
Mn &= \left(Cc \cdot \frac{Ht}{2} - \frac{a}{2} \right) + \left(Cs \cdot \left(\frac{Ht}{2} - d' \right) \right) + \left(Ts \cdot \left(\frac{Ht}{2} - d \right) \right) \\
&= \left(567961,0483 \cdot \frac{120}{2} - \frac{65,5087}{2} \right) + \left(58741,9078 \cdot \left(\frac{120}{2} - 6,1 \right) \right) \\
&\quad + \left(47938,1906 \cdot \left(\frac{120}{2} - 6,1 \right) \right) \cdot 10^{-5} \\
&= 212,2451 \text{ Tm}
\end{aligned}$$

Diambil kondisi 1,2Cb – 1,4Cb dapat dilihat pada Tabel 5.29 berikut

Tabel 5.29 Kondisi 1,2 – 1,4 Cb Pada n Tulangan 4

nC	result	a	ϵ_s	Cc	Cs	Ts	Pn	Mn
1,2	82,00 8	71,464 1	0,001 78	619593,8 709	58741,9 078	55257,58 649	623,0781 922	211,80 84
1,3	88,84 2	77,419 5	0,001 41	671226,6 934	58741,9 078	43848,81 155	686,1197 897	198,20 24
1,4	95,67 6	83,374 8	0,001 10	722859,5 16	58741,9 078	34069,86 161	747,5315 622	182,39 99
1,5	102,5 1	89,330 1	0,000 83	774492,3 386	58741,9 078	25594,77 166	807,6394 748	164,22 53
1,6	109,3 44	95,285 5	0,000 59	826125,1 611	58741,9 078	18179,06 795	866,6880 01	143,54 68
1,7	116,1 78	101,24 08	0,000 38	877757,9 837	58741,9 078	11635,79 997	924,8640 916	120,26 36

e. Kondisi lentur murni ($Pn = 0$)

Dibuat menjadi persamaan kuadrat

$$\begin{aligned}
x &= 0,85 \cdot f'c \cdot B \\
&= 0,85 \cdot 255 \cdot 40
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 8670 \\
y &= (As' \cdot \varepsilon_c \cdot Es) - (As \cdot fy) \\
&= (15,205 \cdot 0,003 \cdot 2040000) - (15,205 \cdot 4080) \\
&= 31018,8292 \\
z &= - (As' \cdot \varepsilon_c \cdot Es \cdot \beta \cdot d) \\
&= - (15,205 \cdot 0,003 \cdot 2040000 \cdot 0,8714 \cdot 6,1) \\
&= - 494661,7009 \\
a &= \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4xz}}{2x} \\
&= \frac{-31018,8292 + \sqrt{31018,8292^2 - 4 \cdot 8670 \cdot (-494661,7009)}}{2 \cdot 8670} \\
&= 5,9735 \text{ cm} \\
C &= \frac{a}{\beta} \\
&= 5,9735 / 0,8714 \\
&= 6,8548 \text{ cm} \\
\varepsilon_s &= \left(\frac{C-d}{C} \right) \cdot \varepsilon_c \\
&= \left(\frac{6,8548 - 6,1}{6,8548} \right) \cdot 0,003 \\
&= 0,0003303 \\
Fs &= \varepsilon_s \cdot Es \\
&= 0,0003303 \cdot 2040000 \\
&= 673,9293 \text{ kg/cm}^2 \\
Cc &= 0,85 \cdot f'c \cdot B \cdot a \\
&= 0,85 \cdot 255 \cdot 40 \cdot 5,9735 \\
&= 51790,3542 \text{ kg} \\
Ts &= Fs \cdot As \\
&= 673,9293 \cdot 15,205 \\
&= 10247,3042 \text{ kg} \\
Mn &= \left(Cc \cdot \left(H - \frac{a}{2} \right) \right) + \left(Ts \cdot \left(\frac{H}{2} - d' \right) \right)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \left(51790,3542 \cdot \left(113,9 - \frac{5,9735}{2} \right) \right) + \left(10247,3042 \cdot \left(\frac{113,9}{2} - 6,1 \right) \right) \\
&= 68,4889 \text{ Tm} \\
P_n &= 0
\end{aligned}$$

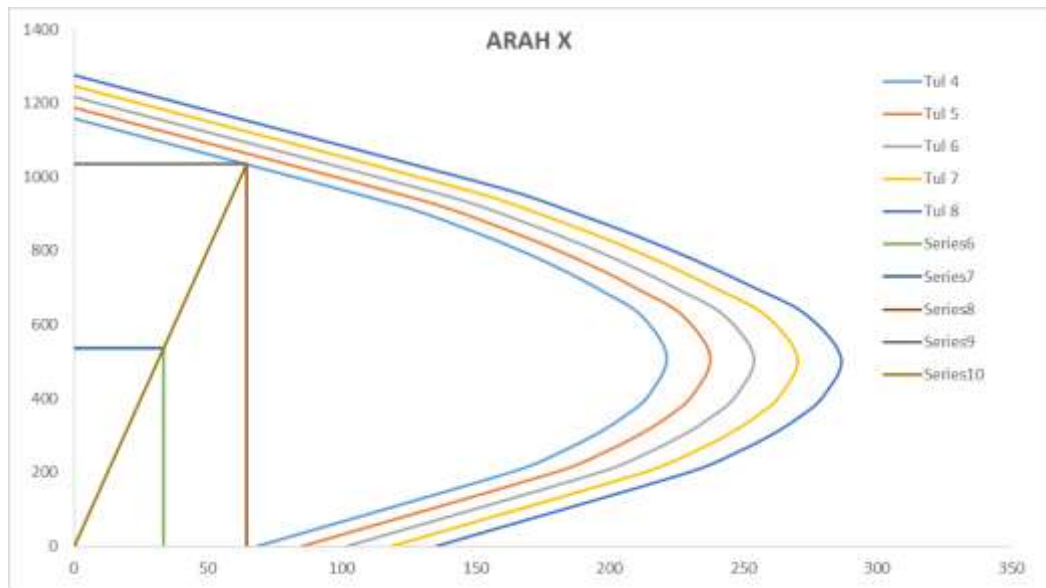
Saat melakukan desain ulang, perlu uji coba pada jumlah n tulangan lainnya.

Hasil rekapitulasi variasi jumlah n tulangan dapat dilihat pada Tabel 5.30 berikut ini.

Tabel 5.30 Nilai M_n - P_n Variasi n Tulangan Kolom Kode 8 Lantai 1 Arah X

$n = 4$		$n = 5$		$n = 6$		$n = 7$	
P_n (Ton)	M_n (Tm)	P_n (Ton)	M_n (Tm)	P_n (Ton)	M_n (Tm)	P_n (Ton)	M_n (Tm)
1157,884	0	1187,255	0	1216,626	0	1245,997	0
924,8641	20,2636	936,6406	129,747	948,4171	139,2304	960,1937	148,7138
866,688	143,5468	876,8287	153,9119	886,9694	164,277	897,1101	174,6421
807,6395	64,2253	815,9263	175,5897	824,213	186,9541	832,4998	198,3184
747,5316	182,3999	753,6996	194,9063	759,8676	207,4127	766,0356	219,9191
686,1198	198,2024	689,8431	212,0265	693,5663	225,8506	697,2896	239,6747
623,0782	211,8084	623,9493	227,1698	624,8204	242,5313	625,6914	257,8927
513,0325	221,1515	512,2085	237,4266	511,3846	253,7016	510,5607	269,9767
409,7668	214,5406	408,9429	230,8156	408,119	247,0907	407,295	263,3657
358,134	206,6227	357,3101	222,8978	356,4861	239,1728	355,6622	255,4478
306,5012	195,6299	305,6772	211,905	304,8533	228,18	304,0294	244,4551
254,8684	181,5623	254,0444	197,8373	253,2205	214,1124	252,3965	230,3874
203,2355	164,4197	202,4116	180,6947	201,5877	196,9698	200,7637	213,2448
0	68,48896	0	85,20186	0	101,8967	0	118,5804

Dari hasil di Tabel 5.30, lalu dibuat diagram interaksi M_n - P_n kolom dan untuk mengetahui M_n - P_n kolom baru (Gambar 5.29).



Gambar 5.29 Diagram M_n - P_n Kolom Kode 8 Lantai 1 Arah X

Dari diagram interaksi diatas dapat diketahui tulangan pada kolom kode 8 lantai 1 arah X sebanyak 4 tulangan dan nilai M_n - P_n baru sebesar:

$$M_n \text{ baru} = 64,3173 \text{ Tm} = 630,95 \text{ kNm}$$

$$P_n \text{ baru} = 1035,18 \text{ Ton} = 10155,09 \text{ kN}$$

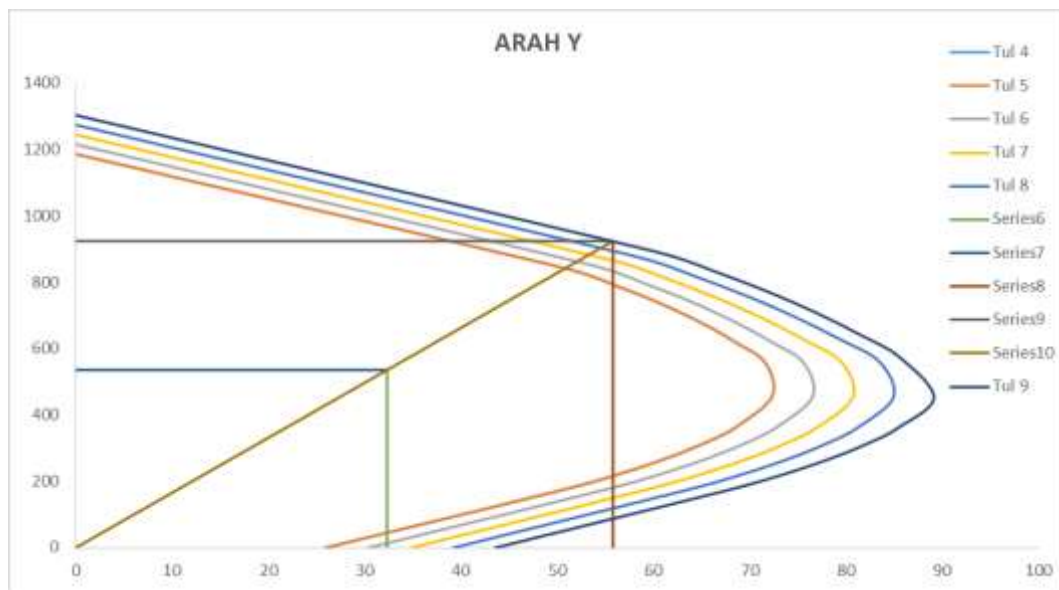
Pada kolom kode 8 juga dilakukan perhitungan arah Y di dimensi kolom yang sama. Rekapitulasi M_n - P_n arah Y dapat dilihat pada Tabel 5.31 dan diagram interaksi pada Gambar 5.30 berikut ini.

Tabel 5.31 Nilai M_n - P_n Variasi n Tulangan Kolom Kode 8 Lantai 1 Arah Y

$n = 5$		$n = 6$		$n = 7$		$n = 8$	
P_n (Ton)	M_n (Tm)	P_n (Ton)	M_n (Tm)	P_n (Ton)	M_n (Tm)	P_n (Ton)	M_n (Tm)
1187,255	0	1187,255	0	1216,626	0	1245,997	0
842,6226	50,89685	842,6226	50,89685	854,3992	53,34248	866,1757	55,7881
788,3412	56,29637	788,3412	56,29637	798,4819	58,96938	808,6226	61,64238
732,9692	61,03033	732,9692	61,03033	741,256	63,96102	749,5428	66,89172
676,273	65,13119	676,273	65,13119	682,441	68,3564	688,609	71,5816
617,947	68,64144	617,947	68,64144	621,6702	72,20646	625,3935	75,77149
557,5836	71,61771	557,5836	71,61771	558,4547	75,57919	559,3258	79,54068
456,9038	72,33228	456,9038	72,33228	456,0799	76,52937	455,256	80,72645
364,6991	68,60017	364,6991	68,60017	363,8752	72,79726	363,0513	76,99435
318,5968	65,50838	318,5968	65,50838	317,7728	69,70547	316,9489	73,90256

272,4944	61,59944	272,4944	61,59944	271,6705	65,79653	270,8466	69,99362
226,3921	56,87333	226,3921	56,87333	225,5681	61,07042	224,7442	65,26751
180,2897	51,33007	180,2897	51,33007	179,4658	55,52716	178,6419	59,72425
0	25,92132	0	25,92132	0	30,38463	0	34,80712

Dari hasil di Tabel 5.31, lalu dibuat diagram interaksi M_n-P_n kolom dan untuk mengetahui M_n-P_n kolom baru (Gambar 5.30).



Gambar 5.30 Diagram M_n-P_n Kolom Kode 8 Lantai 1 Arah Y

Dari diagram interaksi diatas dapat diketahui tulangan pada kolom kode 8 lantai 1 arah Y sebanyak 9 tulangan dan nilai M_n-P_n baru sebesar:

$$M_n \text{ baru} = 55,7988 \text{ Tm} = 547,39 \text{ kNm}$$

$$P_n \text{ baru} = 925,7988 \text{ Ton} = 9076,44 \text{ kN}$$

Selanjutnya mengecek persyaratan rasio tulangan (SNI 2847

Dari perhitungan sebelumnya diketahui mendapat jumlah tulangan arah X sebanyak 4 tulangan dan arah Y sebanyak 9 tulangan. Jadi konfigurasi tulangan kolom digunakan 22 D22 untuk kolom kode 8 lantai 1 (Kolom K1).

$$\text{Luas } A_g \text{ kolom} = b \cdot h = 40 \cdot 120 = 4800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luas tulangan} = 22 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 2,2^2 = 83,6292 \text{ cm}^2$$

$$\text{Rasio tulangan} = (83,6292/4800) \cdot 100 = 1,7423\%$$

Cek persyaratan jarak antar tulangan (SNI 2847

$$\text{Arah X} = \frac{(H-2Pb-2s-2D)}{n-1} = \frac{(120 - 2,4 - 2,1,3 - 2,2,2)}{9-1} = 13,2 \text{ cm } (<15\text{cm})$$

$$\text{Arah Y} = \frac{(B-2Pb-2s-2D)}{n-1} = \frac{(40 - 2,4 - 2,1,3 - 2,2,2)}{4-1} = 8,533 \text{ cm } (<15\text{cm})$$

Rekapitulasi nilai M_n - P_n baru, jumlah tulangan yang dipakai dan rasio tulangan dapat dilihat pada Tabel 5.32 berikut ini.

Tabel 5.32 Rekapitulasi Nilai M_n - P_n Baru dan Jumlah Tulangan Pakai

Kolom	Tinjauan	Pn Baru (kN)	Mn Baru (kNm)	Tul Pokok			Rasio tulangan
K8 Lantai 1	Arah X	10155,09	630,9534	4	22	22D22	1,7423%
	Arah Y	9076,44	547,3865	9			
K8 Lantai 3	Arah X	8418,72	523,0702	4	18	18D22	1,7106%
	Arah Y	7461,09	449,9675	7			
K8 Lantai 5	Arah X	5374,35	706,2742	4	16	16D19	1,4176%
	Arah Y	4016,82	494,0887	6			

3. Kontrol momen kolom

Untuk menjaga kolom aman atau tidak terhadap momen balok yang dipikulnya, maka perlu dilakukan kontrol dengan konsep *Strong Column Weak Beam* (SCWB). Contoh kontrol momen dapat dilihat pada perhitungan yang diambil lokasi di kolom kode 8 lantai 1 arah X berikut ini.

$$M_n \text{ K8 lt 1 arah X} = 630,9534 \text{ kNm}$$

$$M^+ \text{ tersedia B1} = 471,769 \text{ kNm}$$

$$M^- \text{ tersedia B1} = 255,787 \text{ kNm}$$

Momen kolom atas dan bawah dianggap sama.

$$\Sigma M_n \text{ kolom} = 1261,91 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_n \text{ balok} = 727,556 \text{ kNm}$$

Cek persyaratan SCWB

$$\Sigma M_n \text{ kolom} \geq (6/5) \Sigma M_n \text{ balok}$$

$$1261,91 \geq (6/5) 727,556$$

$$1261,91 \geq 873,061 \text{ (Memenuhi!)}$$

Untuk kontrol kolom dapat dilihat pada rekapitulasi di Tabel 5.33 berikut.

Tabel 5.33 Rekapitulasi Kontrol Momen Kolom

Kode	Arah	Mn Kolom	Mn- balok	Mn+ balok	(6/5)Mn balok	Syarat
Titik 8 Lt 1	Arah X	1261,9068	471,76291	255,7876	873,0606	OK
	Arah Y	1094,7729	322,9974	142,41647	558,4966	OK
Titik 8 Lt 3	Arah X	1046,1404	471,76291	255,7876	873,0606	OK
	Arah Y	899,9351	385,7555	184,43621	684,2301	OK
Titik 8 Lt 5	Arah X	1412,5485	545,3871	255,8220	961,4510	OK
	Arah Y	988,1774	322,9974	142,4655	558,5554	OK

Dari hasil diatas, diketahui semua titik kolom yang ditinjau mampu menahan momen dari balok. Jadi kontrol momen ini bisa dinyatakan kolom mengandung konsep SCWB.

4. Gaya Geser V_e

Perhitungan ini guna menentukan jumlah kebutuhan tulangan geser pada kolom. Contoh ini diambil dari perhitungan pada titik K8 lantai 1 arah X, dimana balok yang bekerja adalah balok B1.

Balok Atas

$$M_{pr}^- = 523,4033 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^+ = 282,3692 \text{ kNm}$$

Balok Bawah

$$M_{pr}^- = 0$$

$$M \text{ kolom} = 986,4898 \text{ kNm}$$

$$b \text{ balok} = 0,35 \text{ m}$$

$$h \text{ balok} = 0,65 \text{ m}$$

$$L \text{ kolom} = 3,85 \text{ m}$$

$$L_n \text{ kolom} = 4 - 0,5 \cdot h \text{ balok}$$

$$= 4 - 0,5 \cdot 0,65$$

$$= 3,525 \text{ m}$$

$$DF = \frac{(1/Ln)}{(1/Ln)} = 1$$

$$\begin{aligned} Ve \text{ lantai 1} &= (\sum M_{pr} \text{ atas. } DF) + \left(\frac{M_{kolom. 1,25}}{Ln} \right) \\ &= ((523,4033 + 282,3692) \cdot 1) + \left(\frac{986,4898 \cdot 1,25}{3,525} \right) \\ &= 1020,9094 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil rekapitulasi nilai gaya geser pada kolom lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.34 berikut.

Tabel 5.34 Rekapitulasi Nilai Gaya Geser (Ve)

Kode	Lt	Balok	Mpr-	Mpr+	b	h	L kolom	Ln	DF	Ve (kN)
K8 Arah X	1	Atas	523,4033	282,3692	0,35	0,65	3,85	3,525	1	1020,909
		-	-	630,95	-	-	-	-	-	-
	3	Atas	523,4033	282,3692	0,35	0,65	4,375	4,05	0,4653	212,7452
		Bawah	523,4033	282,3692	0,35	0,65	3,85	3,525	0,5346	-
	5	Atas	602,8264	282,3579	0,35	0,65	4,55	4,225	0,4548	228,4347
		Bawah	602,8264	282,3579	0,35	0,65	3,85	3,525	0,5451	-
K8 Arah Y	1	Atas	281,2245	253,206	0,3	0,6	3,85	3,55	1	719,759
		-	-	547,39	-	-	-	-	-	-
	3	Atas	328,3272	259,0952	0,3	0,6	4,375	4,075	0,4655	154,078
		Bawah	328,3272	259,10	0,3	0,6	3,85	3,55	0,5344	-
	5	Atas	322,9327	253,206	0,3	0,6	4,55	4,25	0,4551	147,7279
		Bawah	322,9327	253,206	0,3	0,6	3,85	3,55	0,5448	-

Hasil gaya geser (Ve) pada Tabel 5.26 terjadi akibat pengaruh besaran nilai momen balok yang bekerja dan momen kolom yang ditinjau.

5. Penulangan transversal

Contoh perhitungan diambil pada titik kolom 8 lantai 1 arah X.

Data kolom

$$V_e = V_u = 1020,9094 \text{ kN}$$

$$P_u = 3420,1068 \text{ kN}$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

a. Propertis penampang

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$L = 3850 \text{ mm}$$

$$h_{\text{balok}} = 650 \text{ mm}$$

$$P_b = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Pokok} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - P_b - S - 0,5 \text{ tulangan pokok} \\ &= 1200 - 40 - 13 - 0,5 \cdot 22 \\ &= 1136 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_n &= L - 0,5 \cdot h_{\text{balok}} \\ &= 3850 - 0,5 \cdot 650 \\ &= 3525 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= b \cdot h \\ &= 400 \cdot 1200 \\ &= 480000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= (b - 2P_b) \cdot (h - 2P_b) \\ &= (400 - 2 \cdot 40) \cdot (1200 - 2 \cdot 40) \\ &= 358400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_c &= h - 2(P_b + 0,5s) \\ &= 1200 - 2(40 + 0,5 \cdot 13) \\ &= 1107 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$h_x = 2/3 \cdot b_c$$

$$= 2/3 \cdot 1107$$

$$= 738 \text{ mm}$$

b. Daerah sendi plastis

$$V_c = 0,167 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,167 \cdot \sqrt{25} \cdot 650 \cdot 1136$$

$$= 379,424 \text{ kN}$$

$$Vu / \phi = 1020,9094 / 0,75$$

$$= 1361,2125 \text{ kN} > V_c \text{ (Perlu sengkang)}$$

Jarak tulangan sengkang terkecil sesuai SNI 2847

$$b/4 = 400 / 4$$

$$= 100 \text{ mm}$$

$$6D_{tul} \text{ pokok} = 6 \cdot 22 \text{ mm}$$

$$= 150 \text{ mm}$$

$$100 + \frac{350 - hx}{3} = 100 + \frac{350 - 738}{3}$$

$$= -29,333 \text{ mm}$$

$$S_{\min} = 100 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm}$$

$$Ash_1 = 0,3 \left(\frac{s \cdot bc \cdot f'c}{f_y h} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$= 0,3 \left(\frac{100 \cdot 1107 \cdot 25}{400} \right) \left(\frac{480000}{358400} - 1 \right)$$

$$= 704,229 \text{ mm}^2$$

$$Ash_2 = 0,09 \left(\frac{s \cdot bc \cdot f'c}{f_y h} \right)$$

$$= 0,09 \left(\frac{100 \cdot 1107 \cdot 25}{400} \right)$$

$$= 622,688 \text{ mm}^2$$

Diambil terbesar antara Ash_1 dan Ash_2

$$Ash_{\min} = \left(\frac{1}{3} \right) \cdot \left(\frac{s \cdot pakai \cdot b}{f_y t} \right)$$

$$= \left(\frac{1}{3} \right) \cdot \left(\frac{100 \cdot 400}{400} \right)$$

$$= 33,333 \text{ mm}^2$$

$$Ash \text{ pakai} = 704,2299 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah kaki } n &= \left(\frac{Ash \text{ pakai}}{0,25 \cdot \pi \cdot S^2} \right) \\
 &= \left(\frac{704,2299}{0,25 \cdot \pi \cdot 13^2} \right) \\
 &= 5,3056 \approx 6 \text{ kaki}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antar } S &= \left(\frac{B-2Pb-S \cdot n}{n-1} \right) \\
 &= \left(\frac{400-2 \cdot 40-13 \cdot 4}{4-1} \right) \\
 &= 48,4 \text{ mm} < 350 \text{ (Memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Panjang daerah sendi plastis (l_o) sesuai SNI 2847

$$d = 1136 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 1/6 L_n &= 1/6 \cdot 3525 \\
 &= 587,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$l_o \text{ min} = 450$$

$$l_o \text{ pakai} = 1136 \approx 1200 \text{ mm}$$

Maka daerah sendi plastis dipakai 3D13-100 sepanjang 1200 mm

c. Daerah luar sendi plastis

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(1 + \left(\frac{P_u}{14 \cdot A_g} \right) \right) \cdot \left(\sqrt{\frac{1}{f'c}} \cdot b \cdot d \right) / 1000 \\
 &= \left(1 + \left(\frac{3420,1068}{14 \cdot 480000} \right) \right) \cdot \left(\sqrt{\frac{1}{25}} \cdot 400 \cdot 1136 \right) / 1000 \\
 &= 18,1853 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{550,819}{0,75} - 18,1853 \\
 &= 716,2401 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$n \text{ asumsi} = 6 \text{ kaki}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antar } S &= \left(\frac{B-2Pb-S \cdot n}{n-1} \right) \\
 &= \left(\frac{400-2 \cdot 40-13 \cdot 4}{4-1} \right) \\
 &= 89,33 \text{ mm} < 350 \text{ (Memenuhi)}
 \end{aligned}$$

$$\frac{A1D \cdot n \text{ kaki} \cdot f_y \cdot d}{V_s \cdot 1000} = \frac{A1D \cdot n \text{ kaki} \cdot f_y \cdot d}{V_s \cdot 1000}$$

$$= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 13^2 \cdot 6 \cdot 400 \cdot 1136}{716,24 \cdot 1000}$$

$$= 505,251 \text{ mm}$$

$$6.D_{tul} \text{ pokok} = 6 \cdot 22$$

$$= 132 \text{ mm}$$

$$S_{\min} = 150 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

Panjang daerah non sendi plastis (l_1)

$$l_1 = L_n - 2 \cdot l_o$$

$$= 3525 - 2 \cdot 1200$$

$$= 1125 \text{ mm}$$

Maka daerah non sendi plastis dipakai 3D13-150 sepanjang 1125 mm

d. Rekapitulasi tulangan geser

Perhitungan pada kolom lainnya dilakukan dengan cara yang sama, dan hasil rekapitulasi tulangan geser dapat dilihat pada Tabel 5.27 berikut

Tabel 5.35 Rekapitulasi Tulangan Geser Kolom

Kolom	Tinjauan	Pu (kN)	Vu (kN)	Tul Geser	
				Sendi Plastis	Non Sendi Plastis
K8 Lt 1	Arah X	3420,1	550,81	3D13-100	3D13-150
	Arah Y		292,83	3D13-100	3D13-200
K8 Lt 3	Arah X	2310,4	254,82	4D10-100	4D10-150
	Arah Y		150,14	2D10-100	2D10-200
K8 Lt 5	Arah X	1208,7	271,29	4D10-100	4D10-150
	Arah Y		322,99	2D10-100	2D10-150

5.9. Pembahasan

Pada sub-bab ini, akan dilakukan pembahasan atas hasil analisis yang telah dilakukan berdasarkan teori-teori yang dipaparkan sebelumnya dan peraturan yang berlaku di Indonesia. Pembahasan ini akan membahas hasil analisis gaya geser dan *displacement* yang terjadi pada bangunan objek penelitian antara

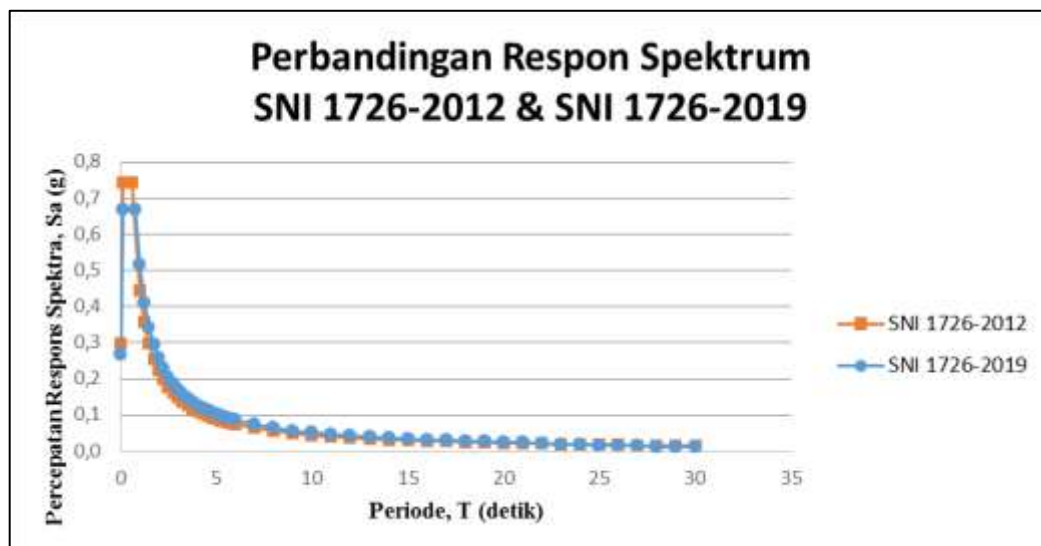
penggunaan peraturan SNI 1726-2012 (sesuai data yang diberikan oleh konsultan proyek) dengan SNI 1726-2019. Selain itu juga akan dibahas perbandingan rasio penulangan hasil perencanaan ulang balok dan kolom pada bangunan objek penelitian disaat menggunakan SNI 2847-2013 (sesuai data yang diberikan oleh konsultan proyek) dan SNI 2847-2019.

5.9.1. Perbandingan Gaya Geser dan *Displacement*

1. Nilai yang didapat merupakan hasil analisis dengan pemodelan ulang bangunan objek penelitian menggunakan bantuan ETABS v.18. Dari desain bangunan, denah bangunan, dan data serta mutu yang sudah direncanakan oleh konsultan, maka dapat ditetapkan perencanaan bangunan tersebut aman. Untuk memperkuat hasil analisis, maka perlu dilakukan perhitungan berat bangunan melalui Excel dan hasil analisis ETABS v.18. Hasilnya adalah pemodelan ulang bangunan pada ETABS v.18 menunjukkan selisih 4,14%, yang mana hasil tersebut kurang dari 5%. Analisis kedua SNI selanjutnya dapat dilihat berikut ini.
 - a. Hasil partisipasi massa sudah terpenuhi disaat penggunaan data awal atau SNI 1726-2012 dengan SNI 1726-2019. Penggunaan SNI 1726-2012 menghasilkan partisipasi massa untuk arah X sebesar 91,127% pada modal ke-4 dan arah Y sebesar 92,17% pada modal ke-8 sudah terpenuhi syaratnya yang diharuskan lebih dari 90%. Untuk SNI 1726-2019 menghasilkan partisipasi massa untuk arah X sebesar 91,14% pada modal ke-4 dan arah Y sebesar 92,05% pada modal ke-8 sudah terpenuhi syaratnya. Namun pada SNI baru mensyaratkan hasil partisipasi massa harus 100%, tetapi terdapat pengecualian untuk dapat dilakukan syarat alternatif partisipasi massa lebih dari 90%.
 - b. Pemilihan jenis ragam diasumsikan menggunakan metode CQC. Namun diketahui hasil analisis dari SNI 1726-2012 dengan SNI 1726-2019 sama-sama memiliki waktu getar struktur lebih dari 15%. Jadi metode CQC harus diubah menggunakan metode SRSS.

- c. Perbandingan gaya geser statis dan dinamis dari SNI 1726-2012 dan SNI 1726-2019 memiliki hasil yang memenuhi persyaratan. Pada SNI 1726-2012 memiliki gaya geser dinamik arah X sebesar 2387,9187 kN dan arah Y sebesar 2494,6569 kN serta gaya geser statik sebesar 2305,2238 kN, sehingga memenuhi persyaratan karena gaya geser dinamik (VD) lebih besar dari $0,85 \times$ gaya geser statik ($0,85 \cdot V_s$). Untuk SNI 1726-2019 memiliki hasil gaya geser dinamik arah X sebesar 2791,8 kN dan arah Y sebesar 2759,8 kN serta statik gaya geser 2777,08 kN, sehingga tidak memenuhi persyaratan karena pada SNI 1726-2019 diharuskan nilai gaya geser dinamik lebih besar atau sama dengan dari gaya geser statik. Perlu dilakukan penskalaan ulang gaya agar sama dengan gaya geser statik (V_s) untuk arah Y. Hasil perhitungan penskalaan ulang gaya dasar didapatkan gaya geser dinamik arah Y harus dikalikan 1,0063.

Perbedaan antara SNI 1726-2012 dengan SNI 1726-2019 dapat dilihat juga pada perbandingan grafik respon spektrum berikut ini.



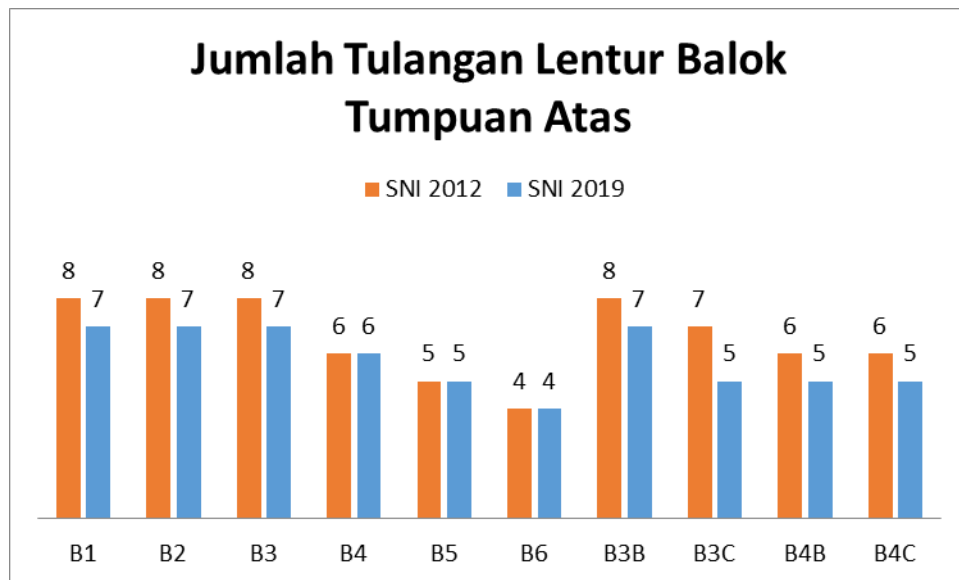
**Gambar 5.31 Perbandingan Respon Spektrum
SNI 1726-2012 dan SNI 1726-2019**

- Analisis simpangan antar lantai atau *displacement story* antara menggunakan SNI 1726-2012 dengan SNI 1726-2019 sama-sama memiliki hasil memenuhi persyaratan, yakni simpangan ijin antar lantai lebih besar

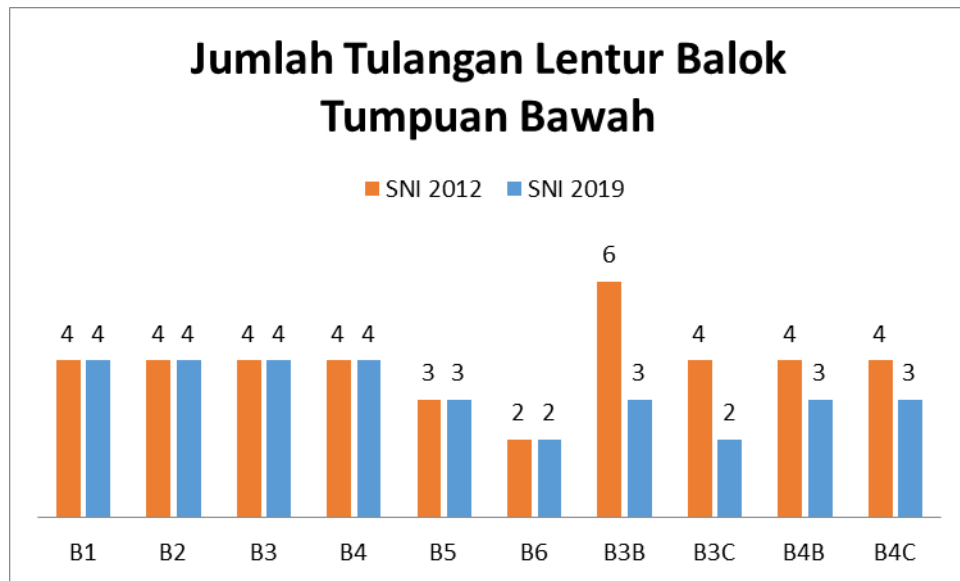
dari simpang antar lantai. Hasil simpangan yang terjadi di kedua SNI tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.10 sampai 5.25.

5.9.2 Perbandingan Rasio Tulangan Balok

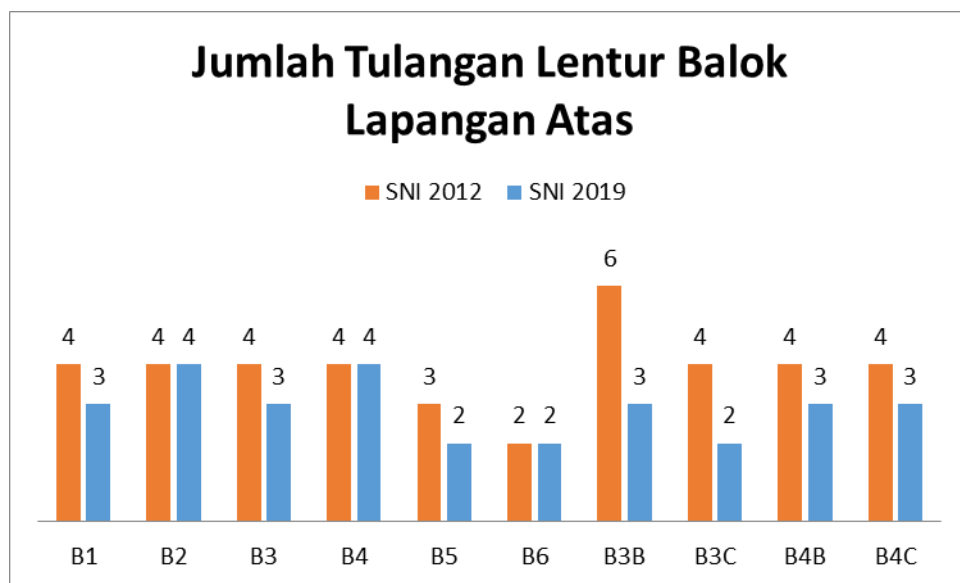
Rasio tulangan yang dimaksud adalah rasio tulangan pokok tiap kodefikasi balok yang digunakan untuk pemodelan ulang di ETABS v.18 dan dilakukan analisis berdasarkan hasil yang keluar dari program ETABS v.18. Perbandingan kebutuhan tulangan lentur tiap kodefikasi balok dari data awal (SNI 2847-2019) dan perencanaan ulang menggunakan SNI 2847-2019 dapat dilihat pada diagram batang pada Gambar 5.32-5.35 berikut ini.



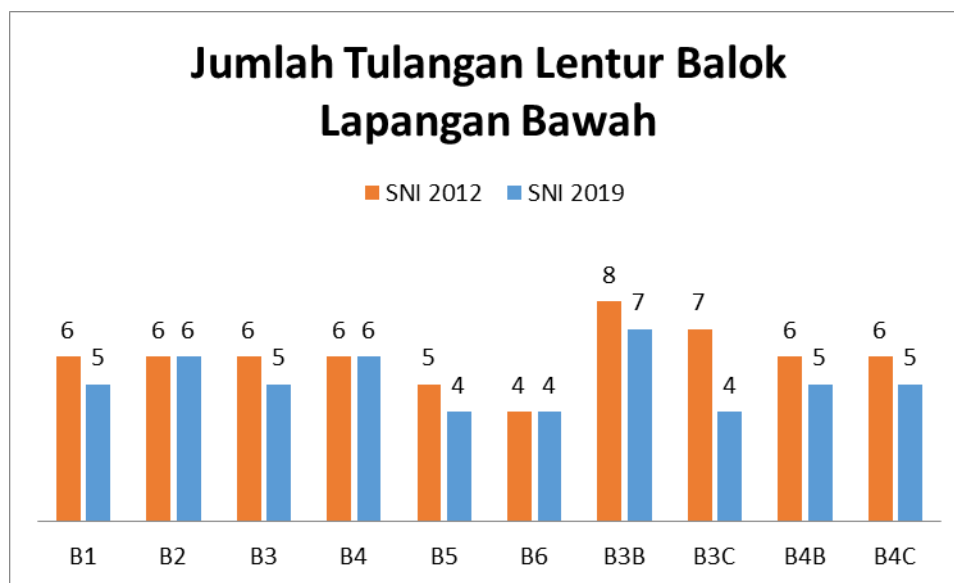
Gambar 5.32 Jumlah Tulangan Lentur Balok Tumpuan Atas



Gambar 5.33 Jumlah Tulangan Lentur Balok Tumpuan Bawah



Gambar 5.34 Jumlah Tulangan Lentur Balok Lapangan Atas



Gambar 5.35 Jumlah Tulangan Lentur Balok Lapangan Bawah

Berdasarkan diagram batang pada Gambar 5.32-5.35 dapat diketahui:

a. Posisi tumpuan

Balok B1, B2, B3, B3B, B3C, B4B, dan B4C pada posisi tumpuan atas dapat dikurangi jumlah tulangnya, sedang balok B4, B5, dan B6 jumlah tulangnya masih sama. Selanjutnya untuk tumpuan bawah balok B1, B2, B3, B4, B5, dan B6 memiliki jumlah tulangan yang sama dari perencanaan awal, sedang balok B3B, B3C, B4B, dan B4C mengalami pengurangan jumlah tulangan cukup signifikan. Terdapat perbedaan rasio tulangan selisih 14,286% pada balok B1, B2, dan B3 karena pengurangan jumlah tulangan dengan ukuran tulangan yang sama. Lalu pada balok B3B mengalami perbedaan rasio tulangan terbesar akibat penggunaan tulangan pokok yang lebih besar daripada perencanaan sebelumnya sebesar 33,33%. Dari hasil analisis ini dapat diketahui pada posisi tumpuan adanya penghematan dalam perencanaan ulang menggunakan SNI 2847-2019.

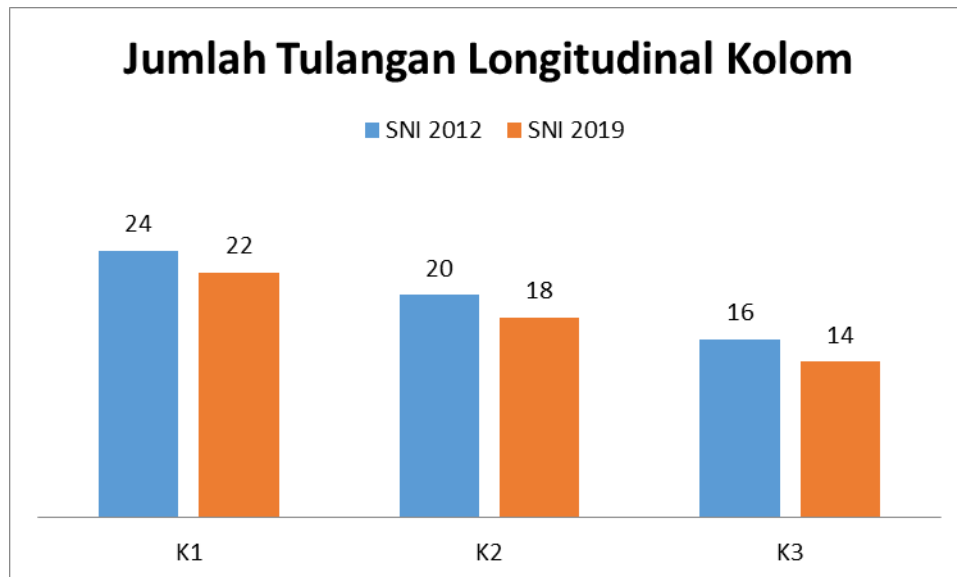
b. Posisi lapangan

Bagian lapangan atas balok B2, B4, dan B6 tidak mengalami perubahan, sedang balok lainnya terdapat perubahan. Terutama pada balok B3B dan B3C yang pengurangan jumlah tulangan cukup signifikan. Selanjutnya di

lapangan bawah hal serupa pada balok B2, B4, dan B6 tidak mengalami perubahan, sedang balok lainnya mengalami pengurangan jumlah tulangan. Di lapangan bawah, balok B3C yang berkurang cukup signifikan. Balok B1, B2, B3, B4, B5, B6, B4B, dan B4C memiliki nilai rasio tulangan yang sama, yakni sebesar 0,003841. Dari hasil analisis ini dapat diketahui pada posisi tumpuan adanya sedikit penghematan dalam perencanaan ulang menggunakan SNI 2847-2019.

5.9.3 Perbandingan Rasio Tulangan Kolom

Rasio tulangan yang dimaksud adalah rasio tulangan pokok tiap kodefikasi kolom yang digunakan untuk pemodelan ulang di ETABS v.18 dan dilakukan analisis berdasarkan hasil yang keluar dari program ETABS v.18. Perbandingan kebutuhan tulangan longitudinal tiap kodefikasi kolom dari data awal (SNI 2847-2019) dan perencanaan ulang menggunakan SNI 2847-2019 dapat dilihat pada diagram batang pada Gambar 5.36 berikut ini.



Gambar 5.36 Jumlah Tulangan Longitudinal Kolom

Diagram batang diatas menunjukkan hasil analisis yang dilakukan menggunakan SNI 2847-2019 mendapatkan selisih rasio tulangan sebesar 4,347% dari peraturan sebelumnya. Reduksi jumlah tulangan longitudinal pada kolom tersebut dianggap positif karena dapat menghemat biaya pelaksanaan konstruksi.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan yang diuraikan pada bab-bab sebelumnya, sehingga dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil analisis perbandingan antara penggunaan SNI 1726-2012 (data awal) dan 1726-2019 pada objek penelitian diketahui memiliki perbedaan, tetapi tidak terlalu signifikan. Nilai S_s dan S_1 di kedua peraturan tata cara perencanaan gempa untuk struktur gedung dan non gedung diketahui berbeda. Dengan bantuan Aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia 2021 milik PusGen Kementerian PUPR, diketahui SNI 1726-2012 memiliki nilai S_s sebesar 0,923 dan S_1 sebesar 0,431, sedang untuk SNI 1726-2019 memiliki nilai S_s sebesar 0,936 dan S_1 sebesar 0,436. Dari perbedaan nilai S_s dan S_1 tersebut maka mempengaruhi grafik desain respon spektrum yang dapat dilihat pada gambar 5.31. Akibat perbedaan nilai S_s dan S_1 juga membuat hasil nilai gaya geser dinamik dan gaya geser statik. Selanjutnya dilakukan analisis simpangan antar lantai atau *displacement storey* menggunakan SNI 1726-2012 dan SNI 1726-2019 yang menunjukkan perbedaan selisih. Namun hasil dari analisis simpangan antar lantai menggunakan kedua peraturan tersebut masih dinyatakan aman atau tidak lebih dari simpangan ijin.
2. Desain penampang balok menggunakan SNI 2847-2019 memberikan perbedaan dibanding SNI 2847-2013. Salah satu contoh hasil perbedaan dengan dimensi balok existing adalah balok tulangan lentur balok tumpuan atas kodefikasi B1 yang pada SNI 2847-2013 (data awal) menggunakan jumlah tulangan sebanyak 8 buah, sedang pada SNI 2847-2019 dapat direduksi penggunaan jumlah tulangan sebanyak 7 buah, sehingga membuat rasio tulangan berkurang 12,5%. Namun hasil yang sama atau tidak berubah saat penggunaan SNI 2847-2013 maupun SNI 2847-2019 dapat dilihat pada

contoh balok tulangan lentur lapangan bawah kodefikasi B2 yang sama-sama memiliki jumlah tulangan sebanyak 6 buah, sehingga menyebabkan rasio tulangan tetap sebesar 0,00384. Perbedaan selisih jumlah tulangan juga terlihat pada kebutuhan tulangan longitudinal pada kolom yang berkurang 8,33%, sehingga hal tersebut membuat perencanaan ulang lebih hemat daripada perencanaan awal.

6.2. Saran

Berdasarkan hasil analisis yang telah dikerjakan, penulis dapat memberikan beberapa saran sebagai berikut.

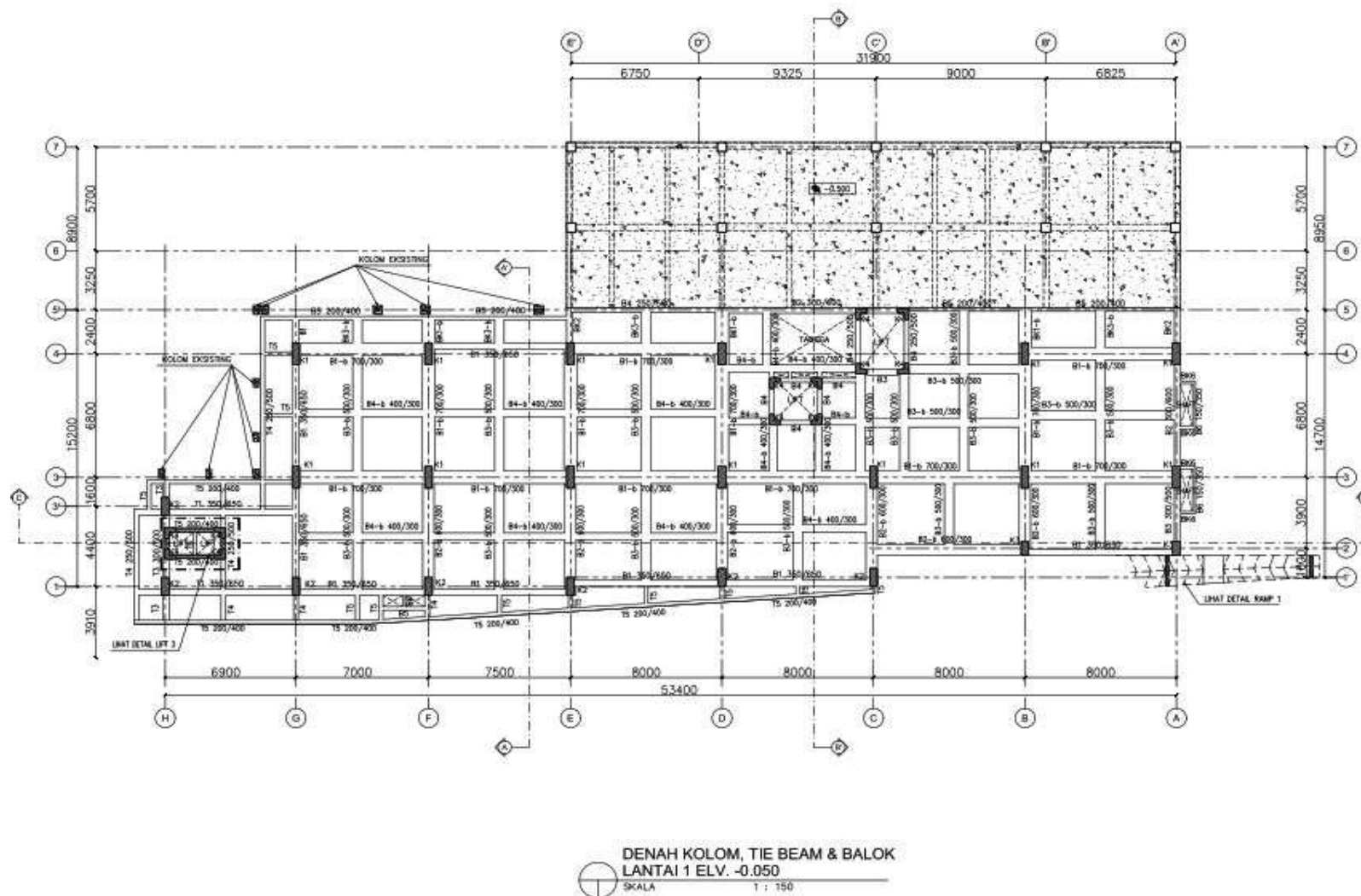
1. Pembebanan untuk beban mati dan beban hidup dapat memakai SNI 1727-2013 yakni tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain. Penggunaan SNI 1727-2013 diharapkan dapat memberikan hasil yang lebih detail.
2. Diperlukan analisis ketidakberaturan bangunan.

DAFTAR PUSTAKA

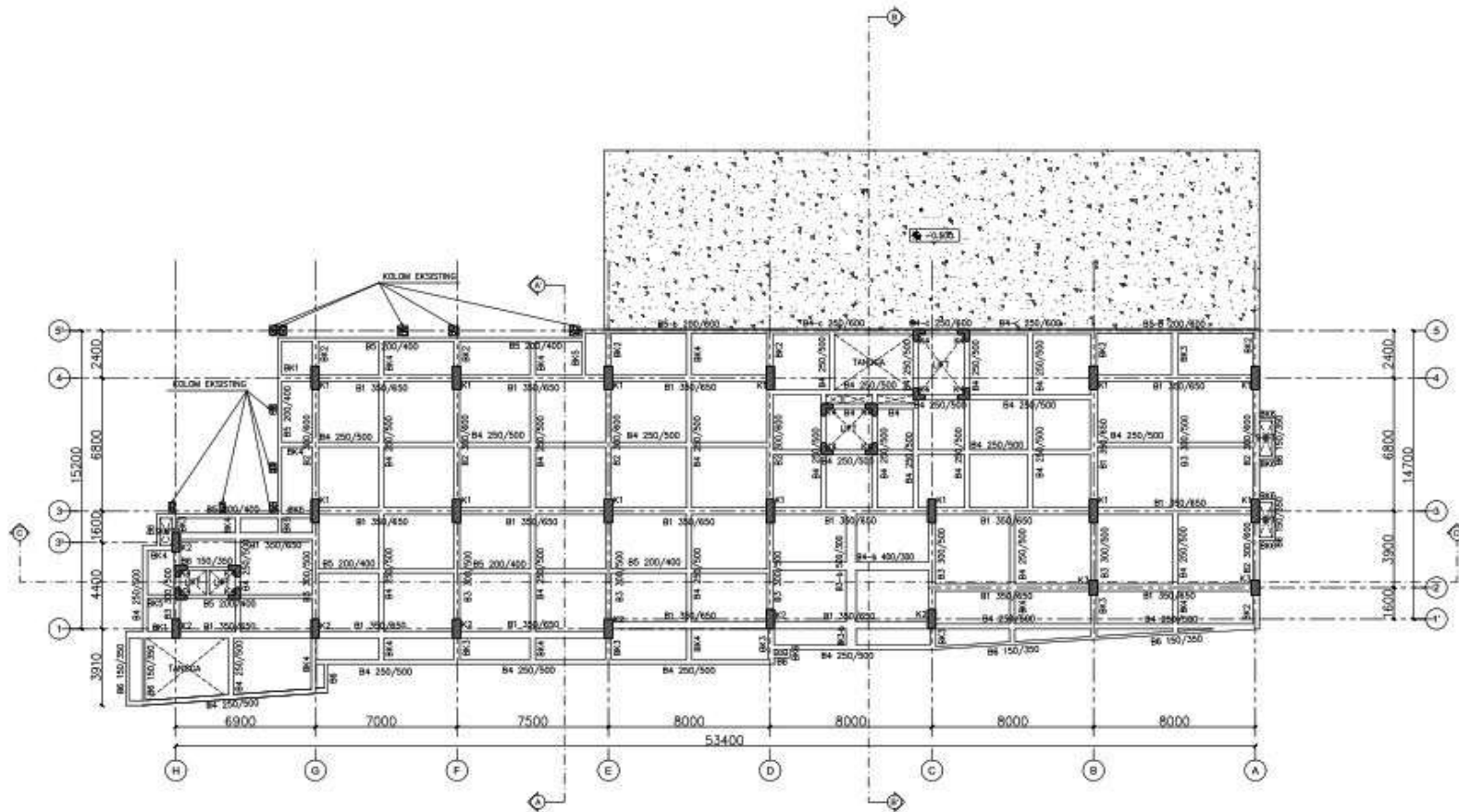
- Dipohusodo & Istimawan. 1994. *Struktur Beton Bertulang*. Jakarta : Gramedia Pustaka Utama
- Hartawan, 2016. *Perencanaan Ulang Struktur Portal Gedung Hotel Yellow Star dengan Membandingkan SNI 03-2847-2002 dan SNI 03-2847-2013*. Tugas Akhir. Universitas Muhammdiyah Yogyakarta. Yogyakarta
- PBI-1970. 1970. *Peraturan Beton Bertulang Indonesia*. Bandung : Departemen Pekerjaan Umum dan Tenaga Listrik
- SNI 1727-1989. 1989. *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*. Departemen Pekerjaan Umum
- Sasmita, 2016. *Perencanaan Struktur G-Hotel 10 Lantai dengan Sistem Konstruksi Beton Bertulang Jalan Jenderal Urip, Kota Pontianak, Provinsi Kalimantan Barat*. Jurnal. Universitas Tanjungpura. Pontianak
- Setiawan, Agus. 2016. *Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 03-2847-2013*. Jakarta : Erlangga.
- SNI 1726-2019. 2019. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
- SNI 2847-2019. 2019. *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
- Wibowo, Muhammad Iqbal. 2020. *Studi Perbandingan Desain Kolom Menggunakan Metode SNI 03-2847-2013 dan ACI 318-14*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta

LAMPIRAN

LAMPIRAN 1 DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 1

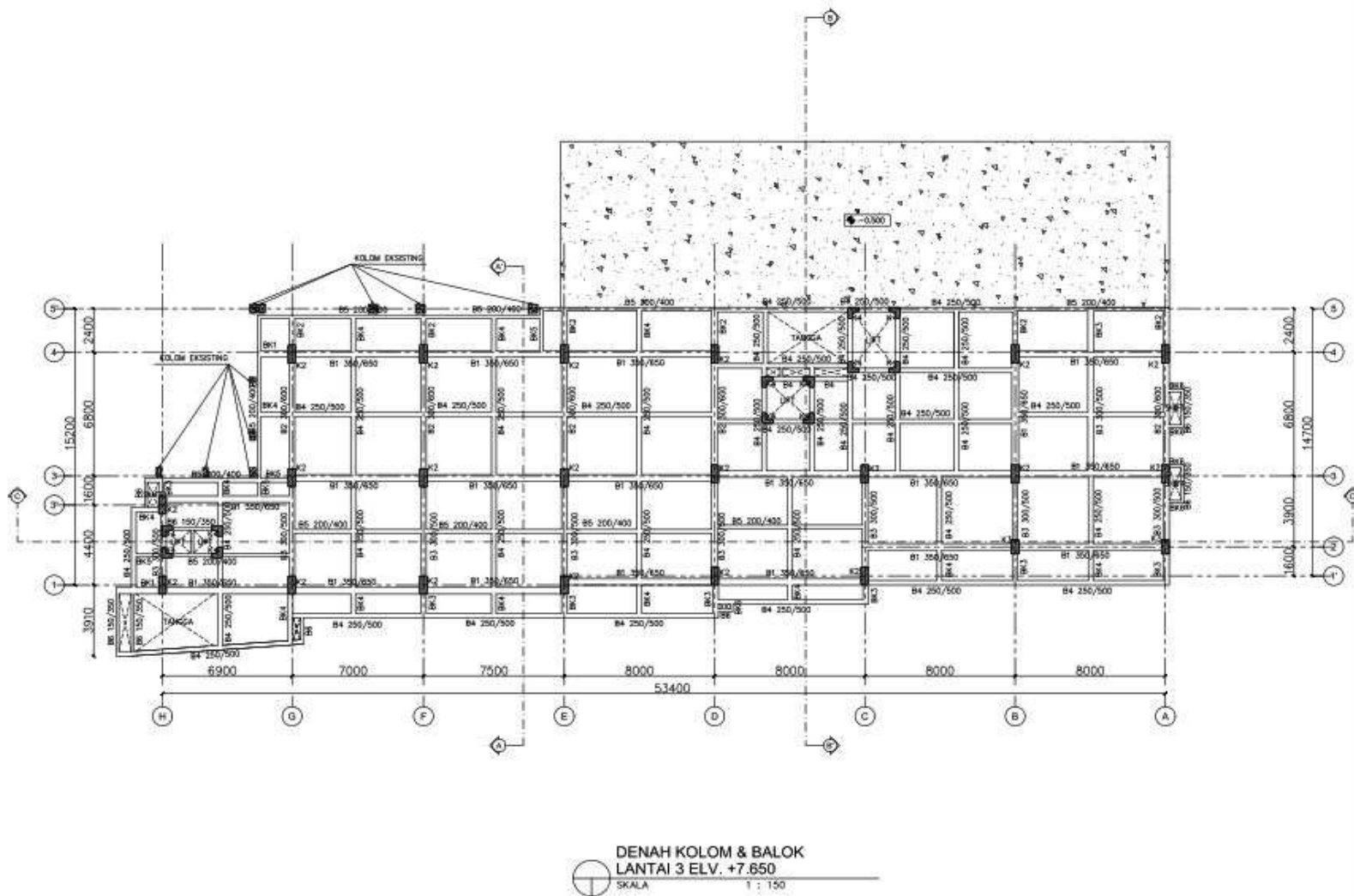


LAMPIRAN 2 DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 2

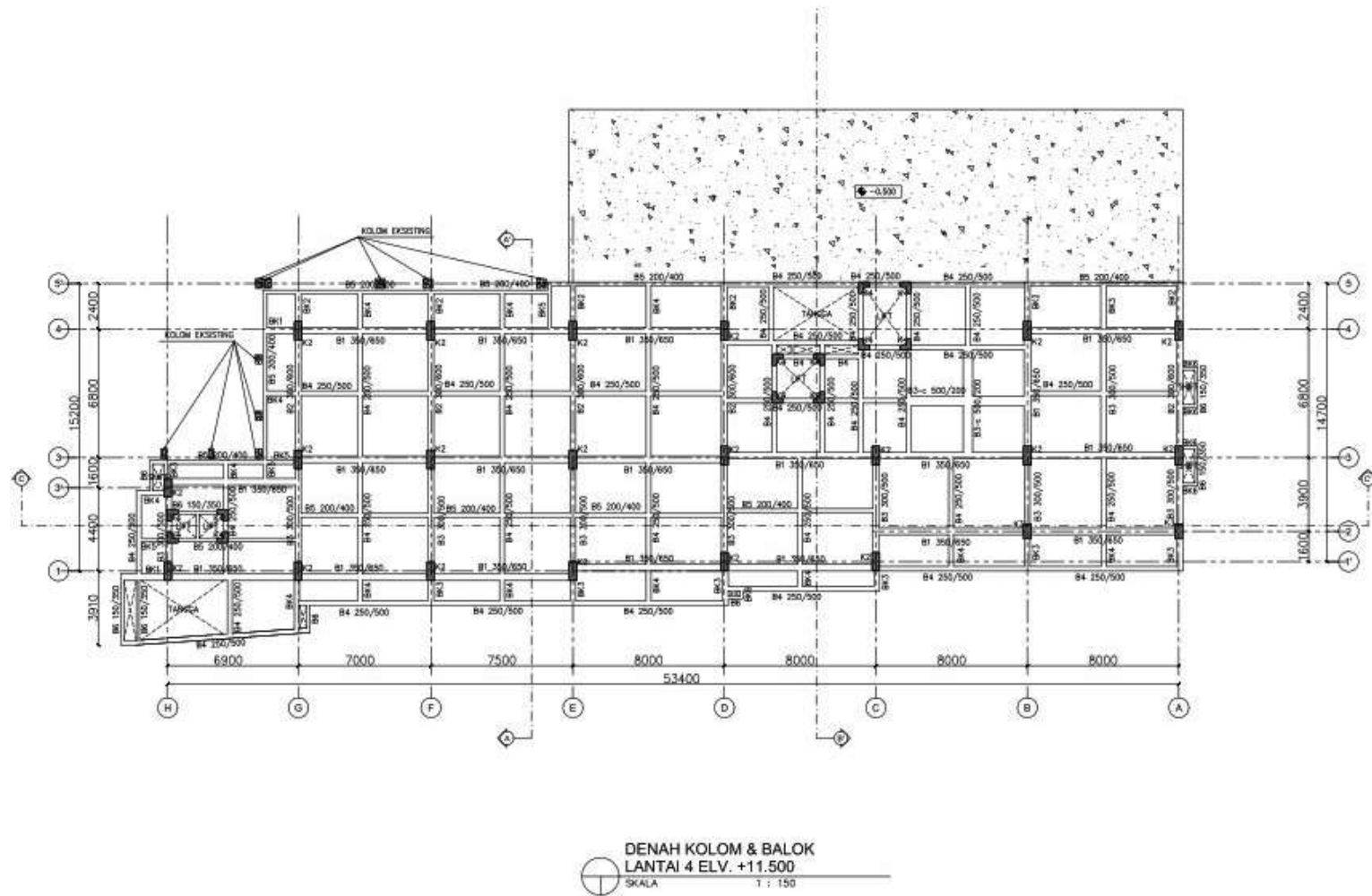


DENAH KOLOM & BALOK
LANTAI 2 ELV. +3.800
SKALA 1 : 150

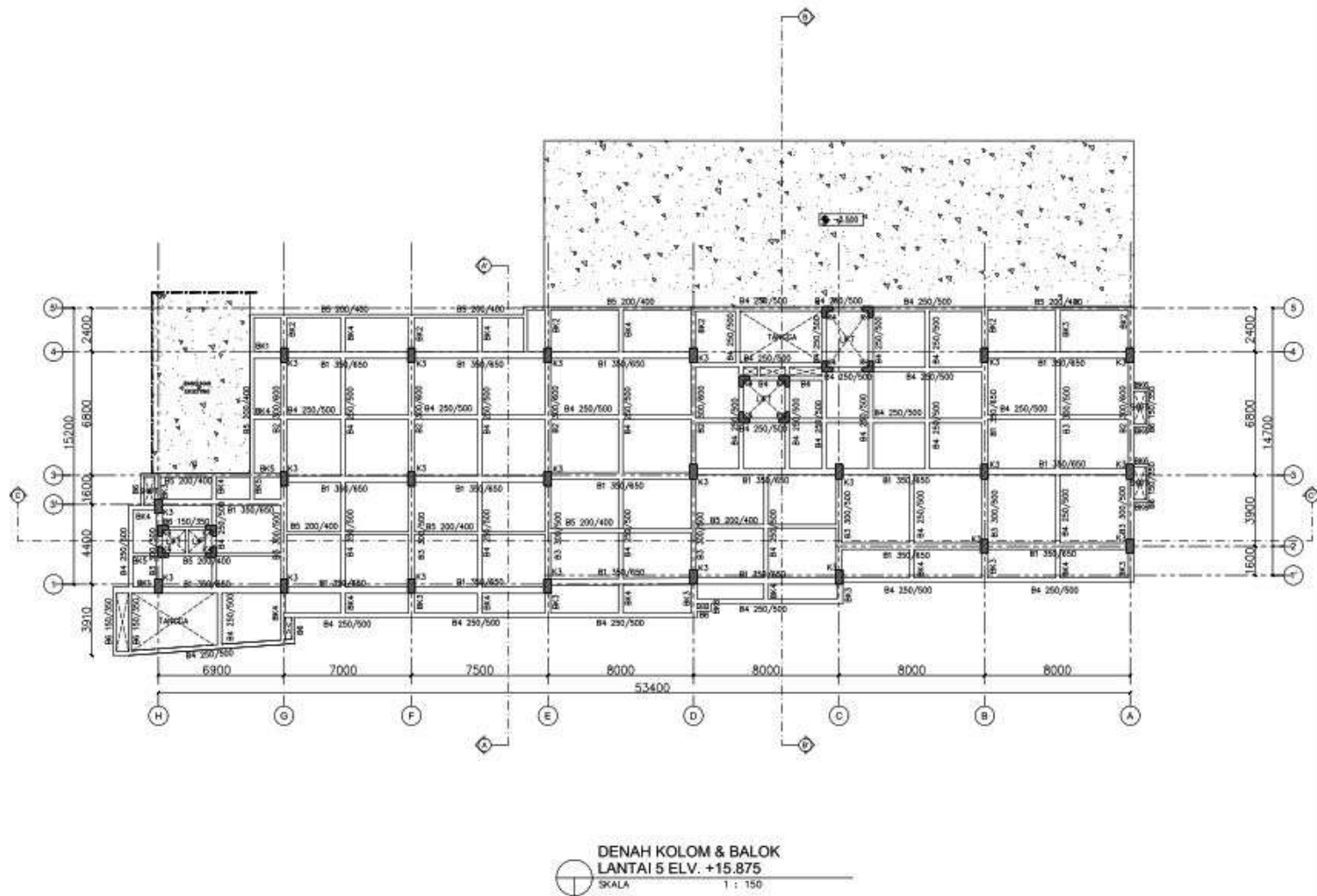
LAMPIRAN 3 DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 3



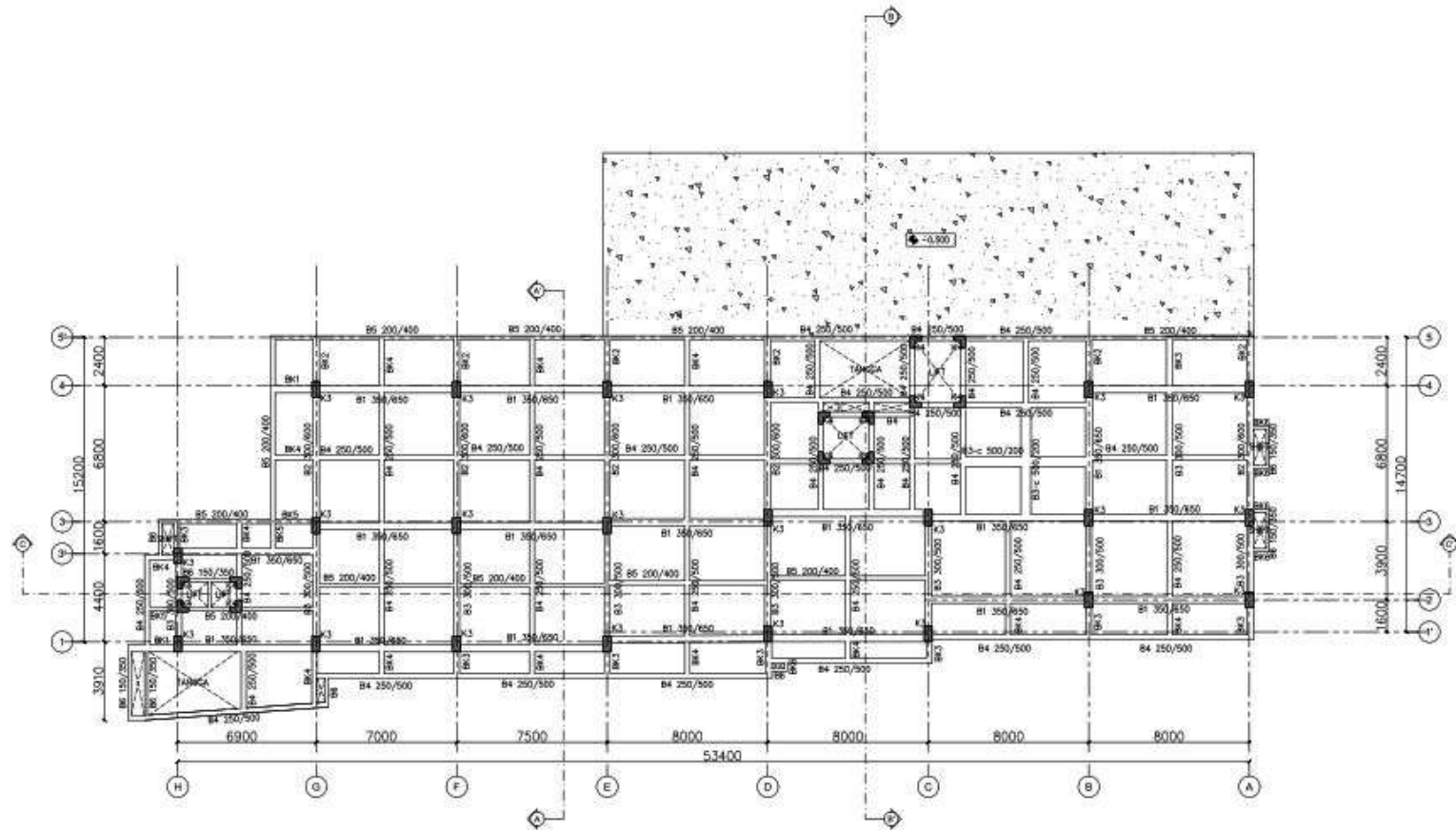
LAMPIRAN 4 DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 4



LAMPIRAN 5 DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 5



LAMPIRAN 6 DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 6



DENAH KOLOM & BALOK
LANTAI 6 ELV. +19.725
SKALA 1 : 150

LAMPIRAN 7 DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 7

