

TUGAS AKHIR

PERANCANGAN STRUKTUR BANGUNAN DARI BANGUNAN RUMAH TINGGAL MENJADI BANGUNAN KOMERSIAL (*REDESIGN OF BUILDING STRUCTURES FROM RESIDENTAL BUILDINGS TO COMMERCIAL BUILDINGS*)

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



**RIZAL FAISHAL AMIEN
18511114**

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

2025

TUGAS AKHIR

PERANCANGAN STRUKTUR BANGUNAN BANGUNAN RUMAH TINGGAL MENJADI BANGUNAN KOMERSIAL (REDESIGN OF BUILDING STRUCTURES FROM RESIDENTAL BUILDINGS TO COMMERCIAL BUILDINGS)

Disusun oleh



RIZAL FAISHAL AMIEN
18511114

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

Diuji pada tanggal 12 Februari 2025

Oleh Dewan Penguji

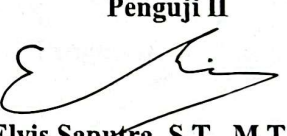
Pembimbing


Anggit Mas Arifudin, S.T., MT.
NIK: 185111304

Penguji I


Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.
NIK: 165111301

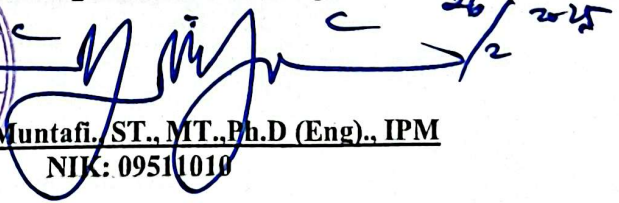
Penguji II


Elvis Saputra, S.T., M.T.
NIK: 205111302

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil




Ir. Yunalia Muntafi, ST., MT., Ph.D (Eng)., IPM
NIK: 09511010

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan 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 Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 12 Februari 2025

Yang membuat pernyataan,



80656AMX107198468

Rizal Faishal Amien

(18511114)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa karena saya selaku penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Perancangan Struktur Bangunan Guna Alih Fungsi Bangunan Rumah Tinggal Menjadi Bangunan Komersial. Tugas akhir ini merupakan salah satu syarat kompetensi akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta. Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hal - hal yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dukungan dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan dengan baik. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terimakasih kepada:

1. Bapak Anggit Mas Arifudin, ST., M.T selaku Dosen Pembimbing.
2. Astriana Hardawati, S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji 1.
3. Elvis Saputra, S.T., M.T. selaku Dosen Penguji 2.
4. Bapak, ibu dan keluarga penulis yang telah membantu dalam banyak hal, baik dukungan mental, moral, dan materiil hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini.

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

Yogyakarta, 12 Februari 2025

Yang membuat pernyataan,



Rizal Faishal Amien

(18511108)

ABSTRAK

Padatnya penduduk yang didominasi oleh mahasiswa di Yogyakarta sebagai kota pelajar menjadikan tempat hunian yang terbatas. Oleh karena itu diperlukan tindakan untuk mengatasi terjadinya kepadatan penduduk serta lahan yang terbatas pada daerah – daerah yang terdapat fasilitas pendidikan seperti sekolah maupun universitas. Pembangunan gedung – gedung huni komersial yang bertingkat untuk tempat tinggal sementara menjadi salah satu solusi dan investasi adalah salah satu solusinya. Tujuan pada tugas akhir ini adalah melakukan perancangan gedung struktur tahan gempa dengan tujuan dapat sedikit mengatasi peningkatan jumlah mahasiswa dan lahan yang terbatas pada daerah Gejayan, Condongcatur, Demangan, dan sekitarnya yang dimana terdapat beberapa universitas yang berdekatan seperti Universitas Negeri Yogyakarta dan Universitas Sanata Dharma. Gedung yang didesain akan menggunakan Sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sesuai dengan peraturan SNI 1726: 2019, SNI 2847 2019, SNI 1727: 2019 serta pedoman terdahulu yaitu PBI 1971.

Tugas akhir ini diawali dengan mendesain layout serta jarak – jarak yang akan digunakan, kemudian dilakukan *preliminary* desain untuk elemen – elemen strukturnya seperti balok, kolom, dan pelat seta elemen – elemen lainnya. Setelah mengetahui dimensinya barulah dilakukan pemodelan pada Program analisis struktur SAP 2000 dan akan didapatkan gaya – gaya yang bekerja pada elemen – elemen tersebut sehingga dapat didesain tulangan – tulangan yang digunakan dan apabila perlu ditambahkan elemen – elemen lainnya seperti *shearwall* maka dapat dimodelkan kembali dan didesain tulangannya untuk mempertimbangkan keamanannya. Pertimbangan pemilihan geometri dan dimensi bangunan berdasarkan gedung yang lazim pada daerah Gejayan tersebut.

Hasil dari perancangan struktur gedung ini didapatkan tidak adanya P-Delta untuk seluruh lantai maka gedung ini dapat dikatakan stabil. Untuk penulangan yang dipakai pada pelat lantai, tangga, balok, kolom, dan *shearwall* yaitu menggunakan baja ulir dengan mutu 420 MPa dan untuk sengkang menggunakan 390 MPa. Dengan kekuatan momen nominal yang telah melebihi momen ultimit dan kekuatan geser nominal telah melebihi kekuatan geser ultimit maka penulangannya dapat dinyatakan aman.

Kata kunci: Apartemen, Tahan gempa, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Yogyakarta.

ABSTRACT

The high population density, primarily consisting of students in Yogyakarta as a student city, has led to limited housing availability. Therefore, actions are needed to address the population density and the limited land in areas with educational facilities such as schools and universities. The construction of commercial multi-story residential buildings for temporary housing is one of the solutions, and investment in this area is one of the strategies. The aim of this final project is to design an earthquake-resistant building structure to help alleviate the increasing number of students and the limited land in areas such as Gejayan, Condongcatur, Demangan, and surrounding areas, which are home to several universities such as the State University of Yogyakarta and Sanata Dharma University. The designed building will use a Special Moment-Resisting Frame (SMRF) structural system in accordance with the standards SNI 1726: 2019, SNI 2847: 2019, SNI 1727: 2019, as well as previous guidelines such as PBI 1971.

This final project starts with designing the layout and spacing to be used, followed by a preliminary design for the structural elements such as beams, columns, and slabs, as well as other components. Once the dimensions are determined, a model is created using the SAP 2000 structural analysis program to obtain the forces acting on the elements. This allows for the design of the reinforcement and, if necessary, additional elements such as shear walls can be modeled and designed for their reinforcement to ensure safety. The selection of the building's geometry and dimensions is based on typical buildings in the Gejayan area.

The results from the design of this building structure show that there is no P-Delta effect on all floors, indicating that the building can be considered stable. For the reinforcement used in the floor slabs, stairs, beams, columns, and shear walls, deformed steel bars with a strength of 420 MPa are used, while the stirrups are made from steel with a strength of 390 MPa. Since the nominal moment strength exceeds the ultimate moment and the nominal shear strength exceeds the ultimate shear strength, the reinforcement can be considered safe.

Keywords: *Apartment, Earthquake-resistant, Special Moment-Resisting Frame (SMRF), Yogyakarta*

DAFTAR ISI

JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vi
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR LAMPIRAN	xvi
DAFTAR NOTASI	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	1
1.3 Tujuan Penelitian	2
1.4 Batasan Masalah	2
1.5 Manfaat Penelitian	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1 Ringkasan Perancangan	4
2.2 Penelitian Terdahulu	4
2.3 Keabsahan Penelitian	8
BAB III LANDASAN TEORI	11
3.1 Konsep Perancangan	11
3.2 Elemen Struktur Bangunan	11
3.3 Pembebanan Struktur	13

3.4	Kombinasi Pembebanan	32
3.5	Ketidakteraturan Struktur	33
3.6	Perencanaan Pelat	37
3.7	Perencanaan Balok	42
3.8	Perencanaan Kolom	47
3.9	Perencanaan Pondasi	53
BAB IV METODE PENELITIAN		58
4.1	Objek Perancangan	58
4.2	Data Perancangan	58
4.3	Metode Perancangan	62
4.4	Data Perancangan	65
4.5	Pembebanan	67
4.6	Kodefikasi	70
4.7	Estimasi Dimensi pada Struktur	74
4.8	Kombinasi untuk Pembebanan Struktur	79
4.9	Analisis Struktur	80
4.10	Pemodelan Struktur	89
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN		101
5.1	Kontrol Persyaratan Ketidakteraturan Struktur	101
5.1.1	Ketidakteraturan Vertikal	101
5.1.2	Ketidakteraturan Horizontal	108
5.2	Analisis Model Respon Spektrum	111
5.3.	Perhitungan dan Penulangan Pada Pelat Lantai	120
5.4	Perhitungan dan Penulangan Pada Pelat Tangga	127
5.5	Analisis Gaya Dalam dan Penulangan Balok	134

5.6	Analisis Gaya Dalam dan Penulangan Kolom	167
5.7	Analisis Gaya Dalam dan Penulangan Pondasi	188
5.8	Analisis <i>Shearwall</i>	201
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		204
6.1.	Kesimpulan	204
6.2.	Saran	208
DAFTAR PUSTAKA		209

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Parameter Gerak Tanah S_s , Gempa Maksium yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget ($MCER$) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respon 0,2-detik (redaman kritis 5%)	21
Gambar 3. 2 Parameter Gerak Tanah S_1 , Gempa Maksium yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 1-detik (redaman kritis 5 %)	22
Gambar 3. 3 Koefisien Risiko Terpetakan Periode Spektrum Respons 0,2 Detik	26
Gambar 3. 4 Koefisien Risiko Terpetakan Periode Spektrum Respons 1 Detik	27
Gambar 3. 5 Peta Transisi Periode Panjang Wilayah Indonesia	28
Gambar 3. 6 Grafik Respon Spektrum Desain	30
Gambar 3. 7 Torsi Tak Terduga	34
Gambar 3. 8 Penentuan Simpangan Antar Tingkat	36
Gambar 3. 9 Diagram Mn-Pn	49
Gambar 3. 10 Gaya Dalam Beam Coloumn Joint	52
Gambar 3. 11 Konfigurasi Dimensi dan Letak Pile Cap	54
Gambar 4. 1 Lokasi Perancangan Gedung Apartemen	58
Gambar 4. 2 Denah Perancangan Struktur Gedung Apartemen	59
Gambar 4. 3 Potongan Melintang Perancangan Struktur Gedung Apartemen	60
Gambar 4. 4 Potongan Memanjang Perancangan Struktur Gedung Apartemen	60
Gambar 4. 5 <i>Flowchart</i> Perancangan	63
Gambar 4. 6 Denah Bangunan Gedung Apartemen	66
Gambar 4. 7 Data Gempa daerah Gejayan dan Grafik Respon Spektrum	69
Gambar 4. 8 Kodefikasi Kolom	71
Gambar 4. 9 Kodefikasi Balok	72
Gambar 4. 10 Kodefikasi Pelat	73

Gambar 4. 11 Dimensi Balok Induk	74
Gambar 4. 12 Dimensi Balok Anak	75
Gambar 4. 13 <i>Define Materials</i>	81
Gambar 4. 14 <i>Materials Property Data Concrete</i>	81
Gambar 4. 15 <i>Materials Property Data Baja Tulangan F'y 420 MPa</i>	82
Gambar 4. 16 <i>Materials Property Data Baja Tulangan F'y 390 MPa</i>	83
Gambar 4. 17 <i>Frame Properties</i>	84
Gambar 4. 18 <i>Concrete Section</i>	85
Gambar 4. 19 <i>Rectangular Section</i>	85
Gambar 4. 20 <i>Reinforcement</i>	86
Gambar 4. 21 <i>Add Copy of Property</i>	86
Gambar 4. 22 Pemodelan <i>Property</i> pada Pelat Tangga	87
Gambar 4. 23 <i>Area Section</i>	88
Gambar 4. 24 <i>Shell Section Data</i> Pelat Lantai	89
Gambar 4. 25 <i>Shell Section Data Shear Wall</i>	89
Gambar 4. 26 <i>New Model</i>	90
Gambar 4. 27 3D Frames	90
Gambar 4. 28 Permodelan Awal dan Penyesuaian Permodelan	91
Gambar 4. 29 Pemodelan Balok Anak	91
Gambar 4. 30 Penyesuaian Dimensi Balok, Kolom dan Pelat Tangga	92
Gambar 4. 31 <i>Assign Joint Restraints</i> Pondasi Jepit	92
Gambar 4. 32 <i>Load Pattern</i>	93
Gambar 4. 33 <i>Select Area Section</i>	93
Gambar 4. 34 <i>Assign Load Area Section</i>	94
Gambar 4. 35 <i>Input Load Area Section</i>	94
Gambar 4. 36 <i>Assign Distributed Frame Load</i>	95
Gambar 4. 37 <i>Input Beban Distributed Load</i>	95

Gambar 4. 38 <i>Modify Property</i> untuk Inersia Penampang Retak	96
Gambar 4. 39 <i>Input New Constrain (Diaphragm)</i>	97
Gambar 4. 40 <i>Constrain (Diaphragm)</i>	98
Gambar 4. 41 <i>Output Constrain (Diaphragm)</i>	98
Gambar 4. 42 <i>Define Load Pattern Earthquake Static (Diaphragm)</i>	100
Gambar 4. 43 <i>User Seismic Load Pattern</i>	100
Gambar 5. 1 Syarat Ketidakberaturan Struktur	101
Gambar 5. 2 <i>Add Function Respon Spektrum</i>	112
Gambar 5. 3 <i>Add Load Case Respon Spektrum</i>	113
Gambar 5. 4 <i>Load Case Data Modal</i>	113
Gambar 5. 5 Pusat Massa Bangunan	114
Gambar 5. 6 Desain Tangga	127
Gambar 5. 7 Grafik Diagram $M_n - P_n$ dan $\Phi M_n - \Phi P_n$	177
Gambar 5. 8 Penggunaan Grafik Diagram Untuk Nilai M_{nc}	178
Gambar 5. 9 Konfigurasi Pile	191
Gambar 5. 10 Konfigurasi Beban Pile	197

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbandingan Perancangan dengan Topik Sejenis Terdahulu	9
Tabel 3.1 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o dan Beban Hidup Terpusat Minimum	15
Tabel 3.2 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan non Gedung Beban Gempa	19
Tabel 3. 3 Faktor Keutamaan Gempa (I_c)	22
Tabel 3. 4 Tabel koefisien situs (F_v) berdasarkan SNI 1726-2019	23
Tabel 3. 5 Koefisien Situs (F_a) berdasarkan SNI 1726 - 2019	24
Tabel 3. 6 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	31
Tabel 3. 7 Tabel Ketidakberaturan Vertikal	34
Tabel 3. 8 Tabel Ketidakberaturan Horizontal	35
Tabel 3. 9 Tebal Pelat Satu Arah	38
Tabel 3. 10 Tebal Pelat Dua Arah	38
Tabel 3. 11 Koefisien Pelat Satu Arah	39
Tabel 3. 12 Koefisien Pelat Dua Arah	40
Tabel 3. 13 Ketentuan A_s minimum Pelat Satu Arah dan Pelat Dua Arah	41
Tabel 3. 14 Faktor Reduksi Kekuatan Penampang	46
Tabel 3. 15 Desain Kondisi Regangan pada Kolom	48
Tabel 3. 16 Perhitungan Luas Minimum Sengkang	50
Tabel 3. 17 Faktor Reduksi Kekuatan Geser Kolom	51
Tabel 3. 18 Konfigurasi Nilai V_n	53
Tabel 3. 19 Nilai V_c Geser Dua Arah	57
Tabel 4. 1 Data Perancangan Struktur Bangunan	59
Tabel 4. 2 Tabel Uji Sondir	61
Tabel 4. 3 Pembebanan Pelat Lantai	68
Tabel 4. 4 Beban Mati Tambahan (Dinding)	68
Tabel 4. 5 Beban Hidup	69
Tabel 4. 6 Rekapitulasi Estimasi Balok	76

Tabel 4. 7 Rekapitulasi Estimasi Dimensi Pelat	78
Tabel 4. 8 Rekapitulasi Estimasi Dimensi Kolom	79
Tabel 4. 9 Dimensi <i>Frame</i>	84
Tabel 4. 10 Momen Inersia Penampang Retak	96
Tabel 5. 1 Ketidakberaturan Vertikal Type 1a Sumbu X	102
Tabel 5. 2 Ketidakberaturan Vertikal Type 1a Sumbu Y	103
Tabel 5. 3 Ketidakberaturan Vertikal Type 1b Sumbu X	104
Tabel 5. 4 Ketidakberaturan Vertikal Type 1b Sumbu Y	105
Tabel 5. 5 Ketidakberaturan Vertikal Type 2	106
Tabel 5. 6 Ketidakberaturan Vertikal Type 3 Arah Sumbu X	106
Tabel 5. 7 Ketidakberaturan Vertikal Type 3 Arah Sumbu Y	107
Tabel 5. 8 Ketidakberaturan Vertikal Type 5	107
Tabel 5. 9 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal	108
Tabel 5. 10 Ketidakberaturan Horizontal Type 1 Sumbu EX	109
Tabel 5. 11 Ketidakberaturan Horizontal Type 1 Sumbu EY	109
Tabel 5. 12 Ketidakberaturan Horizontal Type 3	110
Tabel 5. 13 Rekapitulasi Ketidakberaturan Horizontal	111
Tabel 5. 14 Rekapitulasi Simpangan Pusat Massa Sumbu X	116
Tabel 5. 15 Rekapitulasi Simpangan Pusat Massa Sumbu Y	117
Tabel 5. 16 Rekapitulasi P-Delta Sumbu X	118
Tabel 5. 17 Rekapitulasi P-Delta Sumbu Y	118
Tabel 5. 18 Rekapitulasi Beban pada Pelat	120
Tabel 5. 19 Rekapitulasi Momen Ultimit pada Pelat	120
Tabel 5. 20 Rekapitulasi Tulangan pada Pelat	120
Tabel 5. 21 Rekapitulasi Momen pada Pelat Tangga	127
Tabel 5. 22 Rekapitulasi Tulangan pada Pelat Tangga	134
Tabel 5. 23 Hasil Pembacaan Momen Tumpuan B1	135
Tabel 5. 24 Hasil Pembacaan Momen Lapangan B1	136
Tabel 5. 25 Hasil Redistribusi Momen Lapangan B1	136

Tabel 5. 26 Rekapitulasi Redistribusi Momen Balok	137
Tabel 5. 27 Hasil Rekapitulasi Penulangan Balok Induk	148
Tabel 5. 28 Hasil Rekapitulasi Kapasitas Momen Nominal Balok Induk	156
Tabel 5. 29 Rekapitulasi V_u dan V_g Balok	157
Tabel 5. 30 Rekapitulasi Momen Probable Balok	162
Tabel 5. 31 Rekapitulasi Tulangan Geser pada Balok	167
Tabel 5. 32 Rekapitulasi Perhitungan Nilai $M_n - P_n$ pada Kolom K4	176
Tabel 5. 33 Rekapitulasi Pengecekan SCWB pada Kolom	179
Tabel 5. 34 Rekapitulasi Sengkang Kolom dan <i>Beam – Column Joint</i>	187
Tabel 5. 35 Output Gaya Dalam Pondasi	188
Tabel 5. 36 Rekapitulasi Kontrol Gaya Terhadap Beban Tetap	192
Tabel 5. 37 Rekapitulasi Kontrol Gaya Terhadap Beban Tetap dan Gempa	193
Tabel 5. 38 Rekapitulasi Desain Pondasi Tiang Pancang	196
Tabel 5. 39 Rekapitulasi Tulangan Desain Pondasi Tiang Pancang	201
Tabel 5. 40 Rekapitulasi Tulangan Desain <i>Shearwall</i>	203

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 Denah Fungsi Basement
- Lampiran 2 Denah Fungsi Lantai
- Lampiran 3 Porongan A – A
- Lampiran 4 Porongan B – B
- Lampiran 5 Denah Pondasi
- Lampiran 6 Detail Penulangan Pondasi Interior dan Eksterior
- Lampiran 7 Detail Penulangan Pondasi Sudut
- Lampiran 8 Detail Penulangan Pondasi Lift
- Lampiran 9 Denah Kolom
- Lampiran 10 Detail Penulangan Kolom 1
- Lampiran 11 Detail Penulangan Kolom 2
- Lampiran 12 Denah Balok
- Lampiran 13 Detail Penulangan Balok Induk
- Lampiran 14 Detail Penulangan Balok Anak
- Lampiran 15 Denah Pelat dan Bordes
- Lampiran 16 Detail Penulangan Pelat 1
- Lampiran 17 Detail Penulangan Pelat 2
- Lampiran 18 Detail Penulangan Tangga
- Lampiran 19 Detail Penulangan *Shearwall*

DAFTAR NOTASI

T	= Periode Getar Fundamental Struktur
H_n	= Ketinggian Struktur Bangunan
C_s	= Koefisien Respon Seismik
I_e	= Faktor Keutamaan Gempa
V	= Gaya Geser Dasar Seismik
W	= Berat Seismik Efektif
g	= Percepatan Gravitasi
C_d	= Koefisien Tarik
K	= Kekakuan
C_u	= Koefisien <i>Uplift</i>
Q_u	= Momen Ultimate
Q_l	= Beban Hidup
Q_d	= Beban Mati
ϵ_{cu}	= Regangan Maksimum Pada Serat Tekan Beton
ϵ_y	= Regangan Tarik Netto
ϵ_t	= Regangan Tulangan Tarik Terluar
F_c'	= Mutu Beton
F_y	= Mutu Baja
λ	= Faktor Beton
Φ	= Faktor Reduksi Kekuatan
Q_a	= Kuat Dukung yang Diijinkan
Q_p	= Kuat Dukung Ujung Tiang Pancang
Q_s	= Kuat Dukung Friksi Selimut Tiang Pancang
W_p	= Berat Tiang Pancang

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Yogyakarta terkenal sebagai salah satu kota pelajar dan wisata di Indonesia. Kawasan Gejayan menjadi salah satu berpusatnya mahasiswa Universitas Negeri Yogyakarta dan Universitas Sanata Dharma Yogyakarta. Maka dari itu banyak didirikan bangunan – bangunan komersial di sekitar rumah – rumah warga karena dapat menjadi salah satu cara investor untuk berinvestasi dan menjadi *income* tambahan bagi warga sekitar.

Padatnya penduduk asli dan lahan yang terbatas serta mahasiswa yang bertambah tiap tahunnya menjadi masalah utama mahasiswa yang ingin mencari tempat tinggal sementara (kost) sehingga investor bangunan komersial membuat solusi untuk menjadikan bangunan bertingkat yang di komersilkan seperti apartemen atau *kost exclusive* yang bertingkat.

Struktur pada bangunan ini awalnya adalah bangunan rumah tinggal sederhana yang dibangun ulang menjadi *kost exclusive* berlantai 3. Dengan data – data yang ada (denah dan data uji sondir) bangunan ini diredesain hingga lantai 10 namun untuk memenuhi syarat kompetensi untuk tugas akhir bangunan ini didesain menjadi bangunan *imaginer* dengan perbesaran luas bangunan 3 kali lipat dari panjang desain bangunan awal (dari 92 m² ke 278 m²). Tanah di bangunan tersebut telah diuji sondir oleh PT. Berkah Bumi Engineering untuk digunakan sebagai acuan data tanah desain ini. Struktur yang dibangun selanjutnya digunakan untuk bangunan komersil (*kost exclusive* atau *apartement*) dan struktur bangunan ini didesain menggunakan beton bertulang sesuai SNI dengan desain pembebanan sesuai SNI yang berlaku.

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian diatas akan didapatkan rumusan masalah dalam penelitian yang akan dilakukan sebagai berikut

1. Bagaimana memperhitungkan struktur dan gaya yang bekerja pada bangunan gedung menurut SNI 2847:2019?
2. Bagaimana desain struktur bangunan yang memenuhi SNI?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Memperhitungkan struktur dan gaya yang bekerja pada gedung dengan mengacu pada SNI 2847:2019.
2. Memperhitungkan desain penulangan maupun dimensi yang sesuai dengan SNI yang berlaku.

1.4 Batasan Masalah

Pembatasan suatu masalah dimaksudkan untuk menghindari adanya penyimpangan maupun memperlebar pokok masalah agar penelitian tersebut terarah dengan baik dan mempermudah dalam pembahasan masalah, sehingga tujuan dari penelitian dapat tercapai. Beberapa batasan penelitian dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Struktur bangunan yang didesain menggunakan beton bertulang dengan luas bangunan 29,25 m x 9,5 m. Dengan jumlah lantai 10 lantai (1 *basement*).
2. Perencanaan struktur bangunan mengacu pada SNI 2847:2019 sebagai Standarisasi Struktur Beton Bertulang di Indonesia.
3. Perencanaan struktur atap menggunakan atap baja profil IWF.
4. Struktur atap tidak dihitung kekuatannya namun dimasukkan kedalam desain untuk bekerja sebagai beban.
5. Data tanah uji sondir adalah data tanah asli pengujian oleh PT. Berkah Bumi Engineering.
6. Beban yang di perhitungkan dalam perencanaan adalah sebagai berikut.
 - a. Beban hidup (*Live Load*)
 - b. Beban mati atau berat struktur sendiri (*Dead Load*)
 - c. Beban Gempa (*Earthquake load*)
7. Permodelan struktur atap menggunakan SAP 2000 V.22
8. Perencanaan tidak termasuk anggaran biaya

9. Persyaratan yang digunakan sebagai acuan dalam mendesain adalah sebagai berikut.
 - a. SNI 2847:2019 sebagai Standarisasi Struktur Beton Bertulang di Indonesia.
 - b. SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
 - c. SNI 1727:2020 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain.
10. Penggambaran hasil desain menggunakan program *software AutoCAD*.

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian ini adalah mendapatkan hasil penancangan struktur bangunan tahan gempa yang baik, aman, dan nyaman. Desain yang sudah dibuat ini diharapkan dapat membantu menjadi referensi ketika membangun bangunan bertingkat menggunakan beton bertulang di proyek – proyek yang akan datang serta untuk memenuhi salah satu misi melakukan perbaikan kualitas dan pelayanan pendidikan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Ringkasan Perancangan

Ringkasan perencanaan ini diperoleh dari berbagai sumber terdahulu yang ada bertujuan supaya dapat memberikan referensi terhadap perencanaan yang dilakukan dan juga bisa digunakan sebagai perbandingan dengan perancangan yang lainnya sehingga memperoleh hasil yang baik. Berikut adalah perancangan – perancangan terdahulu dan perancangan yang dilakukan.

2.2 Penelitian Terdahulu

1. Perancangan Struktur Atas Gedung Apartemen 10 Lantai di Jakarta Barat. Penelitian ini dilakukan oleh (Shandy Trisakti, dkk), penelitian yang dilakukan pada daerah Jakarta Barat ini meliputi perancangan struktur atas gedung apartemen 10 lantai. Perencanaan ini mengacu pada SNI 2847: 2013, SNI 1726: 2012, dan SNI 1727: 2013. Desain struktur yang dibuat pada penelitian ini menggunakan *software ETABS* dengan mutu beton f'_c 30 MPa dan mutu baja yaitu F_y 400 MPa untuk baja ulir dan F_y 240 MPa untuk baja polos dengan struktur beton bertulang SRPMK. Hasil yang diperoleh dari penelitian ini setelah mengalami trial and error yaitu:
 - a. Tebal pelat yang digunakan yaitu 125 mm untuk pelat lantai dengan tulangan pokok arah X yaitu P10 – 200 dan arah Y P10 – 150.
 - b. Tebal pelat yang digunakan yaitu 150 mm untuk pelat tangga dan bordes dengan tulangan longitudinal yaitu D12 – 100 dan tulangan susut P10 – 200.
 - c. Penulangan kolom menggunakan dimensi ukuran 800 x 800 (mm) dengan tulangan longitudinal 16 D25 dan tulangan sengkang 5P10 – 100 untuk tumpuan dan 5P10 – 150 untuk lapangan.

d. Penulangan balok menggunakan dimensi ukuran 500 x 750 dengan tulangan longitudinal 7 D25 untuk tulangan atas dan 6 D25 untuk tulangan bawah dengan sengkang 2 P10 – 100 pada tumpuan. Untuk tulangan lapangan menggunakan 3 D25 atas maupun bawah dengan sengkang 2 P10 – 200.

2. Perancangan Apartemen 10 Lantai dengan Sistem SRPMK di Cianjur
 Penelitian ini dilakukan oleh (Tanjung Rahayu, dkk), penelitian yang dilakukan pada daerah Cianjur dengan luas bangunan 824 m² ini meliputi perancangan struktur atas gedung apartemen 10 lantai. Perencanaan ini mengacu pada SNI 2847: 2013, SNI 1726: 2012, dan SNI 1727: 2013. Desain struktur yang dibuat pada penelitian ini menggunakan mutu beton f'_c 35 MPa dan mutu baja yaitu F_y 390 MPa untuk baja ulir dan F_y 240 MPa untuk baja polos dengan struktur beton bertulang SRPMK. Hasil yang diperoleh dari penelitian ini setelah mengalami trial and error yaitu:
 - a. Gaya geser gempa arah X 4471,4249 kN.
 - b. Gaya geser gempa arah Y 4471,4249 kN.
 - c. Kebutuhan tulangan longitudinal kolom K1 (450 X 900) yaitu 24 D22 sedangkan K2 (550 X 550) 16 D22.
 - d. Tebal pelat lantai yang digunakan yaitu 140mm dengan tulangan D13 – 150.
 - e. Kolom kuat balok lemah ($M_n c1 + M_n c2 > 1,2 (M_n b1 + M_n b2)$)
 $3936,55 \text{ kN} > 839,8 \text{ kN}$.

Hasil dari pengujian yang dilakukan pada penelitian ini menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dengan $M_n c > 1,2 M_n b$ sehingga menghasilkan perilaku bangunan *Strong Column Weak Beam (SCWB)*.

3. Evaluasi Struktur Gedung *Training Centre II* Universitas Diponegoro
 Penelitian ini dilakukan oleh (Jasman Isman Kadir, dkk), penelitian yang dilakukan pada daerah Semarang. Gedung *Training Centre II* Universitas Diponegoro merupakan gedung pendidikan yang dilaksanakan pada tahun 2015. Kriteria yang digunakan oleh Konsultan Perencana dalam

perencanaan gedung tersebut menggunakan kriteria lama yaitu SNI 1726-2002 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung), SNI 1727-1989 (Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain), dan SNI 2847-2002 (Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung) dimana kriteria kriteria tersebut telah diperbarui dengan kriteria yang berlaku saat itu yaitu SNI 1726-2012, SNI 1727-2013, dan SNI 2847-2013 dan akan dievaluasi untuk dijadikan perbandingan terhadap perencanaan pada tugas akhir ini. Hasil pada penelitian yang dilakukan ini yaitu

- a. Terjadi perbedaan volume hasil perhitungan desain struktur hasil evaluasi dengan desain struktur eksisting yang ada pada data perencanaan dan As Built Drawing Gedung *Training Centre II* Universitas Diponegoro. Desain eksisting menunjukkan volume yang cenderung lebih banyak dari volume hasil evaluasi. Sehingga dapat diambil kesimpulan desain eksisting mengalami *overdesign*.
- b. Perbedaan volume tulangan paling signifikan terjadi pada struktur kolom. Hal ini dikarenakan pada struktur kolom yang direncanakan perencana memiliki kejanggalan seperti:
 - 1) Gaya momen dan aksial yang digunakan untuk dua jenis kolom pada struktur gedung tersebut menggunakan nilai yang sama. Sedangkan berdasarkan evaluasi pada salah satu titik kolom seharusnya memiliki nilai gaya momen dan aksial yang lebih kecil dibandingkan kolom yang lebih besar.
 - 2) Berdasarkan nilai-nilai dasar perencanaan seperti Kategori Risiko (I_e), Koefisien Modifikasi Respon (R), Periode Fundamental (T), serta pembebanan yang digunakan untuk perhitungan Konsultan seharusnya menunjukkan nilai gaya-gaya dalam yang lebih kecil dibandingkan dengan perhitungan evaluasi. Namun pada hasil analisis rencana awal justru sebaliknya.
 - 3) Kapasitas yang dimiliki kolom eksisting terlalu berlebihan jika dibandingkan dengan gaya-gaya dalam hasil analisis evaluasi.

4. Redesain Struktur Gedung Hotel Citihub Magelang

Penelitian ini dilakukan oleh Andryan Mistavhirul, dkk. Redesain struktur dengan menerapkan konfigurasi Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) bertujuan agar nantinya struktur memiliki tingkat daktilitas yang mampu menahan beban gempa rencana. Redesain ini dilakukan karena SNI yang digunakan adalah SNI yang terbaru pada saat itu. Hasil dari redesain menunjukkan bahwa dengan menggunakan dimensi balok dan kolom struktur yang sama dengan desain sebelumnya, redesain struktur Hotel Citihub Magelang mempunyai perbedaan penulangan balok dan kolom yang bervariasi. Beberapa detail dari hasil penelitian ini adalah sebagai berikut.

- a. Pada penulangan kolom, perencanaan dengan SNI 2847:2013 menghasilkan tulangan longitudinal 47,9% lebih sedikit, namun tulangan transversal yang dihasilkan 25,3% lebih banyak dibandingkan perencanaan dengan SNI 2847:2002.
- b. Pada penulangan balok, perencanaan dengan SNI 2847:2013 menghasilkan tulangan longitudinal 9,1% lebih sedikit, namun tulangan transversal yang dihasilkan 36,7% lebih banyak dibandingkan perencanaan dengan SNI 2847:2002.
- c. Perencanaan dengan SNI 2847:2013, menghasilkan total tulangan kolom yang 27,2% lebih sedikit, dan total tulangan balok yang 2,4% lebih banyak, dibandingkan dengan perencanaan sebelumnya.

5. Perencanaan Struktur Beton Bertulang Gedung Kuliah 5 Lantai

Penelitian ini dilakukan oleh Frinsilia Jaglien Liando Servie O. Dapas, dkk. Tujuan perencanaan ini adalah untuk mendapatkan konfigurasi struktur yang memenuhi kriteria perencanaan bangunan bertingkat serta mendapatkan dimensi elemen-elemen beton bertulang yang memenuhi syarat menurut peraturan SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019. Dengan ditemukan adanya kesamaan dalam tujuan perencanaan saya selaku penulis menggunakan penelitian ini sebagai bahan referensi dalam pengerjaan tugas akhir yang dilakukan. Hasil dari perencanaan ini adalah sebagai berikut.

- a. Untuk persyaratan *Strong column weak beam* dalam Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) memenuhi syarat.
- b. Komponen balok dan kolom mampu menahan gaya geser yang terjadi akibat beban yang ada dimana kapasitas geser nominal (V_n) lebih besar dari gaya geser yang bekerja pada komponen struktur tersebut (V_u).
- c. didapatkan struktur yang bersifat duktail. Dimana tulangan sengkang dipasang lebih rapat terutama pada bagian struktur yang mengalami kelelahan seperti hubungan balok-kolom untuk mencegah keruntuhan geser.
- d. Telah memenuhi syarat untuk periode getar struktur (T) karena tidak melewati batas atas periode fundamental pendekatan (T_a batas atas).

2.3 Keabsahan Penelitian

Dengan melihat penelitian terdahulu sebagai referensi tentang penelitian gedung apartemen berlantai 10, maka perancangan struktur bangunan ini akan mengacu pada persyaratan SNI 1726:2019, SNI 2847:2019, SNI 1727:2020. Sebagai bukti keabsahan penelitian, perbedaan penelitian terdahulu dengan yang sekarang dapat dilihat pada tabel 2.1 mengenai perbedaan penelitian terdahulu dan sekarang.

Tabel 2.1 Perbandingan Perancangan dengan Topik Sejenis Terdahulu

Nama Perancang	Jasman Isman Kadir, dkk (2017)	Shandy Trisakti, dkk (2018)	Andryan Mistavhirul, dkk (2018)	Frinsilia Jaglien Liando Servie O. Dapas, dkk (2020)	Tanjung Rahayu, dkk (2021)	Rizal Faisal Amien (2025)
Judul	Evaluasi Struktur Gedung Training Centre II Universitas Diponegoro	Perancangan Struktur Atas Gedung Apartemen 10 Lantai di Jakarta Barat	Redesain Struktur Gedung Hotel Citihub Magelang	Perencanaan Struktur Beton Bertulang Gedung Kuliah 5 Lantai	Perancangan Apartemen 10 Lantai dengan Sistem SRPMK Di Cianjur	Perancangan Struktur Bangunan Guna Alih Fungsi Bangunan Rumah Tinggal Menjadi Bangunan Komersial
Lokasi Perancangan	Semarang	Jakarta Barat	Magelang	Manado	Cianjur	Yogyakarta
Tujuan Perancangan	Mengevaluasi Struktur Gedung dengan SNI yang terbaru pada saat penelitian tersebut.	Merancang struktur atas gedung apartemen 10 lantai menggunakan konsep SCWB.	Merancang ulang struktur gedung dengan SRPMK	Merancang struktur gedung dengan beton bertulang sesuai SNI	Merancang apartemen 10 lantai dengan sistem SRPMK	Merancang struktur bangunan guna alih fungsi bangunan rumah tinggal menjadi bangunan komersial (Apartemen)
Metode Perancangan	Melakukan evaluasi dengan analisis pemodelan 3D menggunakan software dan SNI yang terbaru pada saat penelitian tersebut.	Melakukan tinjauan analisis terhadap struktur kolom, balok, dan pelat yang ditinjau	Melakukan perancangan ulang struktur dengan program 3D dan SNI yang telah diperbarui untuk memenuhi standar yang dibutuhkan	Merencanakan gedung dengan struktur beton bertulang yang sesuai dengan SNI.	Melakukan analisis pemodelan 3D menggunakan <i>software</i> berbasis elemen hingga	Melakukan perencanaan berdasarkan peraturan SNI 1726:2019, SNI 2847:2019, SNI 1727:2020 dan memodelkan menggunakan program SAP 2000 V.22 dengan sistem perancangan SRPMK

Tabel 2.1 Lanjutan Perbandingan Perancangan dengan Topik Sejenis Terdahulu

Peraturan yang Digunakan	SNI 1726: 2012, SNI 1727: 2013, dan SNI 2847: 2013	SNI 2847: 2013, SNI 1726: 2012, dan SNI 1727: 2013	SNI 2847: 2013, SNI 1726: 2012	SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019	SNI 2847: 2013, SNI 1726: 2012, dan SNI 1727: 2013	SNI 2847: 2019, SNI 1726: 2019, dan SNI 1727: 2020
Hasil Penelitian	Dari evaluasi perencanaan lama dengan yang baru didapatkan hasil perbedaan pada volume hasil perhitungan desain struktur hasil evaluasi dengan desain stuktur eksisting yang ada pada data perencanaan dan As Built Drawing Gedung Training Centre II Universitas Diponegoro.	Dari analisis perancangan ini konsep <i>SCWB (Strong Column Weak Beam)</i> harus memenuhi persamaan yaitu $\Sigma M_{nc} > 1,2 \Sigma M_{nb}$. Diperoleh nilai ΣM_{nc} sebesar 1278,492 KNm dan ΣM_{nb} sebesar 1065,41 KNm untuk memenuhi syarat <i>SCWB</i> tersebut.	Dari analisis perancangan ini diperoleh hasil pada penulangan kolom, perencanaan dengan SNI 2847:2013 menghasilkan tulangan longitudinal 47,9% lebih sedikit, namun tulangan transversal yang dihasilkan 25,3% lebih banyak dibandingkan perencanaan dengan SNI 2847:200. Pada penulangan balok menghasilkan tulangan longitudinal 9,1% lebih sedikit, namun tulangan transversal yang dihasilkan 36,7% lebih banyak	Dari perencanaan perancangan ini didapatkan hasil Komponen balok dan kolom mampu menahan gaya geser yang terjadi akibat beban yang ada dimana kapasitas geser nominal (V_n) lebih besar dari gaya geser yang bekerja pada komponen struktur tersebut (V_u).	Dari perencanaan perancangan ini didapatkan hasil tulangan kolom yaitu 24D 22 untuk K1 dan 16D 22 untuk K2 dengan tulangan sengkang 2D13-100 pada masing – masing kolom. Untuk balok menggunakan tulangan pokok 7D22 (atas) dan 4D22(bawah) pada tumpuan dan 3D22(atas) dan 5D22(bawah) pada lapangan. Untuk tebal plat menggunakan 140 mm pada plat lantai dengan tulangan x dan y masing – masing D13-150	-

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Konsep Perancangan

Bangunan apartemen adalah bangunan komersial yang digunakan untuk tempat tinggal sementara bagi orang – orang yang ingin menetap sementara di daerah tersebut. Syarat bangunan apartemen adalah bangunan bertingkat yang tahan gempa, tahan terhadap cuaca panas dan hujan (lembab). Diharapkan bangunan apartemen dapat melindungi orang – orang yang tinggal dan tetap kokoh saat terjadi gempa. Untuk itu diperlukan konsep didesain bangunan apartemen yang sesuai dengan aturan - aturan yang berlaku baik secara fungsinya ataupun strukturalnya.

3.2 Elemen Struktur Bangunan

Elemen struktur adalah komponen struktur yang berfungsi sebagai reseptor gaya dari gaya dalam maupun gaya dari luar untuk kemudian ditransfer ke dalam tanah. Apartemen ini merupakan gedung bangunan yang strukturnya berbahan material dari beton bertulang. Hal ini dikarenakan beton bertulang memiliki kemampuan struktur yang bersifat kuat dan *rigid*. Sehingga beton bertulang dapat digunakan sebagai material untuk menahan gaya yang dihasilkan dari gempa bumi berskala tertentu.

1. Struktur Atas

Berdasarkan SNI 1726:2019 Struktur atas merupakan bagian dari struktur bangunan gedung yang dirancang yang berdiri diatas pondasi atau tanah. Struktur atas atau superstruktur dirancang untuk dapat menerima seluruh beda penurunan diferensial yang diakibatkan likuifaksi tanpa kehilangan kemampuannya menahan atau menyerap beban gravitasi. Bagian - bagian dari struktur atas atau superstruktur bangunan adalah balok, kolom, pelat, dan tangga. Dibawah ini adalah deskripsi dari masing-masing elemen struktur tersebut.

a. Balok

Balok adalah bagian struktural kaku suatu bangunan dan digunakan untuk menopang dan melanjutkan beban ke elemen kolom. Selain itu, balok mempunyai fungsi lain yaitu kemampuan mengikat atau mengunci antar tumpuan (kolom).

b. Kolom

Kolom merupakan bagian dari bangunan atas, dengan komponen struktur memanjang secara vertikal dari rangka dan langsung menopang beban yang diberikan oleh balok. Kolom merupakan elemen struktur tekan yang mempunyai peranan penting pada bangunan. Tanpa adanya kolom bangunan tidak dapat menyalurkan beban dari balok ke tanah atau pondasi.

c. Pelat

Pelat merupakan elemen struktur yang terlebih dahulu menerima beban kerja sebelum disalurkan ke elemen struktur lainnya. Elemen pelat mempunyai fungsi sebagai penahan beban langsung atau tumpuan suatu beban. Pelat secara tipe dibagi menjadi dua jenis:

a. Pelat 1 arah

Struktur pelat yang memiliki salah satu sisi yang pendek dan sisi yang lain yang lebih panjang, masuk kepada kategori pelat satu arah. Sistem pelat ini bila diberikan tumpuan pada kedua ujungnya disebut pelat sederhana dan apabila pelat diberikan tumpuan pada sisi memanjangnya saja pada lebih dari dua tumpuan pada sistem pelat tersebut maka pelat tersebut merupakan pelat menerus.

b. Pelat 2 arah

Pelat dua arah merupakan panel beton bertulang yang perbandingan antara panjang dan lebarnya lebih kecil dari 2. Pada pelat dua arah, tipe-tipe tumpuan pada keempat sisinya menentukan perhitungan momen lentur pada setiap arahnya. Tumpuan pada setiap sisi bisa merupakan tumpuan bebas (tidak ditumpu), sendi elastis atau terjepit penuh. (Budiadi, 2008)

d. Tangga

Tangga adalah bagian bangunan konstruksi bertingkat sebagai jalur yang memiliki trap dan fungsi utamanya sebagai penghubung antar lantai bangunan bertingkat untuk jalur berjalan naik maupun turun.

2. Struktur Bawah

Menurut SNI 1726:2019 struktur bawah adalah bagian dari struktur bangunan gedung yang terletak dibawah muka tanah, yang dapat terdiri dari struktur Pondasi, *pile cap*, dan *tie beam* atau *Sloof*. Penjelasan elemen – elemen tersebut dapat dilihat pada penjelasan berikut ini.

a. Pondasi

Pondasi adalah bagian elemen dari suatu struktur bangunan yang berfungsi sebagai penahan seluruh beban pada bangunan tersebut untuk disalurkan ke dalam tanah.

b. *Pile Cap*

Pile cap adalah elemen struktur yang memiliki fungsi sebagai penerima gaya dari kolom untuk disalurkan kedalam pondasi dan dilanjutkan ke dalam tanah secara maksimal. *Pile cap* juga memiliki fungsi lainnya yaitu memastikan bahwa kolom yang dibuat benar – benar pada titik pusat pondasi sehingga meminimalisir eksentrisitas yang dapat menyebabkan beban tambahan pada pondasi.

c. *Tie Beam*

Tie beam adalah bagian dari struktur bawah yang berfungsi sebagai pengikat antar pondasi. Sehingga struktur bawah menjadi lebih kaku dan kuat. *Tie beam* juga berfungsi menahan rembesan sehingga tanah yang ada pada lantai dasar tidak mengalami penurunan.

3.3 Pembebanan Struktur

Pada sebuah perencanaan struktur perlu dilakukan analisis beban – beban yang bekerja pada struktur tersebut. Berikut adalah analisis pembebanan yang dilakukan pada penelitian ini.

1. Beban Hidup (*Live Load*)

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. (SNI-1727: Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan ,2020). Berikut ini adalah tabel parameter beban hidup.

Tabel 3.1 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata, L_o Psf (kN/m ²)	Reduksi beban hidup diizinkan? (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan? (No. Pasal)	Terpusat lb (kN)	Juga lihat pasal
Jalur penyelamatan saat kebakaran	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Hunian satu keluarga saja	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Tangga Permanen		-	-	Lihat pasal 4.5.4	
Garasi/Parkir (Lihat Pasal 4.10)					
Mobil penumpang saja	40 (1,92)	Ya (4.7.4)	Ya (4.7.4)	Lihat pasal 4.10.1	
Truk dan bus	Lihat pasal 4.10.2	-	-	Lihat pasal 4.10.2	
Pegangan tangga dan pagar Pengamanan	Lihat 4.5.1	-	-	Lihat 4.5.1	
Batang pegangan				Lihat 4.5.2	
Helipad (Lihat Pasal 4.11)					
Helikopter dengan berat lepas landas sebesar 3000 lb (13,35 kN) atau kurang	40 (1,92)	Tidak (4.11.1)	-	Lihat pasal 4.11.2	
Helikopter dengan berat lepas landas lebih dari 3000 lb (13,35 kN)	60 (2,87)	Tidak (4.11.1)	-	Lihat pasal 4.11.2	
Rumah sakit					
Ruang operasi, laboratorium	60 (2,87)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1000 (4,45)	
Ruang pasien	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1000 (4,45)	
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1000 (4,45)	
Hotel (lihat rumah tinggal)					
Perpustakaan					
Ruang baca	60 (2,87)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1000 (4,45)	
Ruang penyimpanan	150 (7,18)	Tidak (4.7.3)	Ya (4.7.3)	1000 (4,45)	4.13
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	1000 (4,45)	
Pabrik					
Ringan	125 (6,00)	Tidak (4.7.3)	Ya (4.7.3)	2000 (8,90)	
Berat	250 (11,97)	Tidak (4.7.3)	Ya (4.7.3)	3000 (13,35)	
Gedung perkantoran					
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian					
Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2000 (8,90)	
Kantor	50 (2,40)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2000 (8,90)	
Koridor diatas lantai pertama	80 (3,83)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2000 (8,90)	
Lembaga hukum					
Blok sel	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Koridor	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Tempat rekreasi					
Tempat bowling, billiard, dan penggunaan sejenis	75 (3,59)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Ruang dansa dan <i>ballroom</i>	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Gimnasium	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		

(Sumber: Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain Standar Nasional Indonesia 1727:2020)

**Lanjutan Tabel 3.1 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o dan
Beban Hidup Terpusat Minimum**

Hunian atau Penggunaan	Merata, L_o Psf (kN/m ²)	Reduksi beban hidup diizinkan? (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan? (No. Pasal)	Terpusat lb (kN)	Juga lihat pasal
Apartemen (lihat rumah tinggal)					
Sistem lantai akses					
Ruang kantor	50 (2,4)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2000 (8,9)	
Ruang komputer	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2000 (8,9)	
Gudang persenjataan & ruang latihan	150 (7,18)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Ruang pertemuan					
Kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Lobi	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Panggung pertemuan	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Lantai podium	150 (7,18)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		4.14
	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Tribun penonton Stadion dan arena dengan kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		4.14
Ruang pertemuan lainnya	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m ²)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	300 (1,33)	
Koridor					
Lantai pertama	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain				
Ruang makan dan restoran	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Hunian (lihat rumah tinggal)					
Dudukan mesin elevator (pada area 2 in. x 2 in. [50 mm x 50 mm])	-	-	-	300 (1,33)	
Konstruksi pelat lantai finishing Ringan (pada area 1 in. x 1 in. [25 mm x 25 mm])	-	-	-	200 (0,89)	

(Sumber: Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur
lain Standar Nasional Indonesia 1727:2020)

**Lanjutan Tabel 3.1 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, Lo dan
Beban Hidup Terpusat Minimum**

Hunian atau Penggunaan	Merata, Lo Psf (kN/m ²)	Reduksi beban hidup diizinkan? (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan? (No. Pasal)	Terpusat lb (kN)	Juga lihat pasal
Rumah Tinggal					
Hunian satu dan keluarga					
Loteng yang tidak dapat dihuni tanpa Gudang	10 (0,48)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		4.12.1
Loteng yang tidak dapat dihuni dengan gudang	20 (0,96)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		4.12.2
Loteng yang dapat dihuni dan ruang Tidur	30 (1,44)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Semua ruang kecuali tangga	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Semua hunian rumah tinggal lainnya					
Ruang pribadi dan koridornya	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Ruang publik	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Koridor ruang publik	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Atap					
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0,96)	Ya (4.8.2)	-		4.8.1
Atap yang digunakan penghuni	Sama dengan penggunaan yang dilayani	Ya (4.8.3)	-		
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4,70)	Ya (4.8.3)	-		
Atap vegetatif dan atap lansekap					
Atap bukan untuk hunian	20 (0,96)	Ya (4.8.2)	-		
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4,79)	Ya (4.8.3)	-		
Atap untuk penggunaan lainnya	Sama dengan penggunaan yang dilayani	Ya (4.8.3)	-		
<i>Awning</i> dan kanopi					
Atap konstruksi <i>fabric</i> yang didukung oleh struktur rangka kaku Ringan	5 (0,24)	Tidak (4.8.2)	-		
Rangka penumpu layer penutup	5 (0,24)	Tidak (4.8.2)	-	200 (0,89)	
	Berdasarkan area tributary dari atap yang didukung oleh komponen struktur rangka				
Semua konstruksi lainnya	20 (0,96)	Ya (4.8.2)			4.8.1
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai tempat bekerja					
Titik panel tunggal dari kord bawah rangka batang atap atau suatu titik sepanjang komponen struktur utama pendukung atap diatas pabrik, Gudang penyimpanan dan pekerjaanya, dan garasi bengkel				2000 (8,9)	
Semua komponen struktur atap utama lainnya		-	-	300 (1,33)	
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan		-	-	300 (1,33)	

(Sumber: Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur
lain Standar Nasional Indonesia 1727:2020)

2. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati (*dead load*) adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, *klading* gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan eksisting terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material. (SNI 1727: 2018)

3. Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Perancangan struktur gedung apartemen harus tahan terhadap getaran gempa bumi karena lokasi perencanaan yang berada di Kota Yogyakarta terutama daerah Gejayan dimana daerah tersebut berada pada area beberapa gunung yang masih aktif yaitu Gunung Merapi. Daerah Gejayan juga termasuk daerah yang lumayan dekat dari Gunung Merapi. Maka dari itu perlu ditambahkan beban gempa pada perencanaan gedung shelter ini. Beban gempa juga dipengaruhi oleh gempa rencana dimana gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlampaui besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah Sumber: Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain (SNI 1727:2020) sebesar 2 %. Analisis beban gempa dibedakan menjadi dua yaitu analisa secara statis dan analisis secara dinamis. Berikut adalah parameter dalam menentukan beban gempa dalam perencanaan struktur gedung yang mengacu pada SNI 1726-2019.

a. Kategori Risiko Bangunan Berdasarkan SNI 1726-2019

menentukan kategori risiko gempa dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.2 Kategori Risiko Beban Gempa untuk Bangunan Gedung dan non Gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur – Pabrik	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas	III

(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Standar Nasional Indonesia 1726:2019)

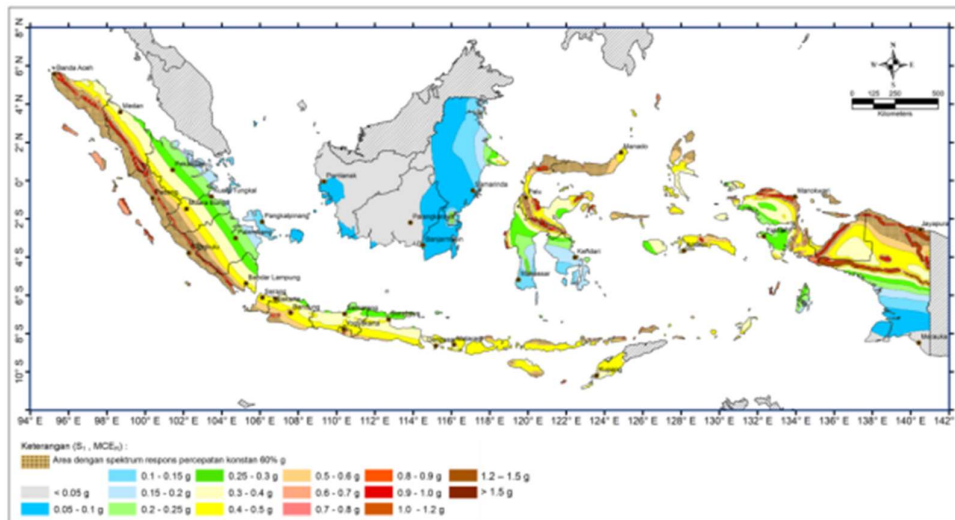
Lanjutan Tabel 3.2 Kategori Risiko Beban Gempa untuk Bangunan Gedung dan non Gedung

<p>penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Standar Nasional Indonesia 1726:2019)

b. Parameter Gerak Tanah S_1

Parameter gerak tanah adalah gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk *spectrums respons* 0,2 detik (redaman kritis 5%) yang diambil berdasarkan lokasi daerah bangunan yang akan dibangun dengan melihat. Berikut adalah denah lokasi parameter gerak tanah S_1 . (SNI 1726-2019.)

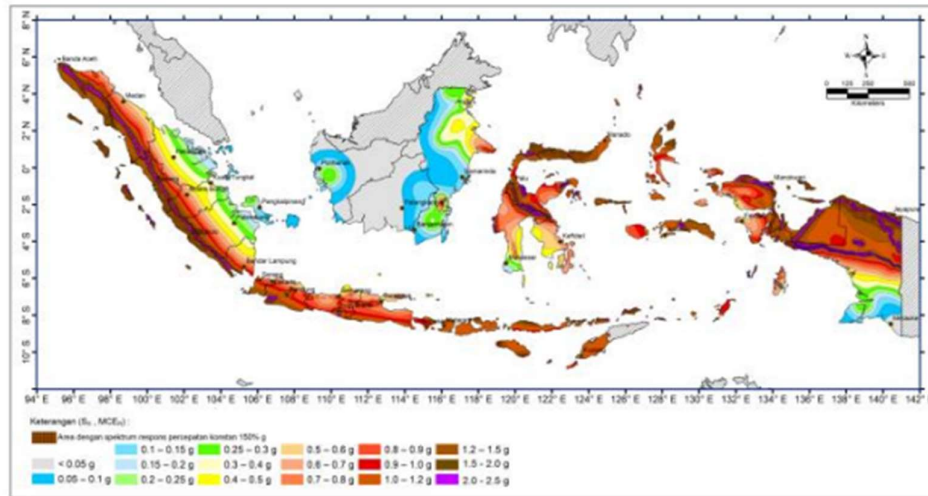


Gambar 3. 1 Parameter Gerak Tanah S_1 , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 1-detik (redaman kritis 5 %)

(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Standar Nasional Indonesia 1726:2019).

c. Parameter Gerak Tanah S_s

Parameter gerak tanah adalah gempa maksimal yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk *spectrums respons* 0,2 detik (redaman kritis 5%) yang diambil berdasarkan lokasi daerah bangunan yang akan dibangun dengan melihat. Berikut adalah denah lokasi parameter gerak tanah S_s . (SNI 1726-2019.)



Gambar 3. 2 Parameter Gerak Tanah S_s , Gempa Maksium yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 1-detik (redaman kritis 5 %)

(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Standar Nasional Indonesia 1726:2019)

d. Faktor Keutamaan Gempa (I_c)

Faktor Keutamaan Gempa (I_c) adalah faktor yang digunakan dalam pengali perbesaran gempa sesuai dengan tingkat risiko bangunan tersebut. (SNI 1726-2019) berikut adalah parameter Faktor Keutamaan Gempa.

Tabel 3. 3 Faktor Keutamaan Gempa (I_c)

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 1726:2019)

e. Koefisien Situs (F_v)

Koefisien situs (F_v) dapat diambil berdasarkan kelas situs tanah dan juga nilai Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1 . Berikut adalah tabel koefisien situs (F_v) berdasarkan SNI 1726-2019.

Tabel 3. 4 Koefisien Situs (F_v) berdasarkan SNI 1726 - 2019

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4

(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur
Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 1726:2019)

f. Koefisien Situs (F_a)

Koefisien situs (F_a) diambil berdasarkan klasifikasi kelas situs tanahnya dan nilai parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik. Berikut ini adalah tabel koefisien situs (F_a) berdasarkan SNI 1726-2019.

Tabel 3. 5 Koefisien Situs (Fa) berdasarkan SNI 1726 - 2019

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	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	$S_s^{(a)}$					

(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur
Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 1726:2019)

g. Parameter Respon Spektral Maksimum

Parameter respon spektral maksimum diklasifikasikan menjadi dua yaitu parameter respon spektral percepatan pada periode pendek (SM_S) dan parameter respon spektral percepatan gempa yang digunakan.

$$SM_S = F_a \times S_s \quad (3.1)$$

$$SM_1 = F_v \times S_1 \quad (3.2)$$

Keterangan :

SM_S = Parameter respon spektral percepatan pada periode pendek.

SM_1 = Parameter respon spektral percepatan pada periode 1 detik.

S_s = Parameter respon spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek.

S_1 = Parameter respon spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1 detik.

h. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain diklasifikasikan menjadi dua yaitu parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek (SD_S) dan parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik (SD_1). Berikut adalah persamaan yang digunakan.

$$SD_S = \frac{2}{3} \times SM_S \quad (3.3)$$

$$SD_1 = \frac{2}{3} \times SM_1 \quad (3.4)$$

Keterangan:

SM_S = Parameter respon spektral percepatan pada periode pendek

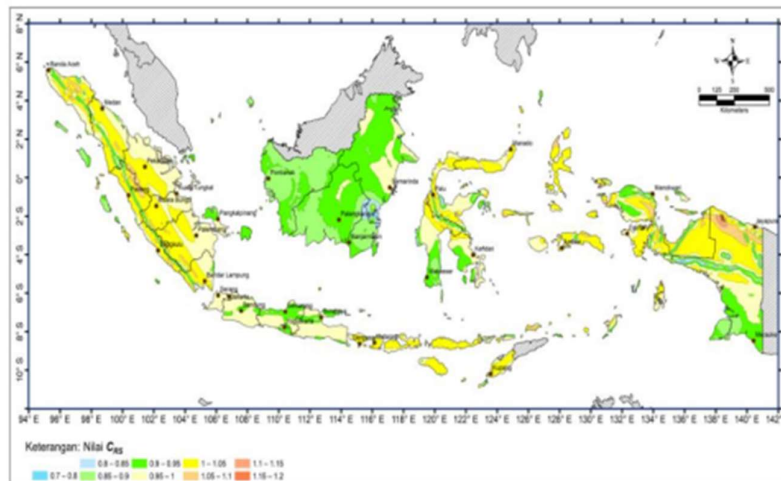
SM_1 = Parameter respon spektral percepatan pada periode 1 detik

SD_S = Parameter respon spektral percepatan desain pada periode pendek

SD_1 = Parameter respon spektral percepatan desain pada periode detik

i. Koefisien Resiko Terpetakan, Periode Spektrum Response 0,2-detik (C_{RS})

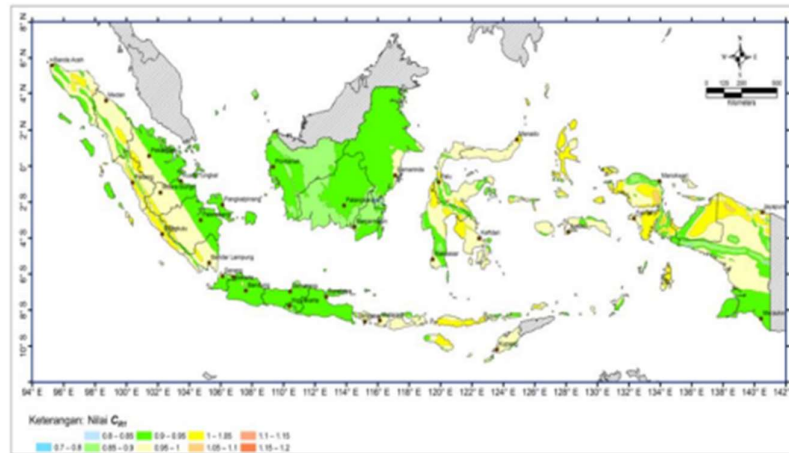
Koefisien resiko terpetakan, periode spektrum response 0,2-detik (C_{RS}) dapat diambil berdasarkan lokasi daerah bangunan yang akan dibangun. Peta koefisien resiko terpetakan, periode spektrum response 0,2-detik (C_{RS}) dapat dilihat pada Gambar 3.3 sebagai berikut.



**Gambar 3. 3 Koefisien Risiko Terpetakan Periode Spektrum
Respons 0,2 Detik (C_{R_s})**

*(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur
Bangunan Gedung dan Non Gedung Standar Nasional Indonesia
1726:2019)*

- j. Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Response Spektral 1-detik (C_{R_1})
Koefisien resiko terpetakan, periode response spektral 1 detik (C_{R_1})
dapat ditentukan berdasarkan lokasi daerah bangunan yang akan
dibangun. Peta koefisien risiko terpetakan, periode respons spektral 1
detik (C_{R_1}) dapat dilihat pada gambar 3.4 berikut.



**Gambar 3. 4 Koefisien Risiko Terpetakan Periode Spektrum
Respons 1 Detik (C_{R1})**

*(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur
Bangunan Gedung dan Non Gedung Standar Nasional Indonesia
1726:2019)*

k. Periode Getar Fundamental Struktur 0 detik (T_0)

Menghitung Periode getar fundamental struktur (T_0) dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut. $T_0 = 0,2 \cdot \frac{SDS}{SD1}$ (3.5)

Keterangan :

SDS = Parameter response spektral percepatan desain pada periode pendek.

$SD1$ = Parameter response spektral percepatan desain pada periode 1 detik.

l. Periode Getar Fundamental Struktur 1 detik (T_s)

Menghitung periode getar fundamental struktur (T_s), dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$T_s = \frac{SD1}{SDs} \quad (3.6)$$

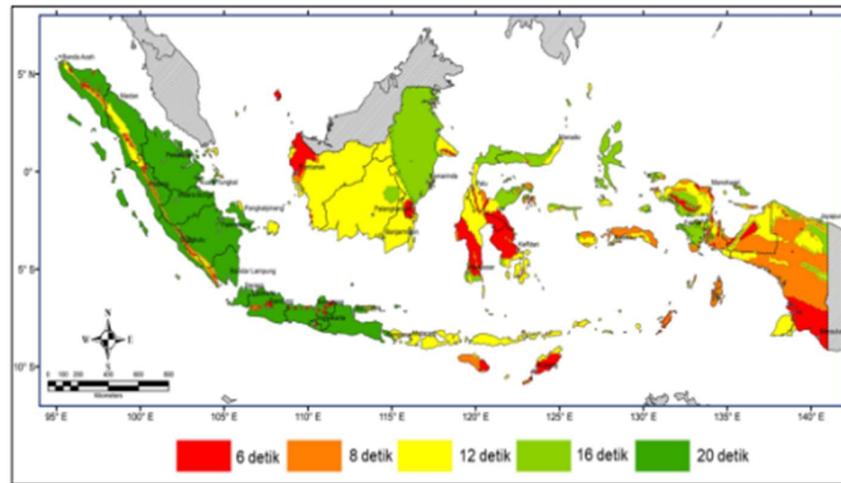
Keterangan :

SD_s = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek.

SD_1 = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik.

m. Transisi Periode Panjang (T_L)

Transisi Periode Panjang (T_L) diambil berdasarkan lokasi daerah yang akan dibangun. Berikut adalah peta ketentuan yang diambil dari SNI 1726-2019.



Gambar 3. 5 Peta Transisi Periode Panjang Wilayah Indonesia

(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Standar Nasional Indonesia 1726:2019)

n. Spektrum Respon Desain

Berikut adalah ketentuan dalam menghitung spektrum respon desain sesuai dengan pedoman SNI 1726-2019.

- 1) Ketika periode memiliki nilai yang lebih kecil dibanding T_0 ($T \leq T_0$), maka persamaan yang digunakan untuk menghitung spektrum respon percepatan desain (S_a) yaitu:

$$S_a = SD_s \times \left(0,4 + 0,6 \times \frac{T}{T_0}\right) \quad (3.7)$$

- 2) Ketika periode memiliki nilai yang lebih besar dari atau sama dengan nilai T_0 dan nilai periode lebih kecil atau sama dengan nilai T_s ($T_0 \leq$

$T \leq T_0$), maka persamaan yang digunakan untuk menghitung spektrum respon percepatan desain (S_a) yaitu:

$$S_a = SD_S \times (0,4 + 0,6 \times \frac{T}{T_0}) \quad (3.8)$$

- 3) Ketika periode memiliki nilai yang lebih besar nilai T_s tetapi nilai dari periode tersebut lebih kecil dari atau sama dengan T_L ($T > T_s$), maka persamaan yang digunakan untuk menentukan spektrum respon percepatan desain (S_a) yaitu:

$$S_a = \frac{SD_1}{T} \quad (3.9)$$

Keterangan :

T_0 = Periode getar fundamental struktur

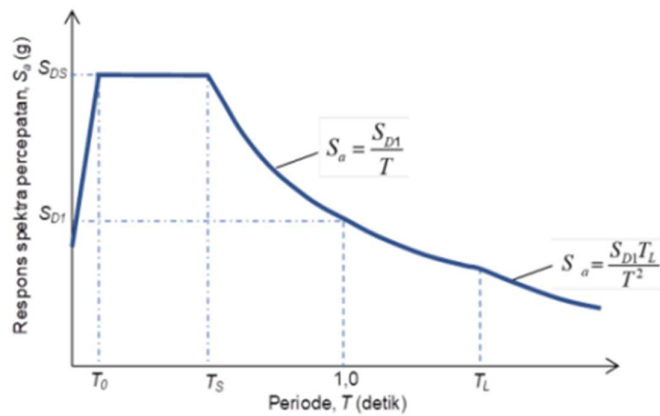
T_s = Periode getar fundamental struktur

SD_S = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

SD_1 = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik

T = Periode getar fundamental struktur

Setelah menghitung dari persamaan diatas kemudian hasil yang didapat digambarkan pada grafik spektrum respon sebagai berikut.



Gambar 3. 6 Grafik Respon Spektrum Desain

Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (Standar Nasional Indonesia 1726:2019)

o. Periode Fundamental Pendekatan (T_a)

Periode Fundamental Pendekatan (T_a) dihitung menggunakan persamaan berikut ini.

$$T_a = C_t \times H_n^x \quad (3.10)$$

Keterangan:

T_a = Periode fundamental pendekatan (detik)

H_n = Ketinggian struktur bangunan (meter)

Dalam menentukan nilai C_t dan x diperoleh dari Tabel 18 SNI 1726-2019. Nilai C_t dan x dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut ini.

Tabel 3. 6 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan α

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

(Sumber: *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Standar Nasional Indonesia 1726:2019*)

p. Koefisien Respon Seismik (C_s)

Dalam menghitung nilai koefisien respon seismik (C_s) dapat menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$C_s = SD_S (R I) \quad (3.11)$$

$$C_{s \max} = SD_1 T \alpha (R I) \quad (3.12)$$

$$C_{s \min} = 0,5 \cdot S_1 (R I) \quad (3.13)$$

Keterangan:

SD_S = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

SD_1 = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik.

I = Faktor keutamaan gempa

C_s = Koefisien respon seismik

$C_{s \max}$ = Koefisien respon seismik maksimum

$C_{s \min}$ = Koefisien respon seismik minimum

S_1 = Parameter respon spectral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1 detik.

T = Periode getar fundamental struktur

q. Gaya Geser Dasar Seismik (V)

Menghitung nilai gaya geser dasar seismik (V) dapat memakai persamaan berikut ini.

$$V = C_s \times W \quad (3.14)$$

Keterangan:

V = Gaya geser dasar seismik

W = Berat seismik efektif

C_s = Koefisien respon seismik

r. Faktor Skala Gempa

Faktor skala gempa yang dihitung adalah perbandingan antara gaya gempa statis dan dinamis dan dari hasil perbandingan tersebut harus lebih besar atau sama dengan satu sesuai dengan ketentuan SNI 1726-2019. Berikut adalah persamaan dalam menentukan faktor skala gempa.

$$V_s / V_D \geq 1 \quad (3.15)$$

Keterangan:

V = Gaya geser dasar seismik

W = Berat seismik efektif

C_s = Koefisien respon seismik

3.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang akan dibebankan pada gedung apartemen ini antara lain adalah:

1. Beban hidup
2. Beban mati
3. Beban gempa

Kombinasi pembebanan yang digunakan berpedoman pada SNI 1726-2019 yaitu mengatur tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

Berikut adalah kombinasi – kombinasi yang akan digunakan dalam menganalisa beban – beban pada struktur yaitu:

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3. 1,2 DL + LL
4. 0,9 DL
5. $(1,2 + 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} + \text{LL} \pm \rho (1 \text{ QEX}) \pm \rho (1 \text{ QEY})$
6. $(1,2 + 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} + \text{LL} \pm \rho (0,3 \text{ QEX}) \pm \rho (1,0 \text{ QEY})$
7. $(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} \pm \rho (1 \text{ QEX}) \pm \rho (0,3 \text{ QEY})$
8. $(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} \pm \rho (0,3 \text{ QEX}) \pm \rho (1 \text{ QEY})$

Keterangan :

DL = Beban mati (Dead Load)

LL = Beban hidup (Live Load)

ρ = Faktor redudansi (terdapat pada SNI 1726-2019, pasal 7.3.4)

SD_s = Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

Q_{EX} = Beban gempa arah x

Q_{EY} = Beban gempa arah y

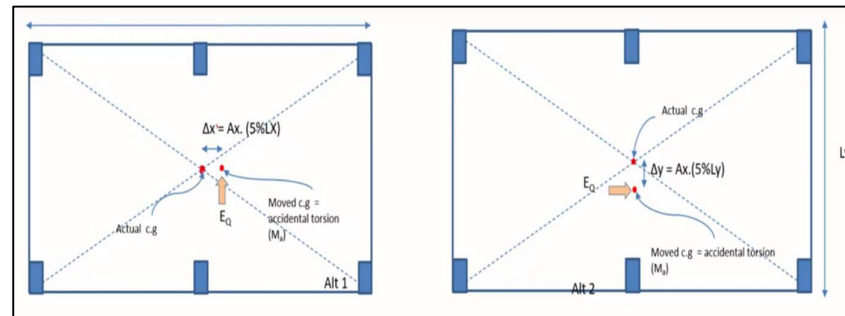
3.5 Ketidakberaturan Struktur

Ketidakberaturan struktur pada suatu bangunan disebabkan oleh beban gempa yang terjadi oleh sebab itu ketidakberaturan struktur akan dihitung berdasarkan kejadian sesuai arah masing – masing gaya dengan mengacu pada SNI 1726-2019.

1. Torsi Tidak Terduga

Torsi tidak terduga adalah kondisi dimana adanya eksentrisitas pusat massa lantai dalam suatu bangunan dengan pusat kekakuan suatu lantai bangunan tersebut yang diakibatkan oleh gaya gempa. Maka struktur penahan gaya pada bangunan tersebut akan mengalami keretakan sehingga akan terjadi perubahan pusat kekakuan lantai pada bangunan tersebut. Guna mengakomodir dari perubahan tersebut maka pusat gaya gempa tiap lantai perlu digeser sejauh Δx atau Δy sebesar 5% sesuai dengan peraturan SNI

1726 – 2019 Pasal 7.8.4.2. Torsi tidak terduga dapat dilihat pada gambar 3.7 sebagai berikut.



Gambar 3. 7 Torsi Tidak Terduga

2. Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal didasarkan pada konfigurasi vertikal pada struktur. Struktur yang memiliki satu atau lebih ketidakberaturan harus memenuhi persyaratan pada Tabel 14 SNI 1726 – 2019 sebagai berikut.

Tabel 3. 7 Tabel Ketidakberaturan Vertikal

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Standar Nasional Indonesia 1726:2019)

3. Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan horizontal didasarkan pada konfigurasi horizontal pada struktur. Struktur yang memiliki satu atau lebih ketidakberaturan harus memenuhi persyaratan pada Tabel 13 SNI 1726 – 2019 sebagai berikut.

Tabel 3. 8 Tabel Ketidakberaturan Horizontal

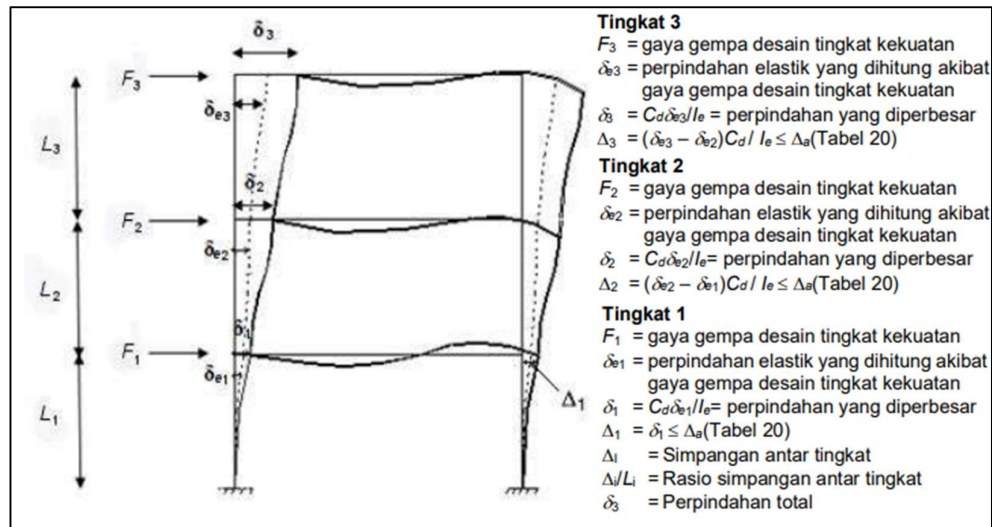
	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.3.4.2 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	7.5.3 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Standar Nasional Indonesia 1726:2019)

4. Simpangan Antar Tingkat (Story Drift)

Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan

untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan izin digunakan, Δ harus dihitung menggunakan gaya seismik desain yang ditetapkan dalam SNI - 1726: 2019 Pasal 7.8 tanpa reduksi untuk desain tegangan izin.



Gambar 3.8 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

(Sumber: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Standar Nasional Indonesia 1726:2019)

Simpangan pusat massa di tingkat-x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Keterangan:

C_d = faktor pembesaran simpangan lateral dalam SNI - 1726: 2019 Tabel 12

δ_{xe} = simpangan di tingkat-x yang disyaratkan pada pasal ini, yang ditentukan dengan analisis elastik.

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726: 2019 pasal 4.1.2

5. Analisis P-Delta

Pengaruh P-delta pada sebuah bangunan dalam geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar

tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10. (SNI 1726 – 2019 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung)

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Keterangan:

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

Δ = simpangan antar tingkat desain seperti didefinisikan dalam 7.8.6, terjadi secara serentak dengan V_x (mm)

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x – 1 (kN)

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

C_d = faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 12.

3.6 Perencanaan Pelat

Pelat terdiri dari dua jenis yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Adapun cara dalam membedakan jenis – jenis pelat adalah sebagai berikut.

Rasio = $L_y / L_x > 2$ (desain pelat 1 arah)

Rasio = $L_y / L_x = 1 - 2$ (desain pelat 2 arah)

Keterangan:

L_y = Bentang terpanjang

L_x = Bentang terpendek

Langkah selanjutnya untuk perencanaan pelat adalah sebagai berikut.

1. Menentukan tebal pelat

Berikut adalah ketentuan dalam menentukan tebal pelat satu arah dan dua arah sesuai pedoman SNI 2847-2019.

Tabel 3. 9 Tebal Pelat Satu Arah

Kondisi Tumpuan	h minimum
Tumpuan sederhana	L/20
Satu ujung menerus	L/24
Kedua ujung menerus	L/28
Kantilever	L/10

(Sumber: SNI 2847 – 2019: Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung)

Tabel 3. 10 Tebal Pelat Dua Arah

α_{fm}	h minimum (mm)		
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku		(a)
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 0,2$	Terbesar dari	$\frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$	(b)
		125	(c)
$\alpha_{fm} \geq 0,2$	Terbesar dari	$\frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

(Sumber: SNI 2847 – 2019: Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung)

2. Menentukan pembebanan pada pelat

Dalam menentukan pembebanan pada pelat telah diatur dalam SNI 2847-2019 sebagai berikut.

$$QU = 1,2QD + 1,6QL$$

Keterangan:

QU = Beban ultimit terfaktor (kN/m²)

QD = Beban mati (kN/m²)

QL = Beban hidup (kN/m²)

3. Menentukan momen lentur ultimit pada pelat

Untuk menentukan momen ultimit pada pelat satu arah dan dua arah adalah sebagai berikut. Adapun rumus untuk menghitung Momen Ultimate pada pelat satu arah dan dua arah adalah sebagai berikut.

a. Pelat satu arah

$$M = \text{Koefisien} \times QU \times L^2$$

Keterangan:

L = Panjang antara 2 tumpuan

QU = Momen ultimate (kN/m²)

Nilai koefisien dalam pelat satu arah dapat dilihat pada tabel sebagai berikut.

Tabel 3. 11 Koefisien Pelat Satu Arah

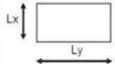
Momen	Lokasi	Kondisi	Mu
Positif	Bentang Ujung	Ujung tak menerus dan monolit dengan perletakan	$WuL_n^2/14$
		Ujung tak menerus dan tidak terkekang	$WuL_n^2/11$
	Bentang tengah	Semua	$WuL_n^2/16$
Negatif	Muka Interior dari pendukung eksterior	Balok menyatu secara monolit dengan balok spandrel pendukung	$WuL_n^2/24$
		Balok monolit dengan kolom pendukung	$WuL_n^2/16$
	Muka eksterior dari pendukung interior pertama	Dua bentang	$WuL_n^2/9$
		Lebih dari dua bentang	$WuL_n^2/10$
	Muka dari pendukung lainnya	Semua	$WuL_n^2/11$
	Muka semua pendukung memenuhi (a) atau (b)	(a) Pelat dengan bentang tidak lebih dari 3 m (b) Balok dengan rasio jumlah kekakuan kolom terhadap kekakuan balok melebihi 8 pada setiap ujung bentangnya	$WuL_n^2/12$

(Sumber: SNI 2847 – 2019: Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung)

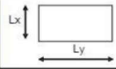
b. Pelat dua arah

Dalam menentukan koefisien pelat dua arah dapat menggunakan tabel momen pelat pada Peraturan Beton bertulang Indonesia (PBI) 1971 adalah sebagai berikut.

Tabel 3. 12 Koefisien Pelat Dua Arah

Kondisi Pelat	Nilai Momen Pelat	Perbandingan L_y/L_x																
		1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	> 2.5
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
	$M_{ty} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	32	32	25
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	36	42	46	50	53	56	58	59	60	61	62	62	62	63	63	63	63
	$M_{tx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	36	42	46	50	53	56	58	59	60	61	62	62	62	63	63	63	63
	$M_{ty} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	36	37	38	38	38	37	36	36	35	35	35	34	34	34	34	34	13
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	36	37	38	38	38	37	36	36	35	35	35	34	34	34	34	34	38
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	48	55	61	67	71	76	79	82	84	86	88	89	90	91	92	92	94
	$M_{tx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	48	55	61	67	71	76	79	82	84	86	88	89	90	91	92	92	94
	$M_{ty} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	48	50	51	51	51	51	50	50	49	49	49	48	48	47	47	19	
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	48	50	51	51	51	51	50	50	49	49	49	48	48	47	47	56	
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	22	28	34	41	48	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125
	$M_{ty} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	51	57	62	67	70	73	75	77	78	79	79	79	79	79	79	79	25
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	51	57	62	67	70	73	75	77	78	79	79	79	79	79	79	79	75
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	51	54	57	59	60	61	62	62	63	63	63	63	63	63	63	63	63
	$M_{tx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	51	54	57	59	60	61	62	62	63	63	63	63	63	63	63	63	63
	$M_{ty} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	9	13
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	31	38	45	53	59	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125
	$M_{ty} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	60	65	69	73	75	77	78	79	79	80	80	80	79	79	79	79	25
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	60	65	69	73	75	77	78	79	79	80	80	80	79	79	79	79	75
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	60	66	71	76	79	82	85	87	88	89	90	91	91	92	92	93	94
	$M_{tx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	60	66	71	76	79	82	85	87	88	89	90	91	91	92	92	93	94
	$M_{ty} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	12
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	38	46	53	59	65	69	73	77	80	83	85	86	87	88	89	90	54
	$M_{tx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	38	46	53	59	65	69	73	77	80	83	85	86	87	88	89	90	54
	$M_{ty} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	43	46	48	50	51	51	51	51	50	50	50	49	49	48	48	48	19
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	43	46	48	50	51	51	51	51	50	50	50	49	49	48	48	48	56
	$M_{tx} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	13	48	51	55	57	58	60	61	62	62	62	63	63	63	63	63	63
	$M_{tx} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	13	48	51	55	57	58	60	61	62	62	62	63	63	63	63	63	63
	$M_{ty} = 0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	38	39	38	38	37	36	36	35	35	34	34	34	33	33	33	33	13
	$M_{ty} = -0.001 \cdot q \cdot L_x^2 \cdot x$	38	39	38	38	37	36	36	35	35	34	34	34	33	33	33	33	38

Lanjutan Tabel 3. 12 Koefisien Pelat Dua Arah

Kondisi Pelat	Nilai Momen Pelat	Perbandingan L_y/L_x																
		1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	> 2.5
	$M_{tx} = -0.001 q L_x^2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = 0.001 q L_x^2$	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
	$M_{ty} = 0.001 q L_x^2$	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	32	32	25
	$M_{ty} = -0.001 q L_x^2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = -0.001 q L_x^2$	52	59	64	69	73	76	79	81	82	83	83	83	83	83	83	83	83
	$M_{tx} = 0.001 q L_x^2$	21	25	28	31	34	36	37	38	40	40	41	41	41	42	42	42	42
	$M_{ty} = 0.001 q L_x^2$	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8
	$M_{ty} = -0.001 q L_x^2$	52	54	56	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57
	$M_{tx} = -0.001 q L_x^2$	68	77	85	92	98	103	107	111	113	116	118	119	120	121	122	122	125
	$M_{tx} = 0.001 q L_x^2$	28	33	38	42	45	48	51	53	55	57	58	59	59	60	61	61	63
	$M_{ty} = 0.001 q L_x^2$	28	28	28	27	26	25	23	23	22	21	19	18	17	17	16	16	43
	$M_{ty} = -0.001 q L_x^2$	68	72	74	76	77	77	78	78	78	78	79	79	79	79	79	79	79
	$M_{tx} = -0.001 q L_x^2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = 0.001 q L_x^2$	22	28	34	42	49	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125
	$M_{ty} = 0.001 q L_x^2$	32	35	37	39	40	41	41	41	41	40	39	38	37	36	35	35	25
	$M_{ty} = -0.001 q L_x^2$	70	79	87	94	100	105	109	112	115	117	119	120	121	122	123	123	125
	$M_{tx} = -0.001 q L_x^2$	70	74	77	79	81	82	83	84	84	84	84	84	83	83	83	83	83
	$M_{tx} = 0.001 q L_x^2$	32	34	36	38	39	40	41	41	42	42	42	42	42	42	42	42	42
	$M_{ty} = 0.001 q L_x^2$	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	9	8
	$M_{ty} = -0.001 q L_x^2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = -0.001 q L_x^2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = 0.001 q L_x^2$	31	38	45	53	60	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125
	$M_{ty} = 0.001 q L_x^2$	37	39	41	41	42	42	41	41	40	39	38	37	36	35	34	33	25
	$M_{ty} = -0.001 q L_x^2$	84	92	99	104	109	112	115	117	119	121	122	122	123	123	124	124	125
	$M_{tx} = -0.001 q L_x^2$	84	92	98	103	108	111	114	117	119	120	121	122	122	123	123	124	125
	$M_{tx} = 0.001 q L_x^2$	37	41	45	48	51	53	55	56	56	59	60	60	60	61	61	62	63
	$M_{ty} = 0.001 q L_x^2$	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	13
	$M_{ty} = -0.001 q L_x^2$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$M_{tx} = -0.001 q L_x^2$	55	65	74	82	89	94	99	103	106	110	114	116	117	118	119	120	125
	$M_{tx} = 0.001 q L_x^2$	21	26	31	36	40	43	46	49	51	53	55	56	57	58	59	60	63
	$M_{ty} = 0.001 q L_x^2$	26	27	28	28	27	26	25	23	22	21	20	20	20	19	19	18	13
	$M_{ty} = -0.001 q L_x^2$	60	65	69	72	74	76	77	78	78	78	78	78	78	78	78	79	79
	$M_{tx} = -0.001 q L_x^2$	60	66	71	74	77	79	80	82	83	83	83	83	83	83	83	83	83
	$M_{tx} = 0.001 q L_x^2$	26	29	32	35	36	38	39	40	40	41	41	42	42	42	42	42	42
	$M_{ty} = 0.001 q L_x^2$	21	20	19	18	17	15	14	13	12	12	11	11	10	10	10	10	8
	$M_{ty} = -0.001 q L_x^2$	55	57	57	57	58	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57

(Sumber: PBI 1971)

c. Menghitung luas penampang tulangan lentur

Langkah dalam menghitung luas penampang tulangan pada tulangan lentur pelat sesuai SNI 2847 - 2019 adalah sebagai berikut.

Tabel 3. 13 Ketentuan As minimum Pelat Satu Arah dan Pelat Dua Arah

Tipe tulangan	F_y , Mpa	Asmin	
Batang ulir	<420	0,0020	A_g
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari :	$\frac{0,0018 \times 420}{F_y} A_g$
			0,0014 A_g

(Sumber: SNI 2847 – 2019: Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung)

d. Menentukan jarak tulangan

Mengacu pada SNI 2847 – 2019 ketentuan untuk jarak maksimum dari tulangan pada pelat adalah sebagai berikut.

- 1) Tidak boleh melebihi 3 x h pelat
- 2) Tidak boleh melebihi nilai 450 mm

3.7 Perencanaan Balok

Dalam merencanakan desain tulangan lentur atau transversal pada balok adalah sebagai berikut.

1. Menghitung nilai a_{max}

$$a_{max} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \times d_t \times \beta_1$$

Keterangan:

ε_{cu} = Regangan maksimum pada serat tekan beton

ε_{cu} = Regangan tarik netto pada beton

d_t = Tinggi efektif (mm)

β_1 = Koefisien Betta

2. Menghitung nilai $A_{s_{max}}$ atau luas tulangan tunggal maksimum

$$A_{s_{max}} = \frac{0,85 \times f'_c \times a_{max} \times \beta_1}{F_y}$$

Keterangan:

$A_{s_{max}}$ = luas tulangan tunggal maksimum (mm²)

F'_c = Mutu beton (MPa)

β_1 = Koefisien Betta

F_y = Mutu baja (MPa)

3. Menghitung momen nominal tulangan tunggal maksimum

$$M_{n1} = A_{s1} \times F_y \left(d - \frac{1}{2} a_{max} \right)$$

Keterangan:

M_{n1} = Momen nominal tulangan tunggal (kNm)

A_{s1} = Luas tulangan (mm²)

F_y = Mutu baja (MPa)

d = Tinggi selimut beton (mm)

4. Cek nilai M_{n1}

$\Phi M_{n1} > M_u$ = desain tulangan tunggal

$\Phi M_{n1} < M_u$ = desain tulangan rangkap

5. Apabila terdapat tulangan rangkap

$M_{n2} = (M_u / f_y) - M_{n1}$, Sehingga luas penampang pada tulangan rangkap
(A_{s2})

$$A_{s2} = \frac{M_{n2}}{F_y \times (d - d')}$$

Keterangan :

M_n = Momen nominal (kN/m²)

A_s = Luas tulangan (mm²)

F_y = Mutu baja (MPa)

d = Tinggi selimut beton (mm)

d' = Tinggi efektif (mm)

6. Menghitung dan cek terhadap nilai A_{smin}

$$A_{smin1} = \frac{1,4}{F_y} \times B \times d$$

$$A_{smin2} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times F_y} \times B \times d$$

Keterangan :

F_y = Mutu baja (MPa)

B = Lebar balok (mm)

d = Tinggi efektif (mm)

7. Cek nilai regangan tarik terluar (ϵ_t)

$$\epsilon_t = \frac{d_t - c}{c} \times 0,003$$

Keterangan :

d = Tinggi efektif (mm)

c = Konstanta penampang beton (mm)

8. Periksa kembali Kapasitas Momen yang tersedia
Syarat $(\Phi M_n) > M_u$
9. Periksa tulangan positif dan negatif
Apabila perhitungan tulangan positif dan negatif telah memenuhi syarat tulangan tunggal maka masing-masing hasilnya akan digabung, tulangan bawah dari M^+ dan tulangan atas dari M^-
Setelah tulangan transversal pada balok selesai dihitung maka langkah selanjutnya adalah menganalisa struktur balok yang sudah terpasang.
10. Menghitung titik berat tulangan tarik terpasang (d_s)
11. Menghitung tinggi efektif balok
 $d = H - d_s$
Keterangan:
 d_s = Titik berat tulangan Tarik terpasang (mm)
 H = Tinggi Balok (mm)
12. Cek tulangan desak sudah leleh atau belum
 $\epsilon_s < \epsilon_y$ = belum leleh
 $\epsilon_s > \epsilon_y$ = sudah leleh
Keterangan:
 ϵ_s = Nilai diagram regangan lokasi tulangan
 ϵ_y = Regangan tarik netto
13. Menghitung tinggi blok tekan terpasang (a)
$$0,85 \times f_c' \times a \times B + E_s \times 0,003 \times A_s' \times ((a - \beta_1 \times d')/a) - A_s \times F_y = 0$$

Keterangan:
 f_c' = Kuat tekan beton (MPa)
 B = Lebar balok (mm)
 E_s = Modulus elastisitas baja (MPa)
 A_s' = Luas tulangan tekan (mm^2)
 d' = Tinggi efektif (mm)
 F_y = Mutu baja (MPa)

14. Menghitung regangan tulangan tarik terluar (ϵ_t)

$$\epsilon_t = \frac{(\beta_1 \times d_t - a)}{a} \times 0,003$$

Keterangan:

d_t = Tinggi efektif (mm)

a = Tinggi blok tekan sesungguhnya (mm)

15. Menghitung kapasitas momen yang ada (M_{kap})

$$M_{kap} = E_s \times \frac{(a - d' \times \beta_1)}{a} \times 0,003$$

Keterangan:

E_s = Modulus elastisitas baja (MPa)

a = Tinggi blok tekan sesungguhnya (mm)

d' = Tinggi efektif (mm)

16. Cek regangan tulangan tarik sudah leleh semuanya atau belum

$M_{kap} > \Phi M_n$ = dapat disimpulkan sudah aman

Setelah menghitung dan mengecek momen kapasitas balok, maka yang selanjutnya dilakukan adalah mendesain tulangan geser atau sengkang pada balok. Langkah dalam mendesain tulangan geser balok adalah sebagai berikut.

17. Menghitung nilai gaya geser desain

$$V_u = V_e + V(1,2D+1,0L)$$

Keterangan:

V_u = Gaya geser ultimit (N)

V_e = Gaya geser desain untuk pembebanan (N)

V = Gaya geser desain untuk pembebanan (N)

18. Mengasumsikan $V_c=0$ apabila syarat nilai berikut terpenuhi.

a. $V_e > 0,5V_u$

b. Gaya tekan aksial terfaktor (P_u) termasuk pengaruh gempa kurang dari

$$\frac{A_g \times f_c}{20}$$

Tetapi apabila poin tersebut tidak terpenuhi maka V_c perlu dihitung sebagai berikut.

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{F'_c} \times B \times d$$

Keterangan:

λ = Faktor beton ringan (memiliki nilai 1 untuk beton normal)

F'_c = Kuat tekan beton (MPa)

B = Lebar balok (mm)

d = Tinggi efektif balok (mm)

19. Syarat jarak sengkang menurut SNI 2847-2019 harus memenuhi kriteria sebagai berikut.
 - a. $d/4$
 - b. $6 \times D$ tulangan lentur
 - c. 150 mm (nilai maksimum)
20. Menentukan faktor reduksi
 Mengacu pada SNI 2847-2019 berikut ini adalah nilai faktor reduksi kekuatan penampang.

Tabel 3. 14 Faktor Reduksi Kekuatan Penampang

Gaya atau elemen struktur		Φ	Pengecualian
a)	Momen, gaya aksial atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65 – 0,90 sesuai 21.2.2	Di dekat ujung komponen pratarik (pretension) dimana strand belum sepenuhnya bekerja. Φ harus sesuai dengan 21.2.3
b)	Geser	0,75	Persyaratan untuk struktur tahan gempa terdapat pada 21.2.4

(Sumber: SNI 2847 – 2019: Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung)

21. Menghitung kuat geser pada balok

$$V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

Keterangan:

V_c = Tegangan geser beton (MPa)

V_n = Tegangan geser beton (MPa)

Φ = Faktor reduksi

3.8 Perencanaan Kolom

Yang pertama kali dilakukan dalam perencanaan kolom pada sebuah bangunan adalah mengetahui dan mendesain diagram mn – pn terlebih dahulu. Berikut ini adalah langkah dalam mendesain diagram mn – pn serta perencanaan kolom.

1. Mendesain kondisi regangan pada kolom

Ada 5 kondisi dalam mendesain regangan pada kolom dan pada tiap kondisi akan ada persyaratan yang berbeda – beda. Berikut adalah tabel kondisi regangan pada kolom.

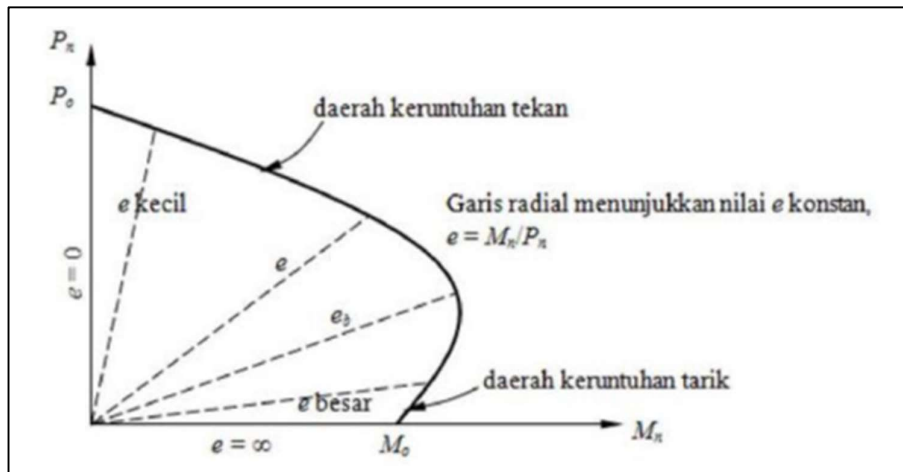
Tabel 3. 15 Desain Kondisi Regangan pada Kolom

Kondisi	Garis netral	Eks. (e)	Tul. Tekan (f_s')	Tul. Tarik (f_s)	Kuat desak (P_n)	Kuat lentur (M_n)	Φ
kosentris	$C=\infty$	$e\sim 0$	f_y	f_y	$P_{nmax} = 0,80.0,85f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y$	0	0.65
Patah desak	$C > C_b$	$e < e_b$	$\frac{600(c-d')}{c} \leq f_y$	$\frac{600(d-c)}{c}$	$P_n = C_c + A_s' f_y - A_s x f_s \leq P_{nmax}$	$M_n = C_c (\frac{1}{2}H - \frac{1}{2}a) + C_s (\frac{1}{2}H - d') + T_s (d - \frac{1}{2}H)$	0.65
balance	$C = C_b$	$e = e_b$	$\frac{600(c-d')}{c} \leq f_y$	$\frac{600(d-c)}{c} \leq f_y$	$P_n = C_c + A_s' f_y - A_s f_y$	$M_n = C_c (\frac{1}{2}H - \frac{1}{2}a) + C_s (\frac{1}{2}H - d') + T_s (d - \frac{1}{2}H)$	0.65
Patah tarik	$C < C_b$	$e > e_b$	$\frac{600(c-d')}{c}$	$\frac{600(d-c)}{c} \leq f_y$	$P_n = C_c + A_s' f_s - A_s f_y$	$M_n = C_c (\frac{1}{2}H - \frac{1}{2}a) + C_s (\frac{1}{2}H - d') + T_s (d - \frac{1}{2}H)$	0.65~0.9
Lentur Murni	$C < C_b$	$e = \infty$	$\frac{600(c-d')}{c}$	$\frac{600(d-c)}{c} \leq f_y$	0	$M_n = C_c (\frac{1}{2}H - \frac{1}{2}a) + C_s (\frac{1}{2}H - d') + T_s (d - \frac{1}{2}H)$	0,9

(Sumber: SNI 2847 – 2019: Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung)

2. Menggambar diagram Mn-Pn kolom

Langkah selanjutnya dalam mendesain kondisi regangan pada kolom yaitu menggambarannya sebagai diagram Mn-Pn pada kolom. Diagram Mn-Pn kolom dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 3. 9 Diagram Mn-Pn Interaksi Kolom dengan Beban Aksial dan Momen Lentur

3. Pemeriksaan Syarat SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Dalam mendesain kolom atau Struktur bangunan SRPMK maka langkah selanjutnya adalah pemeriksaan aspek daripada SCWB (*Strong Column Weak Beam*) berdasarkan SNI 1726:2019 dikatakan bahwa nilai kekuatan lentur kolom harus memenuhi $\sum \text{momen kolom} \geq (1,2) \times \sum \text{momen balok}$.

4. Menghitung *distribution factor* (D_f)

$$D_f = \frac{\frac{EI}{lu}_{\text{desain}}}{\left(\frac{EI}{lu}_{\text{desain}}\right) + \left(\frac{EI}{lu}\right)}$$

Keterangan:

E = Modulus elastisitas beton (MPa)

I = Inersia kolom (mm^4)

lu = Panjang kolom (mm)

5. Menghitung gaya geser

$$V_e \leq \frac{((M_p^+ (\text{atas}) + M_{pr}^- (\text{atas})) \times df) + (M_{pr}^+ (\text{bawah}) + M_{pr}^- (\text{bawah})) \times df}{lu}$$

Keterangan:

M_{pr} = Kekuatan komponen lentur struktur (N-mm)

Lu = Panjang kolom (mm)

6. Melakukan checking pada jarak spasi tulangan kolom.

a. $s \leq S_o \left(100 + \frac{(350-h)}{3}\right)$

b. $s \leq 150 \text{ mm}$

c. $s \geq 100 \text{ mm}$

d. $s \leq \frac{1}{4} \times B \text{ kolom}$

e. $s \leq 6 \times \text{diameter tulangan}$

7. Menghitung Ash

Tabel 3. 16 Tabel Perhitungan Luas Minimum Sengkang

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku	
Ash/sbc Untuk sengkang pengekang persegi	$P_u \leq 0,3 A_g$ f_c' dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a) dan (b)	$0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \text{ (a)}$
	$P_u > 0,3 A_g$ f_c' dan $f_c > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a) , (b) dan (c)	$0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}} \text{ (b)}$
			$0,2 \text{ kf kn } \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \text{ (c)}$

(Sumber: SNI 2847 – 2019: Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung)

8. Menghitung gaya geser pada kolom

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

Syarat:

$$P_u < 5\% A_g \times f_c' = V_c \text{ dianggap } 0$$

$$P_u > 5\% A_g \times f_c' = V_c \text{ diperhitungkan}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Keterangan:

V_c = Tegangan terkait geser dua arah (kN)

V_n = Tegangan geser ekuivalen dua arah (kN)

V_s = Tegangan geser ekuivalen dua arah (kN)

s = Jarak sengkang (mm)

A_v = Luas tulangan geser (mm^2)

9. Faktor reduksi kekuatan

Menurut SNI 2847-2019 nilai faktor reduksi ϕ ditentukan sebagai berikut.

Tabel 3. 17 Faktor Reduksi Kekuatan Geser Kolom

Gaya atau elemen struktur		Φ	Pengecualian
a)	Momen, gaya aksial atau kombinasi momen dan gaya aksial	0,65 – 0,90 sesuai 21.2.2	Di dekat ujung komponen pratarik (<i>pretension</i>) dimana <i>strand</i> belum sepenuhnya bekerja. Φ harus sesuai dengan 21.2.3
b)	Geser	0,75	Persyaratan untuk struktur tahan gempa terdapat pada 21.2.4

(Sumber: SNI 2847 – 2019: Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung)

Selanjutnya melakukan checking nilai aman dengan ketentuan sebagai berikut.

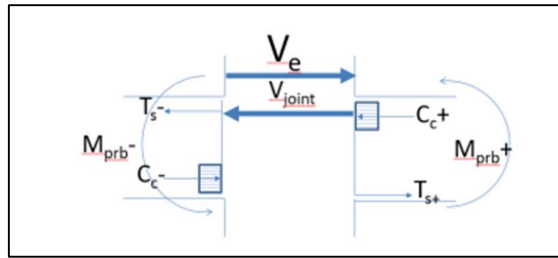
$$V_u < \phi V_n$$

Keterangan:

V_u = Tegangan geser ultimate (kN)

V_n = Tegangan geser ekuivalen dua arah (kN)

10. Menghitung nilai V_e Joint



Gambar 3. 10 Gaya Dalam *Beam-Column Joint*

Dengan nilai sebagai berikut.

$$\Sigma FH = 0$$

$$V_e - Cc^+ - Ts^- - V_{joint} = 0$$

sehingga:

$$V_{joint} = V_e - Ts^- - Cc^+$$

Dengan:

$$Ts^- = 1,25 \times f_y \times As^-$$

$$Cc^+ = 1,25 \times f_y \times As^+$$

Keterangan:=

V_e = Gaya geser kolom sendi plastis (kN)

F_y = Kuat tekan baja (MPa)

As = Luas tulangan (mm²)

Ts = Gaya tekan beton M_{pr-} (kN)

Cc = Gaya tekan beton M_{pr+} (kN)

11. Menghitung nilai V_e Joint

Menurut SNI 2847-2019 dalam menentukan nilai V_n dapat dilihat pada table berikut.

Tabel 3. 18 Konfigurasi Nilai Vn

Konfigurasi Joint	Vn
Untuk joint yang terkekang oleh balok-balok pada keempat sisinya ⁽¹⁾	$1,7\lambda\sqrt{F_c'} Af$
Untuk joint yang terkekang oleh balok-balok pada tiga sisinya atau dua sisi berlawanan ⁽¹⁾	$1,2\lambda\sqrt{F_c'} Af$
Untuk kasus-kasus lainnya	$1,0\lambda\sqrt{F_c'} Af$

(Sumber: SNI 2847 – 2019: Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung)

12. Pemeriksaan terhadap syarat ϕV_n
 $\phi V_n > V_{\text{joint}}$, apabila nilainya memenuhi syarat maka dapat dinyatakan aman.

3.9 Perencanaan Pondasi

Dalam merencanakan bangunan pondasi berfungsi sebagai penyalur seluruh beban pada bangunan. Berikut adalah Langkah – Langkah dalam merencanakan pondasi.

1. Menghitung kapasitas kekuatan dukung 1 tiang

$$P_u = Q_p + Q_s - W_p$$

Keterangan:

Q_p = Kuat dukung ujung tiang pancang (kN)

Q_s = Kuat dukung friksi selimut tiang pancang (kN)

W_p = Berat tiang pancang (kN)

$$Q_p = A_p \times 40 \times N_b \times \frac{L_b}{D} < A_p \times 400 \times N_b$$

Keterangan:

A_p = Luas pile (mm²)

N_b = Nilai n-spt rata- rata

L_b = Kedalaman pile (m)

D = Diameter pile (mm)

$$Q_s = A_s \text{ tiang} \times \frac{N_{\text{spt rata-rata}}}{50}$$

Keterangan:

A_s = Luasan tiang (mm²)

$$Q_{\text{ultimate}} = Q_p + Q_s$$

Keterangan:

Q_p = Tahanan ujung (kN)

Q_s = Tahanan samping (kN)

2. Menentukan jumlah tiang yang diperlukan

$$n = \frac{\sum P}{Pa}$$

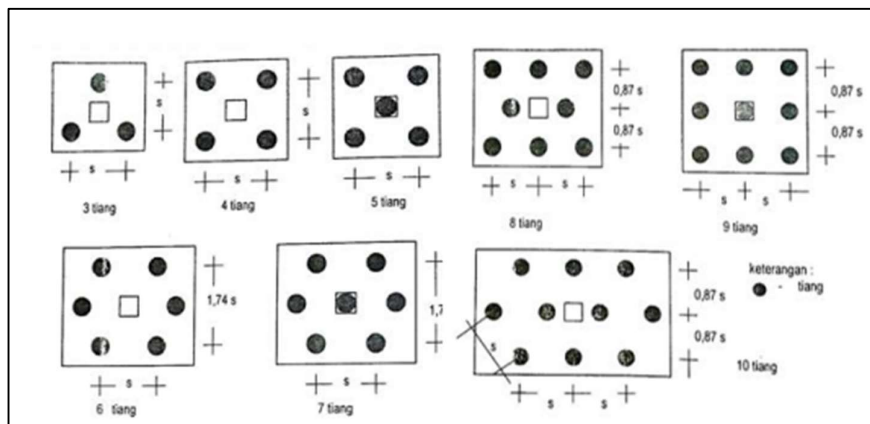
Keterangan:

$\sum P$ = Jumlah gaya tekan beban tetap (kN)

Pa = Daya dukung ijin 1 tiang (kN)

3. Menentukan susunan tiang

Konfigurasi umum ukuran pile cap yang ada di lapangan adalah sebagai berikut.



Gambar 3. 11 Konfigurasi Dimensi dan Letak Pile Cap

(Sumber: Suryolelono, 2004)

4. Melakukan kontrol gaya tekan pada tiang

dengan faktor aman (SF) = 3 untuk beban tetap dan SF= 2 untuk beban sementara

$$P_i = \frac{\sum P}{n} + \frac{(\sum M_x) \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{(\sum M_y) \times y_i}{\sum y_i^2}$$

Adapun syarat yang harus dipenuhi yaitu.

$$P_i \leq \frac{P_u}{sf}$$

Keterangan:

$\sum P$ = Jumlah gaya tekan beban (kN)

P_a = Daya dukung ijin pada 1 tiang (kN)

S_f = Nilai faktor aman

n = Jumlah tiang

5. Memeriksa kontrol gaya pada kelompok tiang

$$Q_{g(u)} = \eta \times \sum Q_u$$

Keterangan:

$Q_{g(u)}$ = Beban ultimit yang mampu dipikul suatu kelompok tiang (kN)

η = Efisiensi penggunaan tiang pancang

$\sum Q_u$ = Beban ultimit yang mampu dipikul tiang pancang (kN)

Adapun syarat yang harus dipenuhi yaitu

$$P < \frac{\eta \times \sum Q_u}{S_f}, \text{ Apabila nilai tersebut sudah memenuhi maka dinyatakan}$$

aman.

Keterangan:

P = Gaya vertikal dari struktur (kN)

S_f = Faktor aman

6. Perancangan tulangan pour (pile cap)

a. Menghitung nilai momen nominal (M_n)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

Keterangan:

M_n = Momen nominal (kNm)

M_u = Momen ultimate (kNm)

ϕ = Faktor reduksi

b. Menghitung luasan tulangan (A_s)

$$A_{s1} = \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_y}$$

$$A_{s2} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s3} = \frac{\sqrt{F_c'}}{4f_y} \times b_w \times d$$

$$A_{s1} \text{ tulangan} = 0,25 \times \pi \times D^2$$

Keterangan:

a = Tinggi blok tekan (mm)

b_w = Lebar pile (mm)

d = Tinggi efektif (mm)

f_y = Kuat tekan baja (MPa)

f_c' = Kuat tekan beton (MPa)

c. Menentukan spasi tulangan (s)

$$S = \frac{B \times A_{spakai}}{A_s \text{ 1 tulangan}}$$

Keterangan:

B = Lebar pile (mm)

A_s = Luas tulangan terbesar (mm²)

$A_s \text{ 1 tulangan}$ = Luas 1 tulangan (mm²)

d. Menghitung tulangan geser 1 arah

$$V_c = 1,7 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

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

$$\phi V_n = 0,75 \times (V_c + V_s)$$

Keterangan:

V_c = Tegangan geser ekuivalen dua arah (kN)

V_n = Tegangan geser ekuivalen dua arah (kN)

V_s = Tegangan geser ekuivalen dua arah (kN)

e. Menghitung tulangan geser 2 arah

Nilai V_c geser 2 arah telah tercantum ketentuannya dalam SNI 2847- 2019 yaitu sebagai berikut.

Tabel 3. 19 Nilai V_c Geser Dua Arah

V_c		
Nilai terkecil dari a), b), dan c)	$0,33 \lambda \sqrt{F_c'}$	a)
	$0,17(1 + \frac{2}{\beta}) \lambda \sqrt{F_c'}$	b)
	$0,083(2 + \frac{\alpha s d}{b_0}) \lambda \sqrt{F_c'}$	c)

(Sumber: SNI 2847 – 2019: Persyaratan Beton Struktural Untuk
Bangunan Gedung)

nilai αs juga sudah tercantum dalam SNI 2847-2019. Sesuai ketentuan SNI 2847-2019 nilai αs adalah sebagai berikut

αs kolom interior = 40

αs kolom tepi = 30

αs kolom sudut = 20

f. *Checking* nilai ϕV_n

Syarat nilai ϕV_n yaitu.

$$\phi V_n > V_x$$

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Objek Perancangan

Perencanaan gedung apartemen ini berlokasi di Gejayan, Karangmalang, Daerah Istimewa Yogyakarta. Lokasi perancangan dapat dilihat pada gambar 4.1 berikut ini. (*Latitude* : -7.7725905, *Longitude*: 110.3880941, Lokasi Perencanaan)



Gambar 4. 1 Lokasi Perancangan Gedung Apartemen

(*Sumber: Google Earth*)

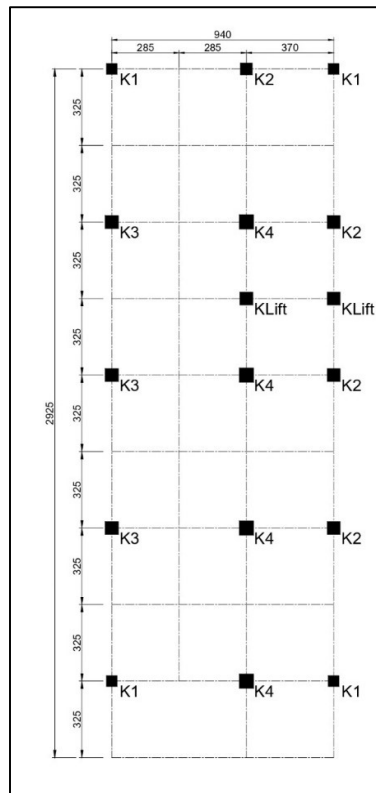
4.2 Data Perancangan

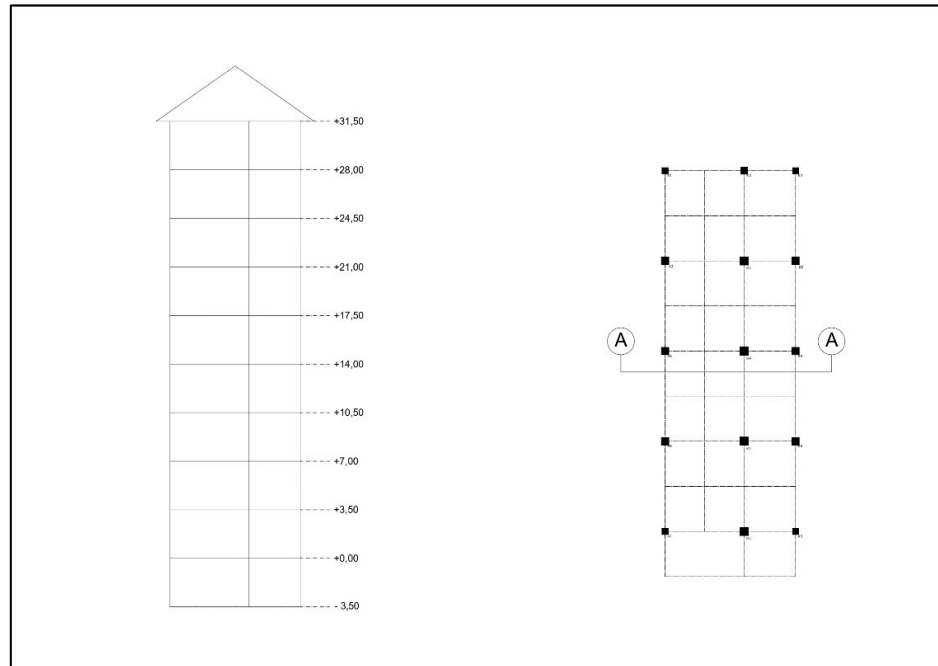
Data yang digunakan untuk perancangan ini ditentukan pada saat awal perancangan struktur. Gedung ini memiliki tinggi yang tipikal dengan tinggi 3,5 meter pada tiap lantainya guna mempermudah perhitungan struktur agar tidak terjadi kegagalan pada struktur. Pada lantai *basement* gedung ini akan digunakan sebagai tempat parkir kendaraan. Perencanaan struktur gedung apartemen ini dapat dilihat pada tabel 4.1 berikut ini.

Tabel 4. 1 Data Perencanaan Struktur Bangunan

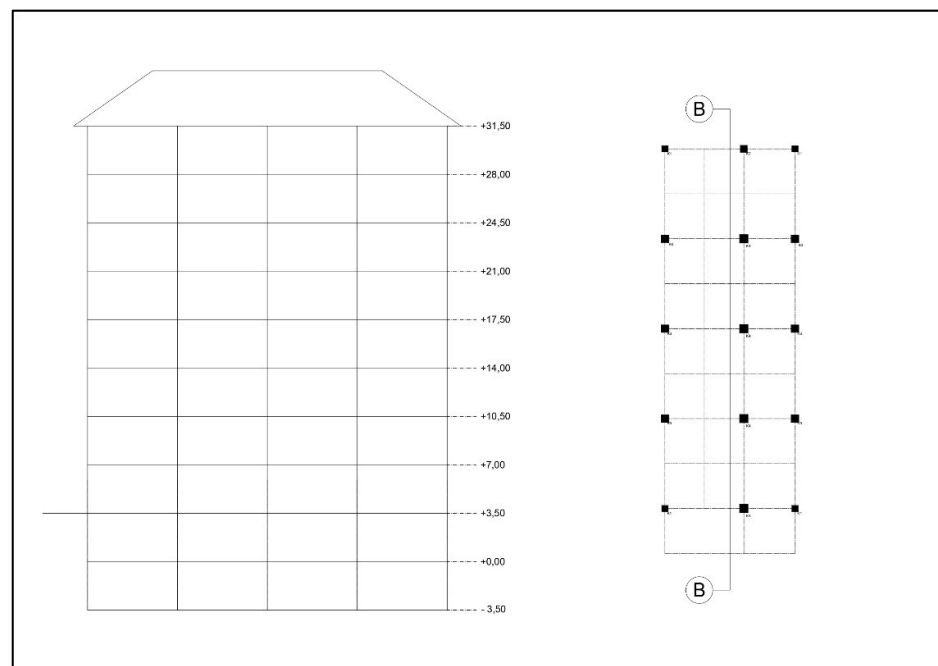
No	Uraian	Keterangan
1	Fungsi Bangunan	Gedung Apartemen
2	Jumlah Tingkat Bangunan	10 Lantai (1 <i>Basement</i>)
3	Tinggi Total Bangunan	35 Meter (Dari <i>basement</i>)
4	Luas Bangunan	278 m ²
5	Lokasi Perancangan	Gejayan, Yogyakarta
6	Jenis Material Konstruksi	Beton Bertulang
7	Mutu Beton	25 MPa
8	Mutu Baja	420 MPa (Untuk Pokok) 390 MPa (Untuk Sengkang)
9	Berat Volume Beton	2400 Kg/m ³

Berikut adalah denah untuk perencanaan gedung apartemen yang dapat dilihat pada gambar 4.2 hingga 4.4

**Gambar 4. 2 Denah Perancangan Struktur Gedung Apartemen**



Gambar 4. 3 Potongan Melintang Perancangan Struktur Gedung Apartemen



Gambar 4. 4 Potongan Memanjang Perancangan Struktur Gedung Apartemen

Berikut adalah tabel kapasitas daya dukung tanah untuk perencanaan gedung apartemen yang dapat dilihat pada tabel 4.2

Tabel 4. 2 Tabel Uji Sondir



BERKAH BUMI ENGINEERING

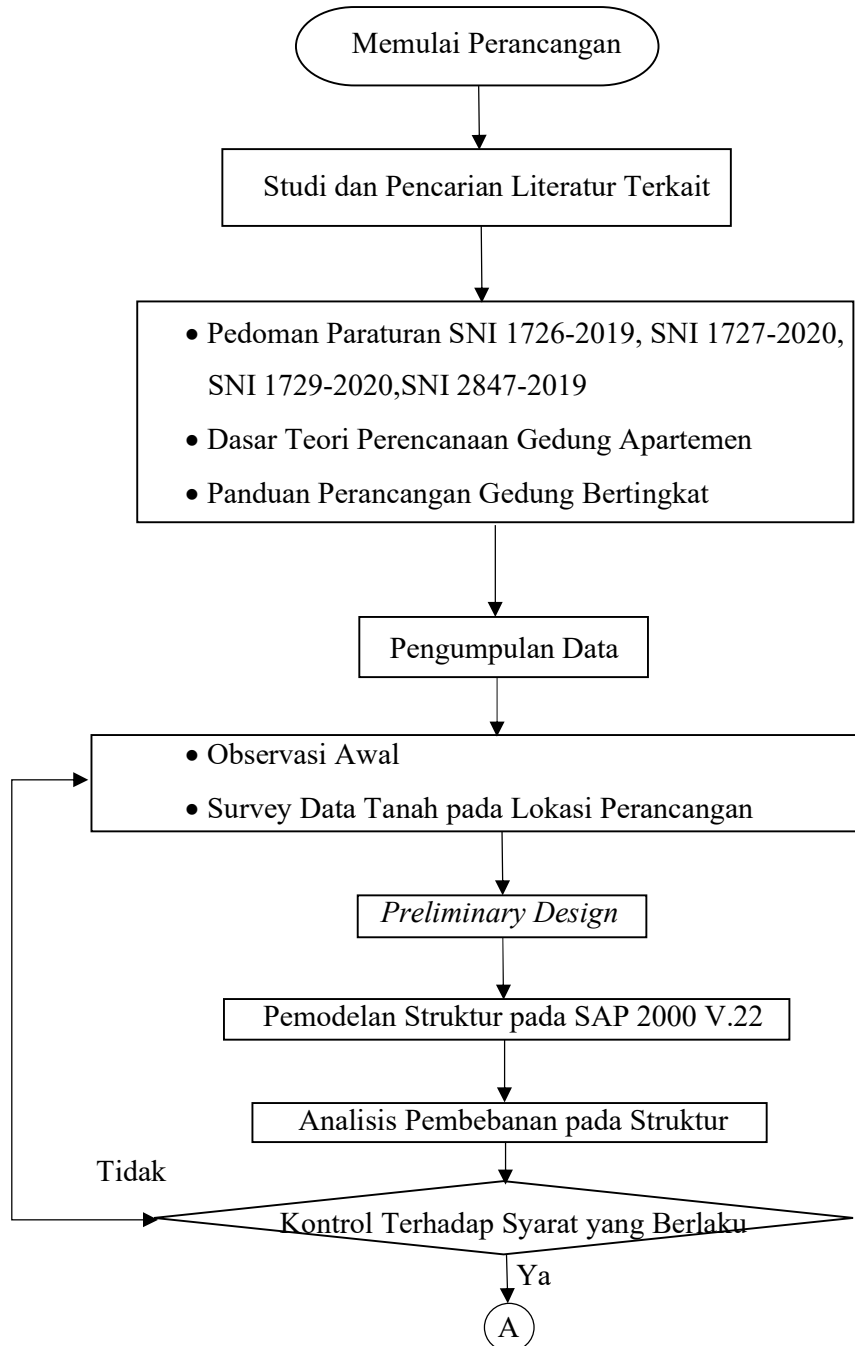
BERKAH BUMI Engineering
Survey & Soil Investigation
Karanganyar Widodomartani Ngemplak Sleman Yogyakarta

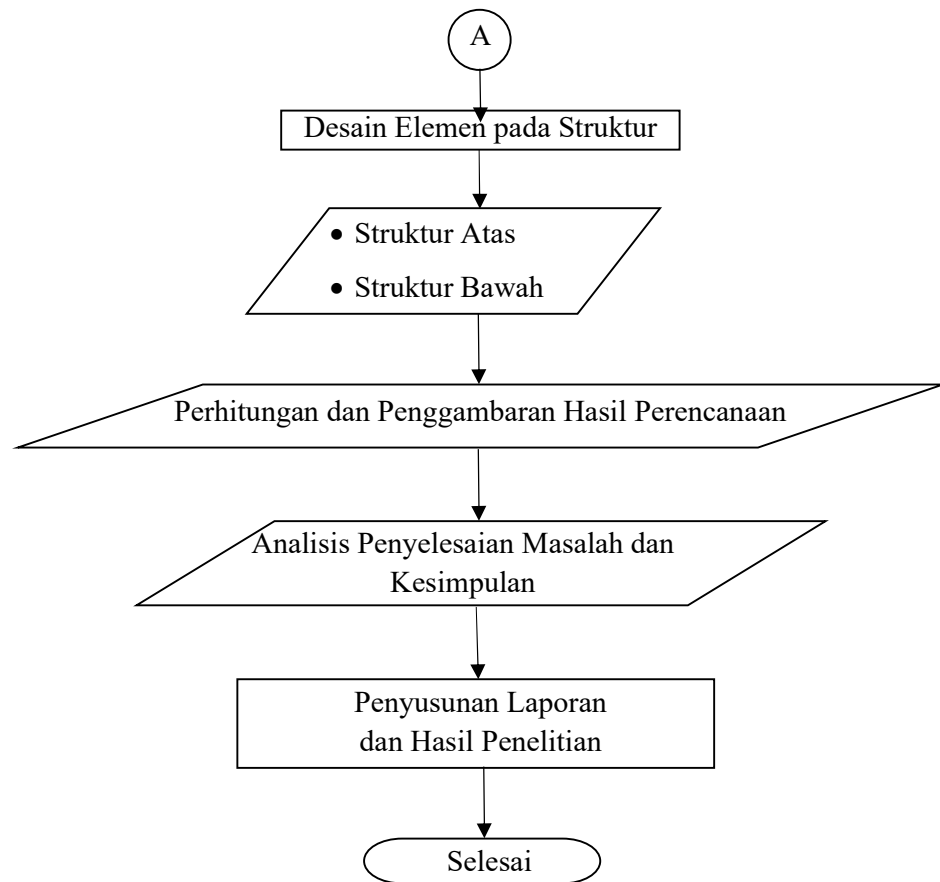
PENETRASI LAPANGAN DENGAN ALAT SONDIR
(CONE PENETRATION TEST)
SNI 2827 : 2008

SITE NAME	PEMBANGUNAN KOST-KOSTAN MAHASISWA			ELEVASI	0		
MUKA AIR	0 meter			TANGGAL	02 Agustus 2023		
ALAMAT	Gg. Wisnu, Mrican, Caturtunggal, Kapanewon Depok, Kabupa			PIC	Aripin, Hamid, Angga, Haris		
DATA SONDIR 1							
	Ac= 10	As = 150		Ap= 10			
Kedalaman	Cr	Cr + Fs	qc	Fs	local friction	total friction	Friction ratio
(m)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(3 - 2)*Ac/As	Fs x 20	(total (6))	(%)
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	30	35	30	0.33	6.67	6.67	1.11
0.40	12	16	12	0.27	5.33	12.00	2.22
0.60	8	11	8	0.20	4.00	16.00	2.50
0.80	9	12	9	0.20	4.00	20.00	2.22
1.00	8	11	8	0.20	4.00	24.00	2.50
1.20	25	30	25	0.33	6.67	30.67	1.33
1.40	20	23	20	0.20	4.00	34.67	1.00
1.60	23	28	23	0.33	6.67	41.33	1.45
1.80	16	25	16	0.60	12.00	53.33	3.75
2.00	17	20	17	0.20	4.00	57.33	1.18
2.20	18	21	18	0.20	4.00	61.33	1.11
2.40	19	23	19	0.27	5.33	66.67	1.40
2.60	20	25	20	0.33	6.67	73.33	1.67
2.80	22	28	22	0.40	8.00	81.33	1.82
3.00	32	40	32	0.53	10.67	92.00	1.67
3.20	48	52	48	0.27	5.33	97.33	0.56
3.40	75	82	75	0.47	9.33	106.67	0.62
3.60	70	74	70	0.27	5.33	112.00	0.38
3.80	48	58	48	0.67	13.33	125.33	1.39
4.00	56	72	56	1.07	21.33	146.67	1.90
4.20	80	92	80	0.80	16.00	162.67	1.00
4.40	32	40	32	0.53	10.67	173.33	1.67
4.60	36	45	36	0.60	12.00	185.33	1.67
4.80	38	50	38	0.80	16.00	201.33	2.11
5.00	45	60	45	1.00	20.00	221.33	2.22
5.20	42	48	42	0.40	8.00	229.33	0.95
5.40	100	110	100	0.67	13.33	242.67	0.67
5.60	130	140	130	0.67	13.33	256.00	0.51
5.80	128	142	128	0.93	18.67	274.67	0.73
6.00	112	124	112	0.80	16.00	290.67	0.71
6.20	122	145	122	1.53	30.67	321.33	1.26
6.40	108	120	108	0.80	16.00	337.33	0.74
6.60	140	160	140	1.33	26.67	364.00	0.95
6.80	110	122	110	0.80	16.00	380.00	0.73
7.00	85	100	85	1.00	20.00	400.00	1.18
7.20	95	110	95	1.00	20.00	420.00	1.05
7.40	110	134	110	1.60	32.00	452.00	1.45
7.60	75	98	75	1.53	30.67	482.67	2.04
7.80	92	114	92	1.47	29.33	512.00	1.59
8.00	215	235	215	1.33	26.67	538.67	0.62
8.20							
8.40							
8.60							
8.80							
9.00							

4.3 Metode Perancangan

Metode atau Metodologi perancangan merupakan runtutan kerja (*work flow*) suatu perancangan untuk mendapatkan hasil perancangan gedung apartemen ini. Berikut adalah metode perancangan dalam tugas akhir kali ini yang digambarkan pada alur berikut.





Gambar 4. 5 *Flowchart* Perancangan

Berdasarkan *flowchart* diatas penguraian metodologi perancangan gedung apartemen adalah sebagai berikut.

1. Studi Literatur

Dalam melakukan perancangan Gedung Apartemen yang digunakan sebagai adalah berikut.

- a. SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
- b. SNI 1727:2020 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain
- c. SNI 2847:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.
- d. PBI 1971 tentang Peraturan Beton Bertulang Indonesia.

2. Pengumpulan Data

Data – data yang diperlukan pada perancangan Gedung Apartemen ini salah satunya adalah data uji sondir dalam pengujian sondir oleh Berkah Bumi Engineering didapatkan hasil uji sondir pada 2 titik uji adalah sebagai berikut.

- a. Lapisan tanah keras dengan nilai $q_c > 200 \text{ kg/cm}^2$, dijumpai sampai kedalaman 8,00 meter pada S-01, pada S-02 sampai kedalaman 3,40 meter dari muka tanah setempat.
- b. Jenis tanah didominasi oleh lapisan lempung pasir, pasir halus, dan pasir kerikil dengan tingkat konsistensi atau kepadatan sedang kenyal, kenyal, sangat kenyal, sedang padat, padat dan sangat padat.

3. Analisa Perancangan

a. *Preliminary Design*

Desain awal yang ditentukan dalam perencanaan ini adalah

- 1) Penentuan Fungsi Bangunan
- 2) Penentuan Layout dan Luasan Bangunan

b. Perancangan *Superstructure*

Pada perencanaan perancangan struktur atas harus dilakukan perhitungan secara sistematis, berikut adalah urutan perhitungan struktur atas.

- 1) Perencanaan dimensi struktur
- 2) Pemodelan struktur
- 3) Pembebanan struktur bangunan
- 4) Kontrol desain terhadap syarat dan standar yang berlaku
- 5) Perhitungan penulangan

c. Perencanaan bangunan bawah (Pondasi)

Pada perencanaan perancangan struktur bawah harus dilakukan perhitungan secara sistematis, berikut adalah urutan perhitungan struktur atas.

- 1) Perencanaan dimensi struktur
- 2) Pembebanan pada struktur bangunan

3) Kontrol desain terhadap syarat dan standar yang berlaku

4) Perhitungan penulangan

4. Penggambaran

Pada tahap ini akan disertakan dengan gambar yang sesuai perencanaan dan perhitungan diantaranya yaitu:

- a. Gambar layout
- b. Gambar denah
- c. Gambar potongan – potongan
- d. Gambar detail

5. Analisis Penyelesaian Masalah dan Kesimpulan

Didalam pengerjaan tugas akhir perancangan dan perhitungan struktur ini akan dianalisis sesuai peraturan – peraturan yang berlaku mulai dari awal perhitungan hingga hasil dan dapat ditarik kesimpulannya, sehingga perhitungan dan hasilnya dapat dipertanggung jawabkan.

6. Penyusunan laporan

Dalam tugas akhir perancangan dan perhitungan struktur Gedung Apartemen ini disusun dalam sebuah dokumen laporan yang sistematis, kompleks, dan dapat dipertanggungjawabkan.

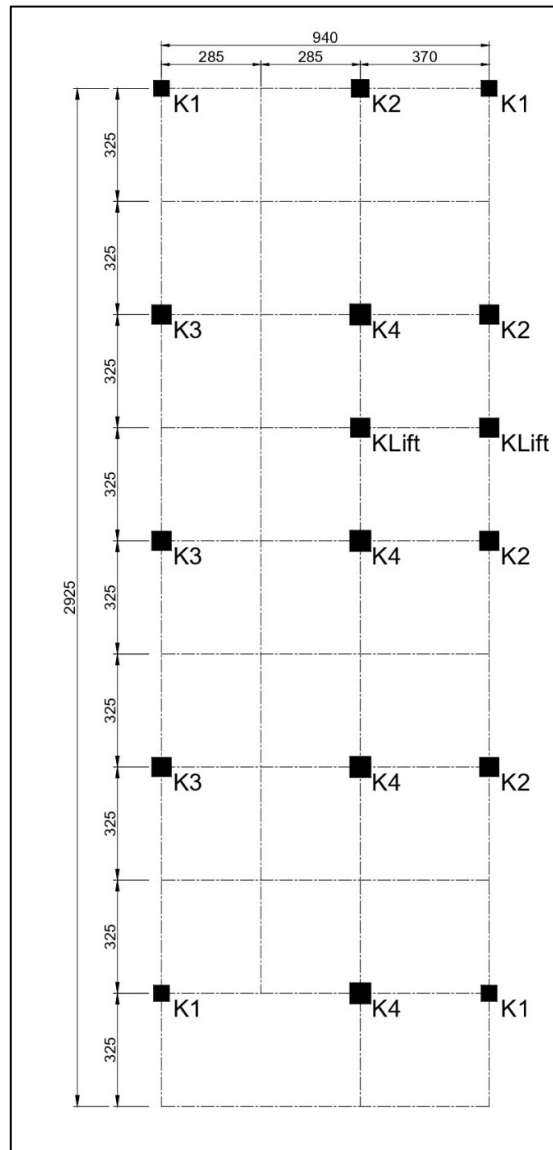
4.4 Data Perancangan

Data pada perancangan Gedung Apartemen ini adalah sebagai berikut.

Fungsi Bangunan	: Gedung Apartemen
Tinggi Bangunan	: 35 Meter
Panjang Bangunan	: 29,25 Meter
Lebar Bangunan	: 9,5 Meter
Jumlah Lantai	: 10 Lantai
Mutu Beton ($f'c$)	: 25 MPa
Mutu Baja (f_y)	: 420 MPa dan 390 MPa

Bangunan dengan ini di desain dengan struktur beton bertulang dengan anggapan bahwa dinding perimeter bangunan serta sekat antar kamar menggunakan pasangan bata. Bangunan tentunya menggunakan lantai keramik/*granite*, langit – langit pada bangunan ini menggunakan plafond board, juga disertai *ducting* AC.

Bangunan apartemen pada perancangan kali ini terletak di daerah Gejayan, Yogyakarta dengan kondisi tanah sedang. Ketinggian antar lantai di desain 3,5 meter tipikal dari lantai 1 hingga ke atap. Bangunan ini memiliki sistem rangka pemikul momen khusus atau SRPMK. Adapun denah pada bangunan Apartemen pada perancangan ini adalah sebagai berikut.



Gambar 4.6 Denah Bangunan Gedung Apartemen

4.5. Pembebanan

Dalam melakukan perancangan diperlukan analisis – analisis seperti analisis pembebanan untuk gambaran perancangan yang jelas mengenai perilaku struktur terhadap beban yang dipikul. Struktur harus dapat menahan beban (*load*) tertentu dan berat bebannya sendiri. Pada tiap – tiap elemen struktur saling bekerja sama menahan semua beban yang mungkin terjadi termasuk saat terjadi gempa yang memungkinkan ada gaya dari luar yang berdampak pada penambahan percepatan beban pada structure sehingga beban yang bekerja akan bertambah. Dengan demikian elemen struktur pada bangunan harus mempunyai ketahanan (*resistance*) tertentu sesuai dengan fungsi bangunan dan beban yang dipikul.

Berikut ini adalah uraian dari beban yang dirancang pada bangunan Gedung Apatemen kali ini, besaran nilai pada beban – beban yang bekerja tersebut sesuai dengan pedoman SNI 1727-2020.

1. Beban Mati

Beban mati adalah seluruh berat yang berasal dari berat bangunan, termasuk segala partisi dan unsur – unsur tambahan tetap yang merupakan satu kesatuan dengannya. Berikut merupakan beban mati dari berat sendiri material atau bahan bangunan dan komponen struktur sesuai dengan SNI 1727-2020.

Tabel 4. 3 Pembebanan Pelat Lantai

Jenis Beban	Berat Volume (kg/m ³)	Tebal (m)	Berat (kN/m ²)
Pelat Beton	2400	0,15	3,5316
Kramik			0,1668
Ducting Mekanikal			0,2943
Plafon dan Rangka			0,1373
Spesi	21	0,03	0,6180
Pasir	1600	0,05	0,7848
Partisi			0,9810
Total			6,5138

Tabel 4. 4 Beban Mati Tambahan (Dinding)

Jenis Beban	Berat Volume (kg/m ³)	Tebal (m)	Tinggi (m)	Berat (kN/m)
Bata	450	0,01	3,5	15,451
Spesi	21	0,06	3,5	4,326
Total				19,777
Total dinding 70% (Karena void)				13,844

2. Beban Hidup

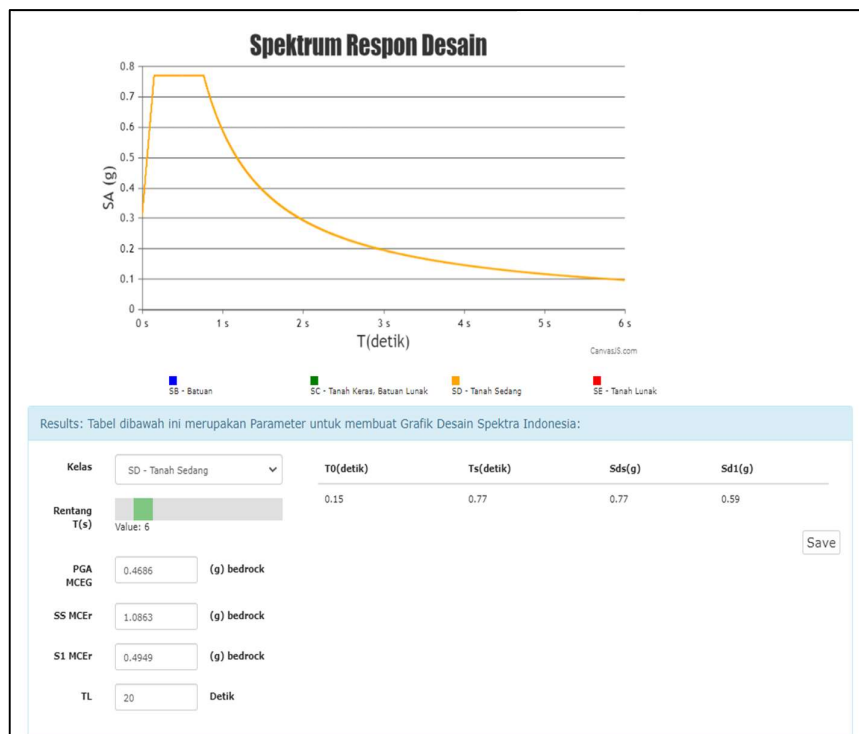
Beban hidup adalah semua beban yang tidak tetap, kecuali beban angin, beban gempa, dan pengaruh-pengaruh khusus yang diakibatkan oleh penurunan pondasi, susut, selisih suhu, pemasangan (*erection*), dan pengaruh-pengaruh lainnya. Meskipun dapat berpindah-pindah namun dalam analisis perhitungan beban hidup masih dianggap bekerja secara perlahan pada struktur. Beban hidup hitung berdasarkan perhitungan matematis dan menurut kebiasaan yang berlaku pada pelaksanaan konstruksi di Indonesia. Beban hidup untuk lantai diambil berdasarkan fungsional bangunan sesuai dengan SNI 1727-2020. Untuk fungsi bangunan sebagai gedung apartemen, digunakan beban hidup (QL) sebesar 1,92 kN/m² berlaku pada ruangan (kursi yang dapat dipindahkan dan juga panggung pertemuan, Serta menurut SNI 1727-2020 beban hidup untuk struktur atap adalah sebesar 0,96 kN/m².

Tabel 4. 5 Beban Hidup

Jenis Beban Hidup	Berat (kN/m ²)
Lantai	1,92
Atap	0,96

3. Beban Gempa

Berdasarkan <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/> berikut adalah klasifikasi beban gempa pada wilayah Gejayan, Yogyakarta dengan kondisi tanah sedang beserta data gempa dan grafik respon spektrum.



Gambar 4. 7 Data Gempa daerah Gejayan dan Grafik Respon Spektrum

Setelah memperoleh data-data diatas, maka dapat dihitung beban gempa pada portal dalam suatu bangunan melalui perhitungan berikut ini.

- Kategori risiko bangunan = II
- $I_e = 1$
- $KDS = D$
- $R = 7$

$$e. C_d = 5,5$$

$$f. \Omega = 2,5$$

$$\begin{aligned} g. T &= C_t \times H_n^x \\ &= 0,0488 \times 35^{0,9} \\ &= 0,702 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h. T_{a_{\max}} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 0,702 \\ &= 0,983 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$i. T \text{ pada SAP 2000} = 1,2365 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} j. C_{s1} &= \frac{SD_{sr}}{R/I_e} \\ &= \frac{0,77}{7/1} \\ &= 0,11 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k. C_{s \max} &= \frac{SD_{1r}}{T / (R \times I_e)} \\ &= \frac{0,59}{1,2365 / (7 \times 1)} \\ &= 0,068163 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l. C_{s \min} &= 0,444 \times SD_{sr} \times I_e \\ &= 0,444 \times 0,77 \times 1 \\ &= 0,03388 \text{ g} \end{aligned}$$

$$m. C_s \text{ pakai} = 0,068163$$

$$\begin{aligned} n. \text{Nilai } V &= C_s \text{ pakai} \times \text{Berat Bangunan Total} \\ &= 0,068163 \times 43228,07 \text{ kN} \\ &= 2946,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

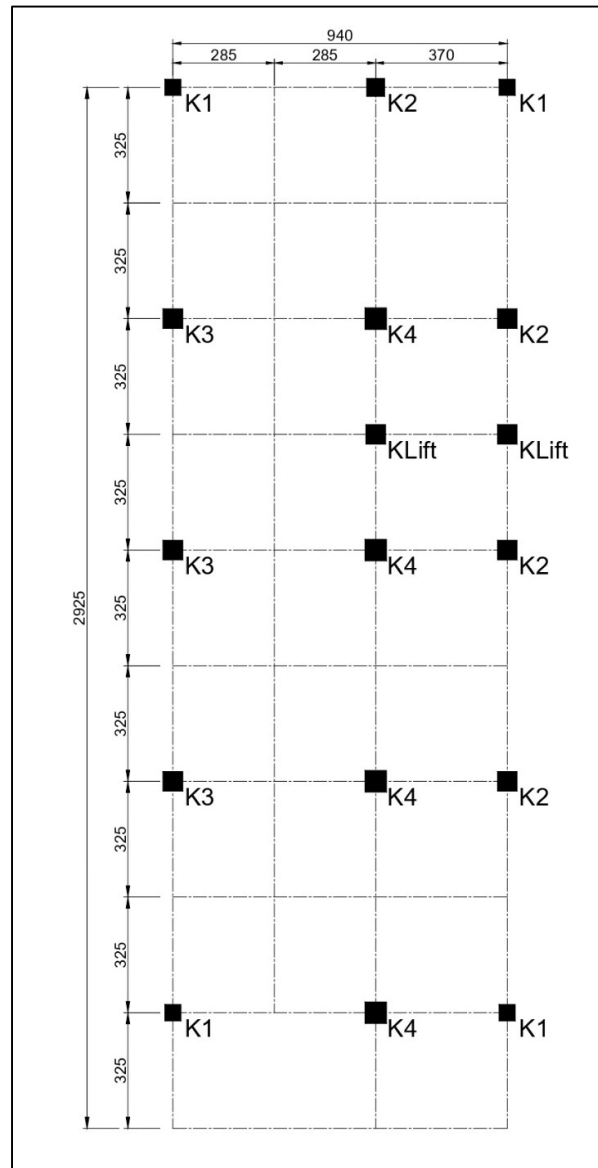
4.6. Kodefikasi

Kodefikasi merupakan pemberian nama atau kode yang berfungsi untuk memudahkan dalam membaca suatu gambar kerja. Dimana semakin banyak elemen suatu bangunan maka memiliki kode yang semakin beragam. Sehingga kodefikasi sangat membantu dalam membedakan elemen satu dengan elemen lainnya. Selain itu kodefikasi juga memudahkan suatu rancangan yang serupa dikarenakan

rancangan akan menjadi kelompok – kelompok yang memudahkan dalam peninjauan.

1. Kodefikasi Kolom

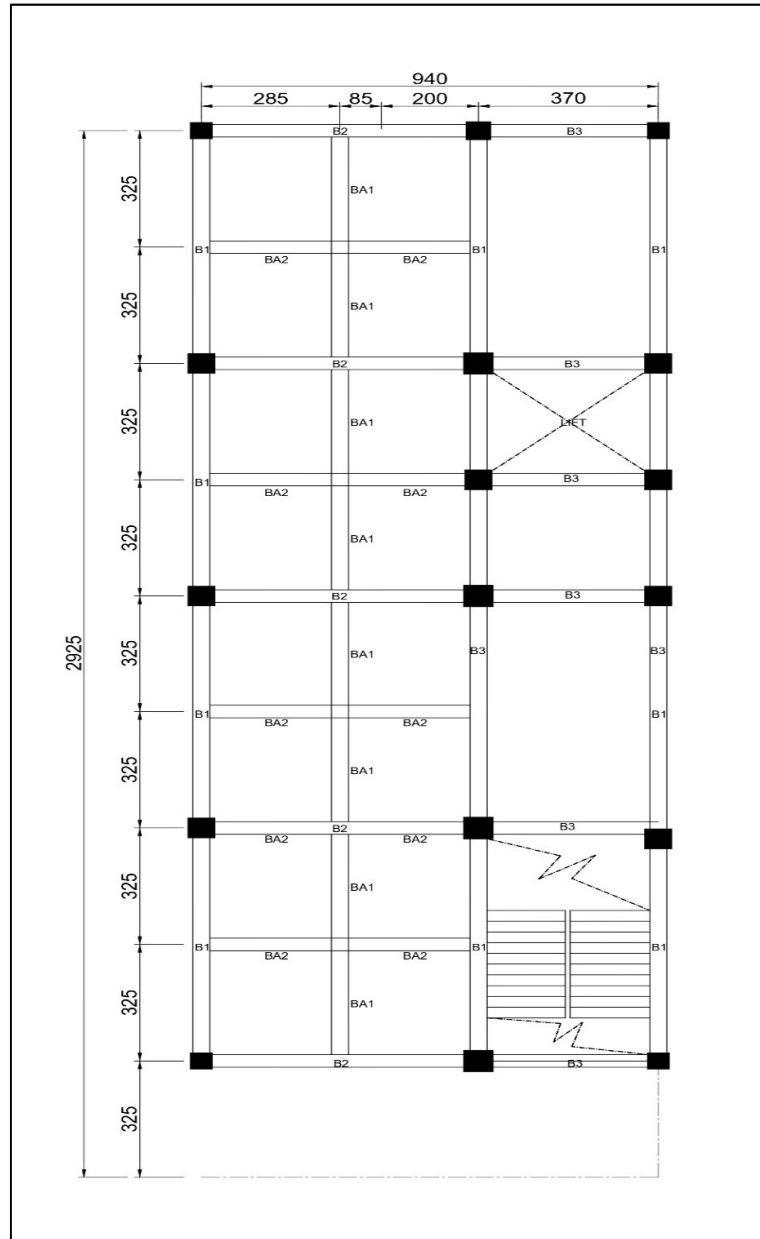
Kolom merupakan elemen struktur yang memikul beban dari balok untuk disalurkan ke pondasi. Kodefikasi kolom dapat dilihat pada gambar 4.8.



Gambar 4. 8 Kodefikasi Kolom

2. Kodefikasi Balok

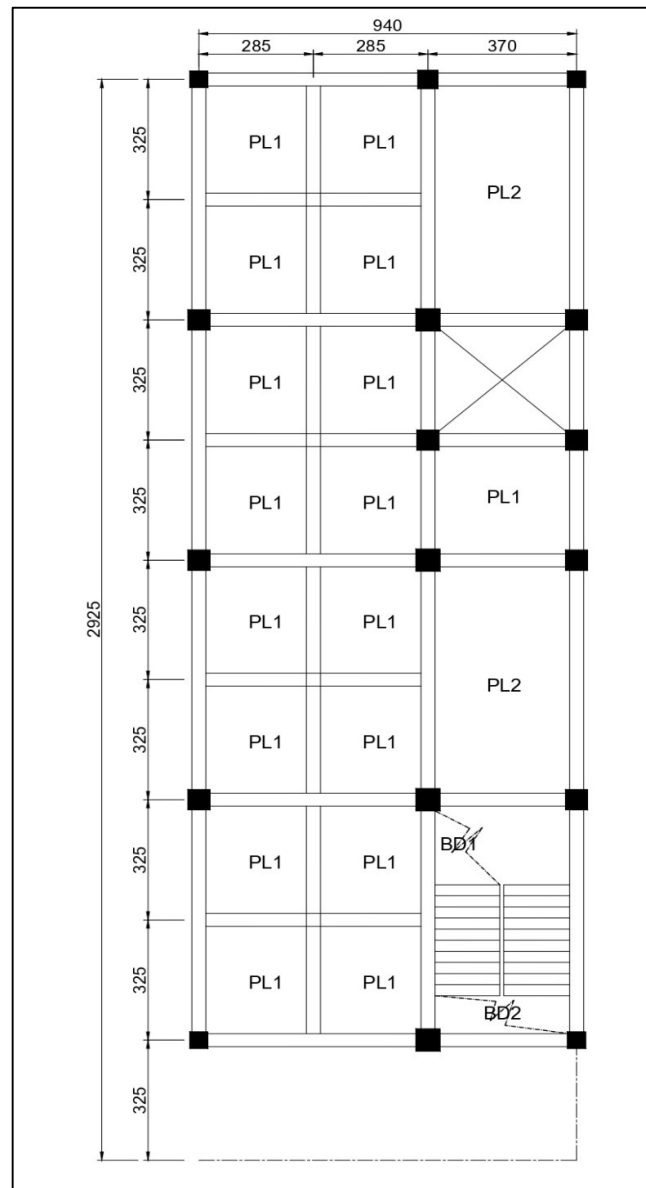
Balok adalah elemen struktur yang memikul beban dari pelat untuk disalurkan ke kolom. Balok pada umumnya dibedakan menjadi 2 yaitu balok induk dan balok anak. Kodefikasi balok dapat dilihat pada gambar 4.9 berikut.



Gambar 4. 9 Kodefikasi Balok

3. Kodefikasi Pelat

Pelat merupakan elemen struktur penopang beban pertama yang bekerja pada struktur tersebut terutama beban hidup dan beban mati. Berdasarkan jenisnya pelat di bagi menjadi 2 yaitu pelat satu arah (*one way slab*) dan dua arah (*two way slab*). Namun pada perancangan ini hanya terdapat pelat 2 arah saja. Berikut adalah kodefikasi pelat dapat dilihat pada gambar 4.10.



Gambar 4. 10 Kodefikasi Pelat

4.7. Estimasi Dimensi pada Struktur

Dalam perancangan struktur sebelum memulai perancangan terdapat perhitungan yang harus diperhatikan terlebih dahulu, salah satunya yaitu estimasi dimensi pada stuktur yang akan dirancang. Berikut adalah hal – hal yang akan diperhitungkan untuk mendapatkan dimensi sesuai aturan yang berlaku.

1. Estimasi Dimensi Balok

Berdasarkan gambar 5. 4 dan 5. 5 balok dibagi menjadi dua yaitu balok induk dan balok anak. Dalam menentukan dimensi balok, salah satu yang memengaruhinya adalah panjang bentang balok tersebut. Untuk menentukan dimensi pada balok induk dan balok anak dapat dilihat pada persamaan berikut ini.

$$h = \frac{1}{10} \times L$$

$$b = \frac{1}{2} \times h$$

Keterangan:

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

L = panjang bentang balok (mm)

a. Dimensi Balok Induk 1 (B1)

Berdasarkan gambar 5. 5 diketahui panjang bentang (L) adalah 6500 (mm). Sketsa dimensi balok dapat dilihat pada gambar 4.11



Gambar 4. 11 Dimensi Balok Induk

Maka perhitungan dimensi B1 adalah sebagai berikut.

$$h = \frac{1}{10} \times L$$

$$h = \frac{1}{10} \times 6500$$

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

$$b = \frac{1}{2} \times h$$

$$b = \frac{1}{2} \times 650$$

$$b = 325 \text{ mm}$$

Dari perhitungan di atas, diperoleh hasil dimensi B1 yaitu dengan tinggi (h) sebesar 650 mm dan lebar (b) 325 mm untuk mempermudah pekerjaan maka h yang dipakai dibulatkan menjadi 700 mm dan b yang dipakai menjadi 350 mm.

b. Dimensi Balok Anak 1 (BA)

Berdasarkan gambar 5. 5 diketahui panjang bentang (L) adalah 6500 (mm). Sketsa dimensi balok dapat dilihat pada gambar 4.12



Gambar 4. 12 Dimensi Balok Anak

Maka perhitungan dimensi B1 adalah sebagai berikut.

$$h = \frac{1}{14} \times L$$

$$h = \frac{1}{14} \times 6500 \text{ mm}$$

$$h = 464,2857 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} \times h$$

$$b = \frac{1}{2} \times 464,2857 \text{ mm}$$

$$b = 232,1429 \text{ mm}$$

Dari perhitungan di atas, diperoleh hasil dimensi B1 yaitu dengan tinggi (h) sebesar 464,2857 mm dan lebar (b) 232,1429 mm untuk mempermudah pekerjaan maka h yang dipakai dibulatkan menjadi 500 mm dan b yang dipakai menjadi 250 mm. Adapun hasil rekapitulasi dari perhitungan estimasi balok disetiap kodefikasi balok adalah sebagai berikut.

Tabel 4. 6 Rekapitulasi Estimasi Balok

No	Kode	L	H	B	H pakai	B Pakai
		mm	mm	mm	mm	mm
1	B1	6500	650	325	700	350
2	B2	5800	580	290	600	300
3	B3	3700	370	185	500	250
4	BAY	6500	464,2857	232,1429	500	250
5	BAX	6500	464,2857	232,1429	500	250

2. Estimasi Dimensi Pelat

Berdasarkan gambar 5. 2 pelat akan dibedakan menjadi dua jenis yaitu pelat satu arah (*one way slab*) dan pelat dua arah (*two way slab*). Selain itu berdasarkan penggunaannya atau beban layannya pelat akan dibagi menjadi dua lagi yaitu pelat untuk lantai dan pelat untuk atap namun pada kali ini dikarenakan desain bangunan tidak ada pelat satu arah pada bangunan ini. Adapun perhitungan dalam estimasi ketebalan pelat adalah sebagai berikut.

a. Pelat Lantai 1 (PL1)

Dalam menentukan jenis pelat dapat ditentukan dengan menggunakan rumus $\frac{L_y}{L_x}$, dimana L_y merupakan bentang terpanjang pelat

tersebut dan L_x merupakan bentang terpendek pelat tersebut. Adapun perhitungan dalam menentukan pelat lantai adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\frac{L_y}{L_x} &= \frac{6500}{3700} \\ &= 1,7568\end{aligned}$$

Dari perhitungan yang dilakukan diatas diperoleh nilai perbandingan antara bentang panjang dan pendeknya sebesar 1,7568 dimana nilai tersebut > 2 , sehingga PL1 merupakan tipe pelat dua arah. Selanjutnya perhitungan ketebalan pelat dapat dilakukan dengan menggunakan rumus sebagai berikut.

$$\begin{aligned}L_{ny} &= L_y - (0,5 \times \text{Lebar balok tumpuan kanan}) - (0,5 \times \text{lebar balok tumpuan kiri}) \\ &= 6500 - (0,5 \times \text{lebar B3}) - (0,5 \times \text{lebar B3}) \\ &= 6500 - (0,5 \times 200) - (0,5 \times 200) \\ &= 6300 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L_{nx} &= L_x - (0,5 \times \text{Lebar balok tumpuan kanan}) - (0,5 \times \text{lebar balok tumpuan kiri}) \\ &= 3700 - (0,5 \times \text{lebar B1}) - (0,5 \times \text{lebar B1}) \\ &= 3700 - (0,5 \times 350) - (0,5 \times 350) \\ &= 3350 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= \frac{L_{ny}}{L_{nx}} \\ &= \frac{6300}{3350} \\ &= 1,8806\end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai β untuk PL 1 adalah sebesar 1,8806. Maka langkah selanjutnya adalah menghitung nilai kekakuan α_{fm} yang dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$X_{m1} = \frac{I_{b1}}{I_{p1}} = \frac{\frac{1}{12} \times 350 \times 700^2}{\frac{1}{12} \times 6500 \times 150^2} = 5,4724$$

$$X_{m2} = \frac{I_b}{I_{p1}} = \frac{\frac{1}{12} \times 350 \times 700^2}{\frac{1}{12} \times 3700 \times 150^2} = 1,025$$

$$\alpha_{fm} = \frac{(5,4724 + 1,025)}{2} = 3,2487$$

Karena nilai α_{fm} rata – rata sebesar 3,2487 dan nilai tersebut lebih besar dari 2 maka hal yang dilakukan untuk menghitung tinggi minimum adalah sebagai berikut.

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

$$= \frac{3250(0,8 + \frac{390}{1400})}{36 + (9 \times 1,8806)}$$

$$= 80,306 \text{ mm}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai tebal pelat minimum sebesar 80,306 mm. Tebal pelat yang dipakai (h pakai) sesuai dengan ketentuan. Maka h pakai adalah sebesar 150 mm. Adapun rekapitulasi estimasi dimensi pelat dapat dilihat pada Tabel berikut.

Tabel 4. 7 Rekapitulasi Estimasi Dimensi Pelat

No	Kode	Tipe	h	H pakai
			mm	mm
1	PL 1	Pelat Dua Arah	80,306	150
2	PL 2	Pelat Dua Arah	80,306	150

3. Estimasi Dimensi Kolom

Dalam merencanakan dimensi kolom yang akan diperhitungkan dalam perencanaan struktur, akan ada beberapa pengaruh dari luas pada pelat serta beban Q ultimatanya. Akan ada 4 kode kolom yang akan dihitung berdasarkan beban yang dipikul oleh kolom tersebut sesuai faktor – faktor yang memengaruhinya. Adapun perhitungan dalam menentukan dimensi kolom sesuai yang disyaratkan dalam SNI adalah sebagai berikut.

$$P = P_l + P_d$$

$$P_u \text{ Maks} = Q_u \times \text{Total Lantai Tingkat Bangunan}$$

$$A_g \text{ Perlu} = P_u / 1/3 \times f'_c$$

$$B = H \text{ Perlu} = \sqrt{A_g \text{ perlu}}$$

Dimana :

P = Tekanan Ultimate (kN)

P_u Maks = Tekanan Maksimum (kN)

A_g Perlu = Luasan Gross (mm)

B = Lebar perlu (mm)

H = Tinggi perlu (mm)

Tabel 4. 8 Rekapitulasi Estimasi Dimensi Kolom

No	Kode	H	B
		mm	mm
1	K1	450	450
2	K2	500	500
3	K3	600	600
4	K4	600	600
5	KLIFT	500	500

4.8. Kombinasi untuk Pembebanan Struktur

Dalam pembebanan struktur ada beberapa aturan – aturan yang harus dipenuhi. Kombinasi pembebanan untuk struktur yang akan dihitung adalah sebagai berikut.

1. Kombinasi Pembebanan

Adapun kombinasi pembebanan pada struktur dalam SAP 2000 v.22 yang akan dilakukan sebagai berikut.

- a. Comb 1 = 1,4 D
- b. Comb 2 = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 Lr
- c. Comb 3 = 1,2 D + 1 L + 1,6 Lr
- d. Comb 6.1 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1pE1 + L
- e. Comb 6.2 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1pE2 + L
- f. Comb 6.3 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1pE3 + L
- g. Comb 6.4 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1pE4 + L
- h. Comb 6.5 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1pE5 + L
- i. Comb 6.6 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1pE6 + L
- j. Comb 6.7 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1pE7 + L

- k. $\text{Comb 6.8} = (1,2 + 0,2 \text{ Sds}) D + 1\rho E8 + L$
- l. $\text{Comb 7.1} = (0,9 - 0,2 \text{ Sds}) D + 1\rho E1$
- m. $\text{Comb 7.2} = (0,9 - 0,2 \text{ Sds}) D + 1\rho E2$
- n. $\text{Comb 7.3} = (0,9 - 0,2 \text{ Sds}) D + 1\rho E3$
- o. $\text{Comb 7.4} = (0,9 - 0,2 \text{ Sds}) D + 1\rho E4$
- p. $\text{Comb 7.5} = (0,9 - 0,2 \text{ Sds}) D + 1\rho E5$
- q. $\text{Comb 7.6} = (0,9 - 0,2 \text{ Sds}) D + 1\rho E6$
- r. $\text{Comb 7.7} = (0,9 - 0,2 \text{ Sds}) D + 1\rho E7$
- s. $\text{Comb 7.8} = (0,9 - 0,2 \text{ Sds}) D + 1\rho E8$

Jumlah dari seluruh kombinasi adalah 19 kombinasi yang akan dimasukkan berdasar SNI. Untuk mempermudah perhitungan yang akan di input kedalam SAP 2000, maka akan dilakukan perhitungan terlebih dahulu sesuai dengan Sds pada kombinasi 6 dan 7 saja. Nilai Sds yang diambil dari perhitungan respon spektrum yang telah dilakukan adalah sebesar 0,88 sedangkan nilai ρ berdasarkan SNI yaitu $\rho = 1$.

2. Memasukan Kombinasi Pembebanan ke dalam Program SAP 2000
Adapun langkah – langkah dalam menginput kombinasi pembebanan adalah sebagai berikut.

Klik pada bagian

Define → Load Combination → Add New Combo

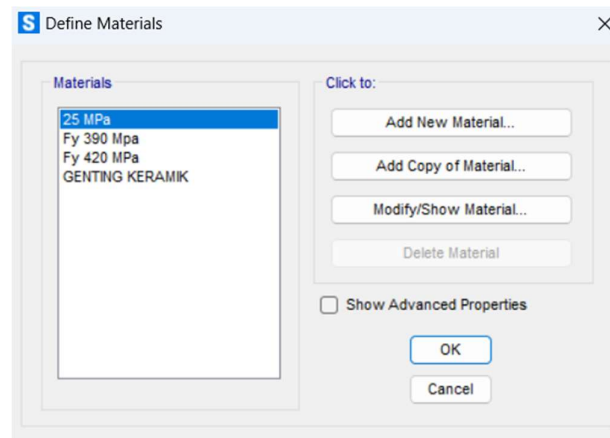
Kemudian masukan nama kombinasi pembebanan yang akan dibuat sesuai dengan perhitungan kombinasi. Setelah selesai memasukan semua kombinasi klik ok.

4.9. Analisis Struktur

1. Kodefikasi Elemen Struktur

Adapun langkah – langkah dalam memberikan kodefikasi untuk dimasukan kedalam program analisis struktur SAP 2000 adalah sebagai berikut

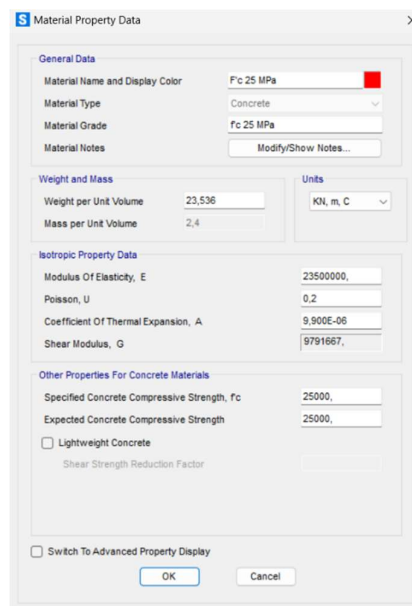
- a. Klik *define* dan pilih dibagian *materials*



Gambar 4. 13 Define Materials

- b. Pada *define materials* klik *add new materials* dan masukan 3 material yang akan didesain yaitu material beton, material baja untuk tulangan utama dan material baja untuk tulangan sengkang

- 1) Material tipe = *Concrete* (beton)
- F'_c = 25 MPa
- Weight unit per volume* = 23,536 Kn,m,C.
- Modulus elastisitas (E) = $4700\sqrt{25}$



Gambar 4. 14 Materials Property Data Concrete

- 2) Material tipe = Baja Tulangan F'y 420 MPa
 F'y = 420 MPa
 Fu = 550 MPa
Weight unit per volume = 76,9729 Kn,m,C.
 Modulus elastisitas (E) = 200000 N,mm,C.

Gambar 4. 15 *Materials Property Data* Baja Tulangan F'y 420 MPa

- 3) Material tipe = Baja Tulangan F'y 390 MPa
 F'y = 390 MPa
 Fu = 500 MPa
Weight unit per volume = 76,9729 Kn,m,C.
 Modulus elastisitas (E) = 200000 N,mm,C.

Gambar 4. 16 Materials Property Data Baja Tulangan F'y 390 MPa

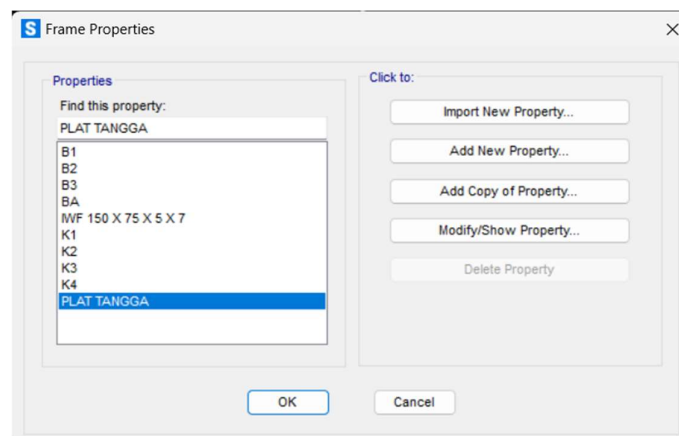
2. Membuat Elemen – Elemen Struktur (Balok, Kolom dan Pelat Tangga)
 Pembuatan elemen – elemen struktur dilakukan dengan dimensi penampang yang telah ditentukan dalam *preliminary* struktur yang telah dilakukan. Cara memasukan kedalam program SAP 2000 adalah sebagai berikut.

Klik Define → Section properties → Frame Section → Add New Property

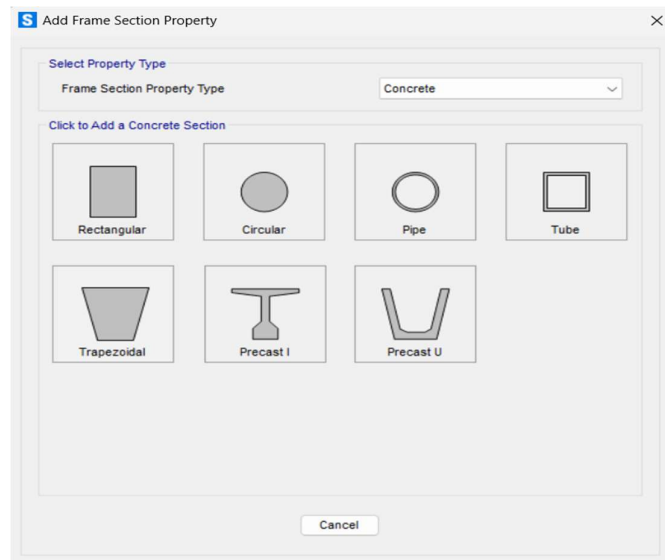
Lalu buat frame properties dengan dimensi sebagai berikut.

Tabel 4. 9 Dimensi *Frame*

No	Kode	H	B	H pakai	B Pakai
		mm	mm	mm	mm
1	B1	650	325	700	350
2	B2	580	290	600	300
3	B3	370	185	500	250
4	BAY	464,2857	232,1429	500	250
5	BAX	464,2857	232,1429	500	250
6	K1	450	450	450	450
7	K2	500	500	500	500
8	K3	600	600	600	600
9	K4	600	600	600	600
10	KLIFT	500	500	500	500
11	PELAT TANGGA	300	1850	300	1850

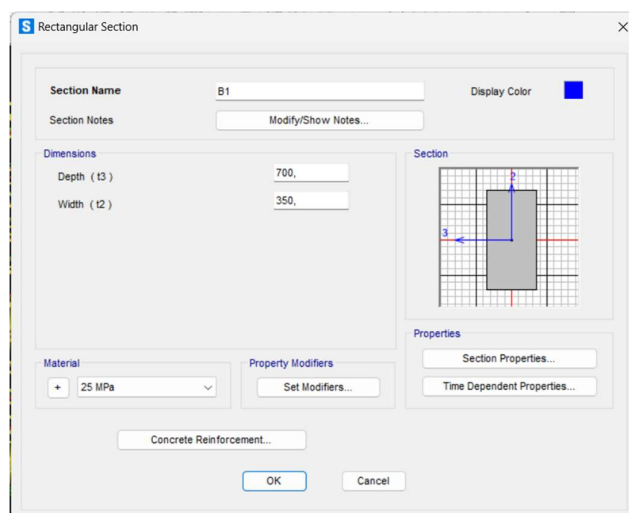
**Gambar 4. 17 *Frame Properties***

- b. Untuk balok, pelat tangga, dan kolom pilih tipe frame section concrete, kemudian pilih bentuk *rectangular* untuk sectionnya.



Gambar 4. 18 Concrete Section

- c. Sesuaikan dimensi dan jenisnya pada bagian *concrete reinforcement*, sesuaikan juga tulangan pokok atau *longitudinal* (F_y 420 MPa) dan tulangan sengkangnya atau *confinement* (F_y 395 MPa). Untuk bagian tipe pilih *beam* (untuk balok) dan *column* (untuk kolom). Tebal selimut dapat diatur dibagian *concrete cover to longitudinal rebar center*, tebal selimut kolom dan balok adalah 40 mm.



Gambar 4. 19 Rectangular Section

S Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + Fy 420 MPa

Confinement Bars (Ties) + Fy 390 Mpa

Design Type

☐ Column (P-M2-M3 Design)

☒ Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top 40,

Bottom 40,

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	0,	0,
Bottom	0,	0,

OK Cancel

Gambar 4. 20 Reinforcement

- d. Untuk mempermudah membuat elemen – elemen yang sama gunakan fitur *add copy of property* dan ubah dimensinya sesuai dimensi yang telah ditentukan.

S Frame Properties

Properties

Find this property:

- B1
- B2
- B3
- BA
- IVF 150 X 75 X 5 X 7
- K1
- K2
- K3
- K4
- PLAT TANGGA

Click to:

Import New Property...

Add New Property...

Add Copy of Property...

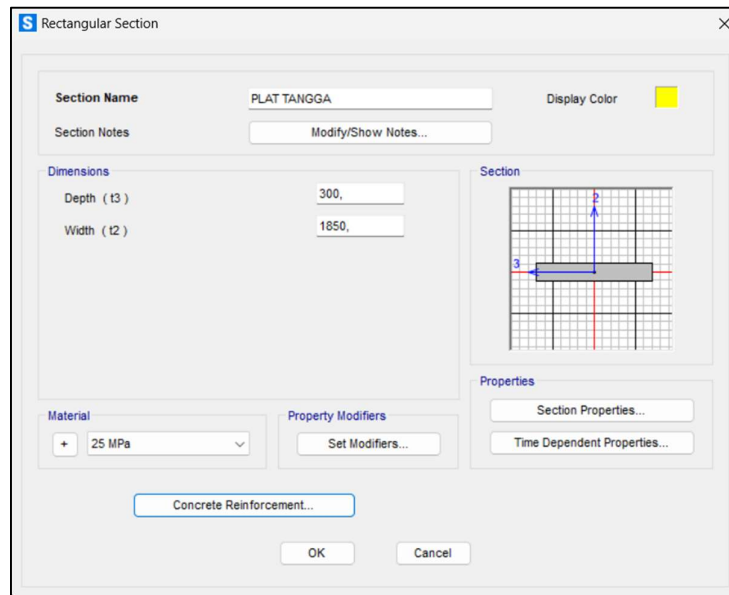
Modify/Show Property...

Delete Property

OK Cancel

Gambar 4. 21 Add Copy of Property

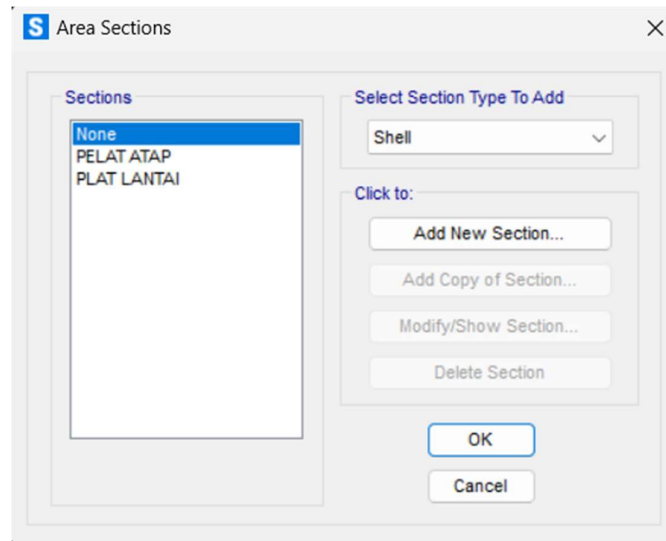
- e. Lalu untuk pelat bisa menggunakan *add copy of property* pada balok. Ubah dimensi pelat tangga ke 300 mm x 1850 mm dikarenakan dalam pemodelan SAP 2000, memodelkan pelat tangga sama seperti memodelkan balok.



Gambar 4. 22 Pemodelan *Property* pada Pelat Tangga

3. Membuat Elemen Pelat Lantai
- Pemodelan pada pelat lantai sesuai dengan dimensi yang direncanakan. Adapun langkah – langkah memodelkan pelat atap kedalam program SAP 2000 adalah sebagai berikut.

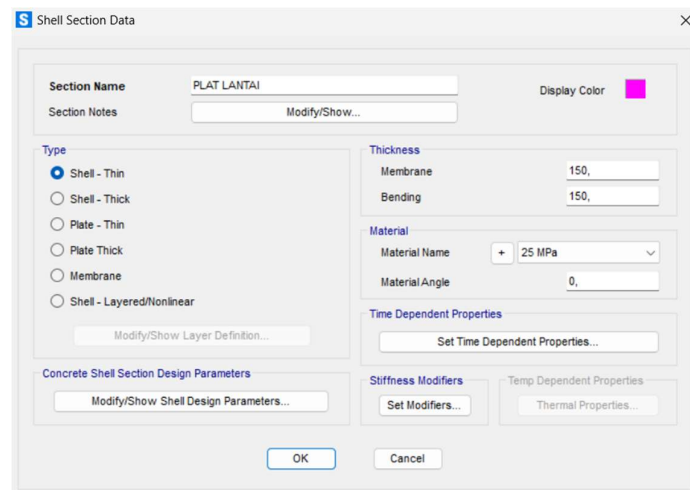
Klik Define → Section properties → Area Section → Add New Section



Gambar 4. 23 Area Section

a. Pelat Lantai

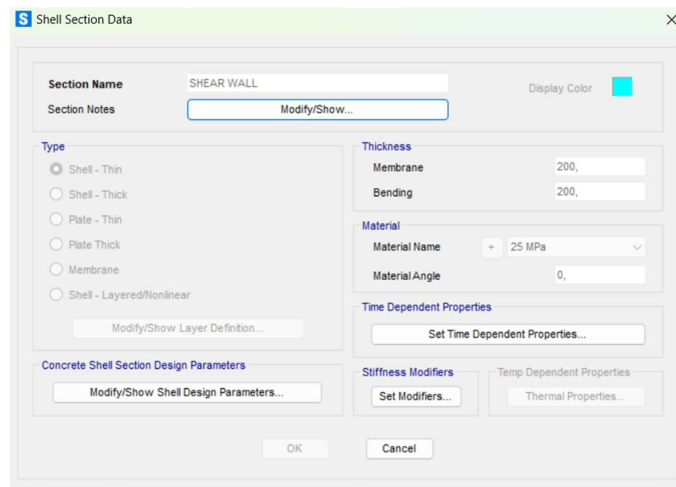
Pilih dengan tipe shell-thin untuk pelat lantai dan beri nama untuk area section tersebut sesuai dengan penamaan atau kodefikasi. Ubah *material* dengan *material concrete* (f_c 25 MPa). Pada kolom *thickness* isi dengan ketebalan 150 mm sesuai dengan ketebalan pelat yang akan didesain.



Gambar 4. 24 Shell Section Data Pelat Lantai

b. *Shear Wall*

Pilih dengan tipe shell-thin untuk pelat atap dan beri nama untuk area section tersebut sesuai dengan penamaan atau kodefikasi. Ubah *material* dengan material *concrete* (f'_c 25 MPa). Pada kolom *thickness* isi dengan ketebalan 200 mm sesuai dengan ketebalan pelat yang akan didesain.

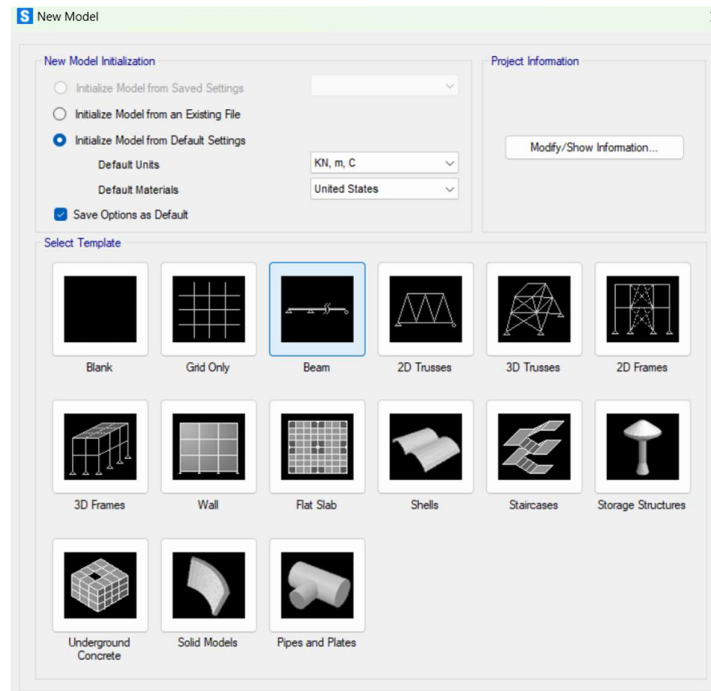


Gambar 4. 25 Shell Section Data Shear Wall

4.10. Pemodelan Struktur

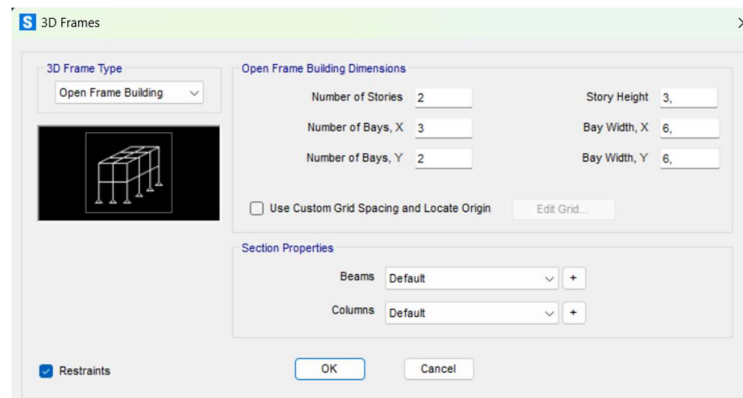
Berikut adalah langkah – langkah dalam memodelkan struktur apartemen kedalam SAP 2000.

1. Memodelkan Stuktur Gedung pada SAP 2000
 - a. Melakukan *Running* Pada Program SAP 2000. Klik *new model*, pilih *default units* N,mm,C lalu pilih *3D Frames* untuk memodelkan 3 dimensi gedung apartemen.



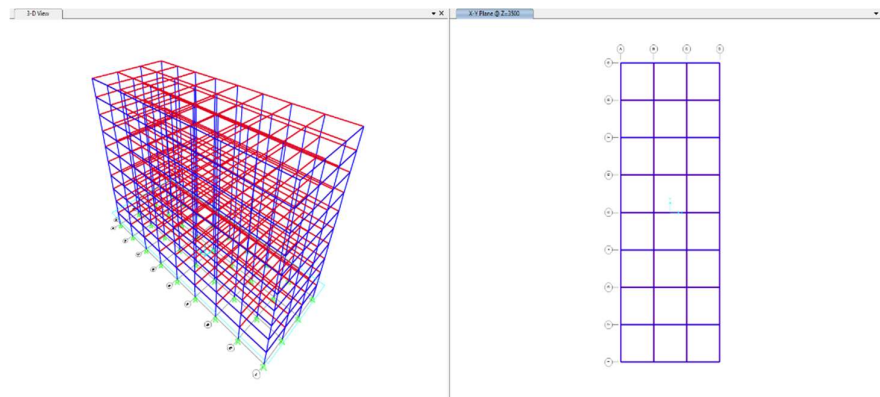
Gambar 4. 26 New Model

- b. Pilih beam – slab building pada kolom 3D frames type untuk memudahkan pemodelan karena otomatis akan terdapat pelat kolom dan balok di setiap lantainya lalu sesuaikan *story height* (tinggi per lantai), Bay Width (dimensi antar grid), number of division (jumlah grid).



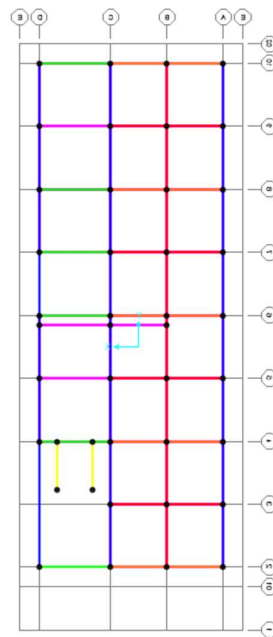
Gambar 4. 27 3D Frames

- c. Tampilan 3D dan 2D akan muncul bersebelahan sesuai dengan apa yang diinput pada langkah sebelumnya.



Gambar 4. 28 Permodelan Awal dan Penyesuaian Permodelan

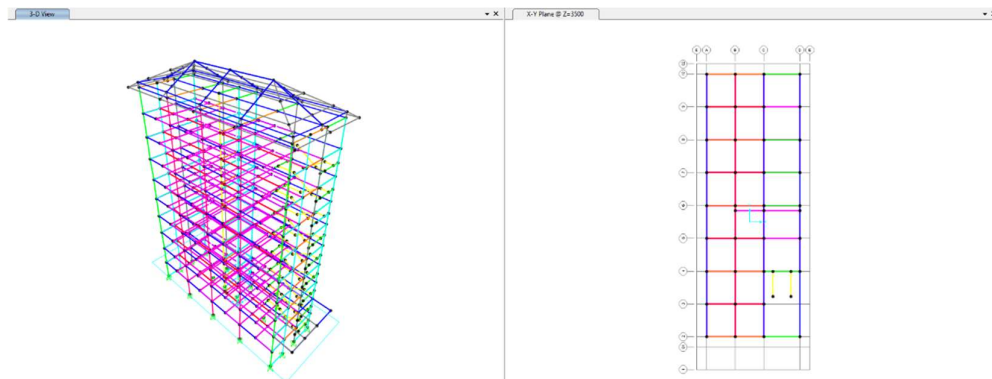
- d. Dari gambar 5. 23 kita dapat melihat bahwa belum ada balok anak yang terdesain ke dalam pemodelan tersebut. Buat balok anak dengan cara klik draw grid pada *toolbox* disamping dan gunakan fitur replicate untuk mempermudah pemodelan balok anak.



Gambar 4. 29 Pemodelan Balok Anak

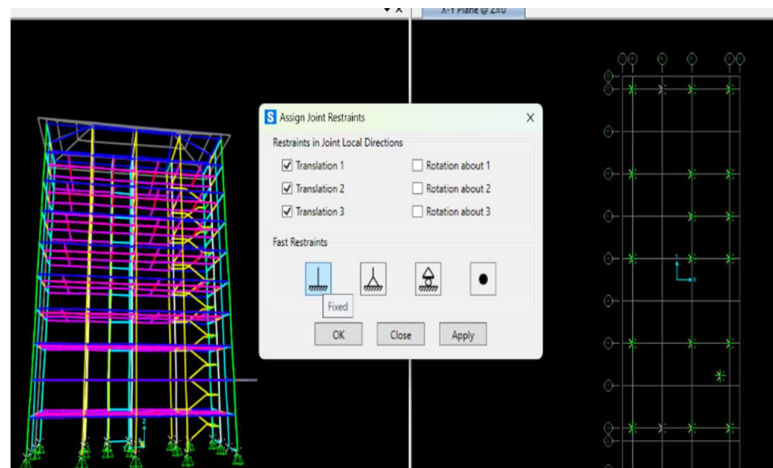
- e. Define seluruh elemen – elemen balok dan kolom yang akan dimodelkan dalam gedung apartemen ini sesuai dengan estimasi yang direncanakan sebelumnya pada bagian define section.

- f. Apabila pemodelan SAP 2000 dengan gambar perencanaan sudah sesuai maka langkah berikutnya yaitu membuat penampang untuk balok dan kolom supaya sesuai dengan dimensi yang direncanakan pada tahap *preliminary*. Select balok atau kolom pada frame section dan sesuaikan kolom, balok, dan pelat tangga yang akan digunakan klik ok apabila sudah selesai merubah dimensi.



Gambar 4. 30 Penyesuaian Dimensi Balok, Kolom dan Pelat Tangga

- g. Menerapkan pondasi jepit pada bangunan dengan cara klik pada joint – joint yang akan dijadikan pondasi kemudian Klik Assign → Joint → Restraints. Kemudian pilih pondasi jepit atau centang pada kolom Transition 1, Transition 2, dan Transition 3 dan kosongkan pada kolom lainnya untuk mendefinisikan bahwa pondasi yang dipakai adalah pondasi jepit.

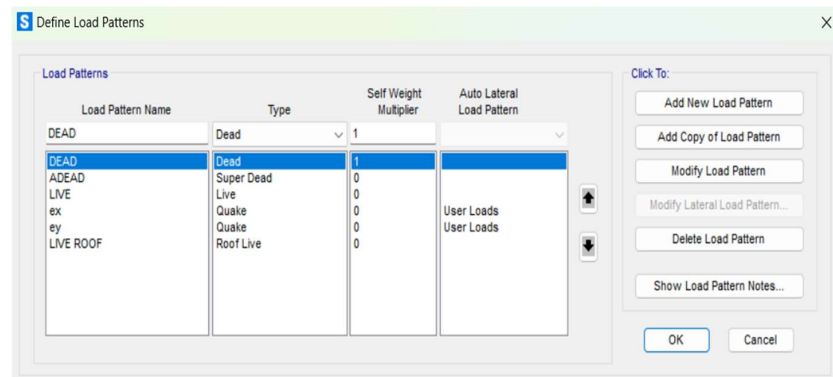


Gambar 4. 31 Assign Joint Restraints Pondasi Jepit

2. Langkah – langkah dalam melakukan pembebanan gravitasi pada program SAP 2000.

a. Menginput *load pattern* dengan langkah klik *define* lalu pilih *load pattern*

- 1) Dead → dengan type = Dead → *Self Weight* = 1 (*Modify*)
- 2) Adead → dengan type = Dead → *Self Weight* = 0 (*add*)
- 3) Live → dengan type = Live → *Self Weight* = 0 (*add*)
- 4) Live Roof → dengan type = Roof Live → *Self Weight* = 0 (*add*)

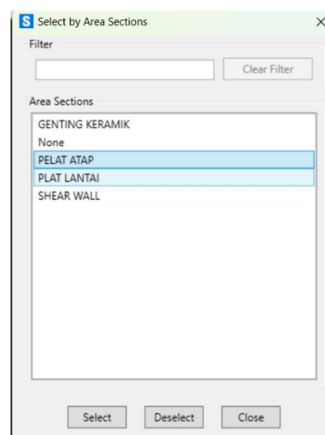


Gambar 4. 32 Load Pattern

b. Menginput beban area pada model

Memilih pelat yang akan diberikan beban dengan cara

Klik Select → *Properties* → *Area section* → Klik Select

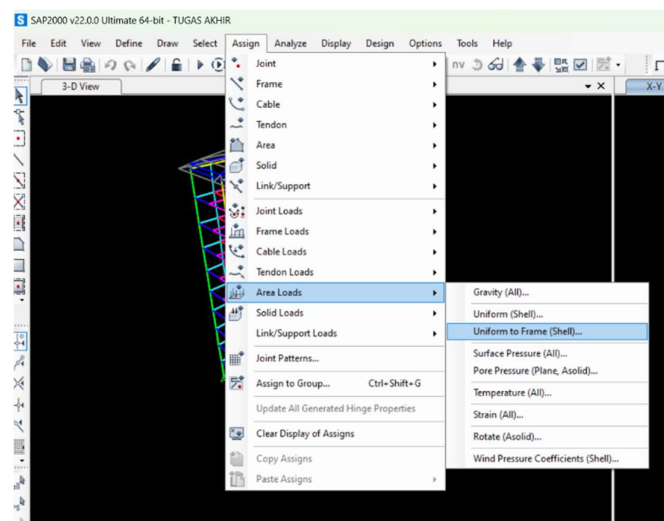


Gambar 4. 33 Select Area Section

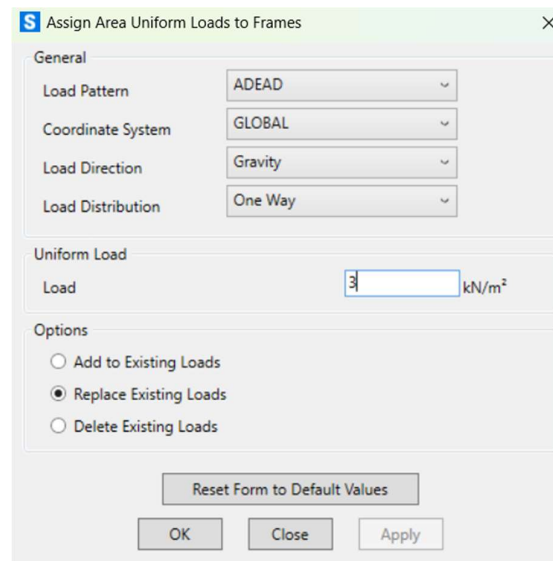
- c. Menginput beban area pada model yang sudah dipilih

Klik *Assign* → *Area Load* → *Uniform to Frame (Shell)*

Lalu masukan beban mati yang akan diinput lalu klik OK. Ulangi untuk pembebanan pada beban hidup beban hidup.



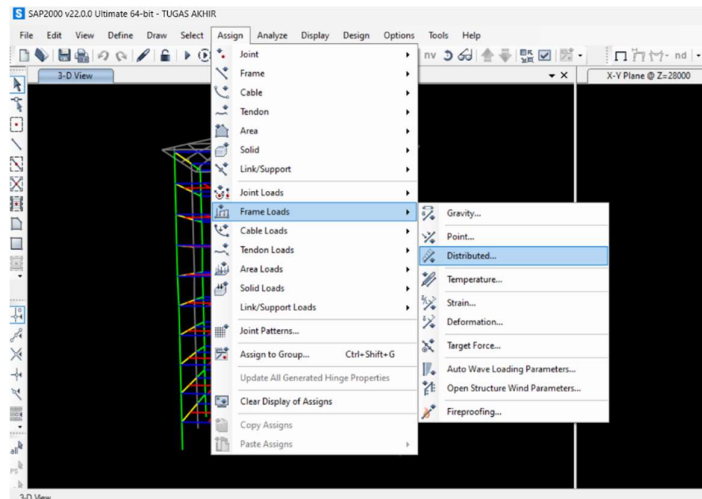
Gambar 4. 34 Assign Load Area Section



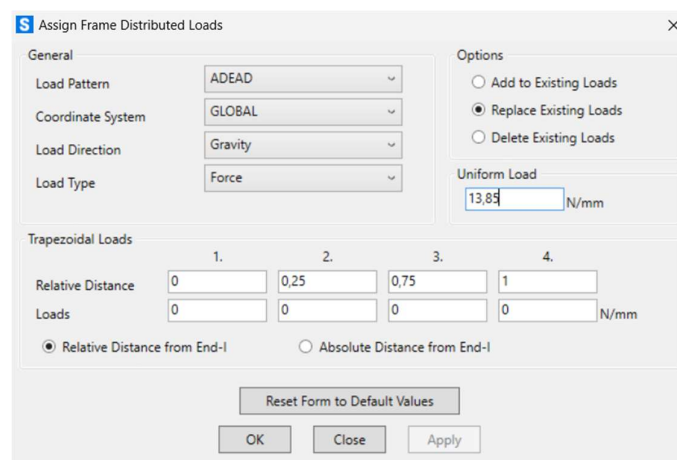
Gambar 4. 35 Input Load Area Section

- d. Menginput beban dinding perimeter dan sekat antar ruangan pada balok dengan cara *select* balok yang akan diberi beban dinding lalu

Klik *Assign* → *Frame Load* → *Distributed Load*



Gambar 4. 36 Assign Distributed Frame Load



Gambar 4. 37 Input Beban Distributed Load

3. Input I-Crack, Diafragma, dan Beban Gempa Statik untuk Menentukan Persyaratan Torsi Tak Terduga.

- a. I-Crack

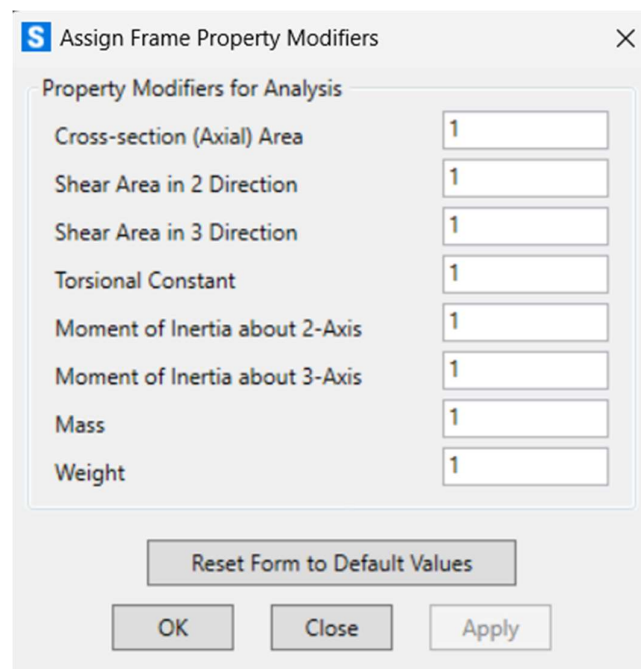
Untuk perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh beban gempa rencana, beton pada unsur – unsur struktur beton bertulang harus di perhitungkan kekakuannya yang diasumsikan beton tersebut pada kondisi penampang yang sudah retak karena tidak boleh adanya *collapse* pada struktur saat terjadi gempa. Oleh karena itu sebagai pendekatan perilaku *inelastic* struktur dianalisis secara linear, SNI 2847 2019 mengatur faktor reduksi kekakuan penampang (inersia) sebagai berikut:

Tabel 4. 10 Momen Inersia Penampang Retak

Momen Inersia	I
Balok	$0,35 I$
Kolom	$0,7 I$
Pelat	$0,25 I$

Adapun langkah – langkah untuk memasukan kedalam program SAP 2000 adalah sebagai berikut:

- 1) Merubah inersia penampang pada balok dengan cara pilih semua balok yang akan dirubah lalu klik Define → *Section Properties* → *Frame Section* → *Modify* → *Set Modifiers* lalu ubah bagian *Moment inertia of 2 axis* dan *3 axis* sesuai dengan syarat (0,35 untuk balok dan 0,7 untuk kolom). Ulangi langkah yang sama pada kolom.

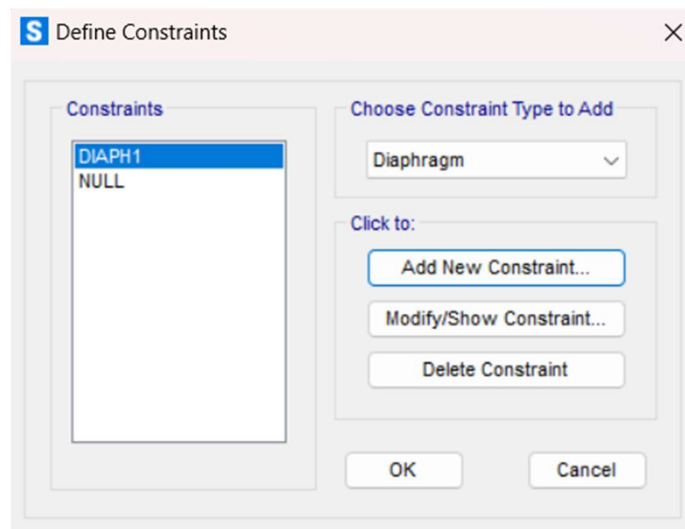
**Gambar 4. 38 Modify Property untuk Inersia Penampang Retak**

b. Diafragma

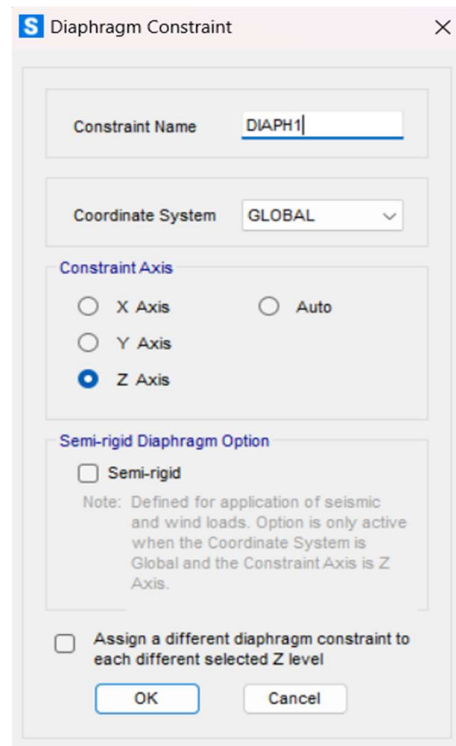
Diafragma adalah desain yang mengikat antara gelagar atau kolom untuk mendapatkan kekakuan. Diafragma pada program analisis struktur SAP 2000 dimodelkan dengan cara nodal pada ujung-ujung kolom yang

didefinisikan constraint. Menurut SNI 1726-2019, Diafragma pelat beton yang diberi penutup beton dengan perbandingan S (panjang) / D (lebar), sebesar 3 atau kurang pada struktur tanpa ketidakberaturan horizontal dapat diidealisasikan sebagai diafragma kaku. Berikut adalah cara menginput diafragma kedalam program SAP 2000 :

- 1) Klik *Define* → *Joint Constraints* → *Coinstrants Type : Diaphargm* → *Add New Constraints* → Pilih *Z axis* → pilih *semi - rigid* → pilih *Assign a different diaphragm coinstrants to each different selected Z level*.

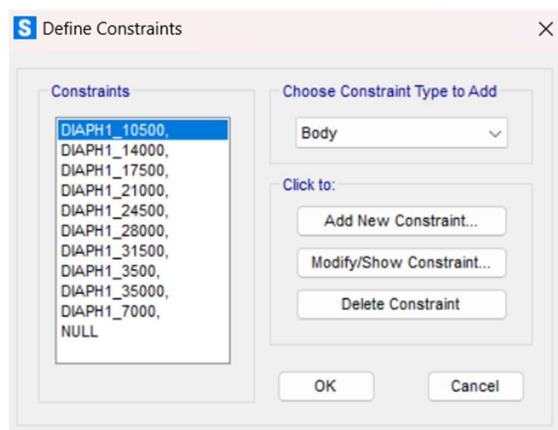


Gambar 4. 39 Input New Constrain (Diaphragm)



Gambar 4. 40 Constrain (Diaphragm)

Select tiap lantai dari lantai bawah elevasi 3,5 m sampai lantai paling atas elevasi 35 m. Lalu klik *Assign* → *Joint* → *Constraint* → Pilih Diaph1.



Gambar 4. 41 Output Constrain (Diaphragm)

c. Periode Getar Bangunan

Setiap struktur memiliki periode getar tersendiri tergantung pada desain struktur bangunan itu sendiri, dibawah ini adalah perhitungan periode getar pada bangunan yang dirancang. Setelah di analisis pada SAP 2000 T_c (periode natural yang didapat dari hasil perhitungan SAP 2000) maka dibandingkan dengan T dari hasil hitungan manual, adapun syarat untuk menentukan nilai T yang akan digunakan yaitu:

- 1) Jika $T_c > C_u \times T_a$, digunakan $T = C_u T_a$
- 2) Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$, digunakan $T = T_c$
- 3) Jika $T_c < T_a$, digunakan $T = T_a$

Dari perhitungan pada program SAP2000 didapatkan hasil sebagai berikut:

$$T_c (\text{SAP}) = 1,2365 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} T_{a \text{ min}} &= C_t \times H_n^x \\ &= 0,0488 \times 35^{0,9} \\ &= 0,702 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$C_u = 1,4 \text{ (karena } S_d1 \geq 0,4 \text{)}$$

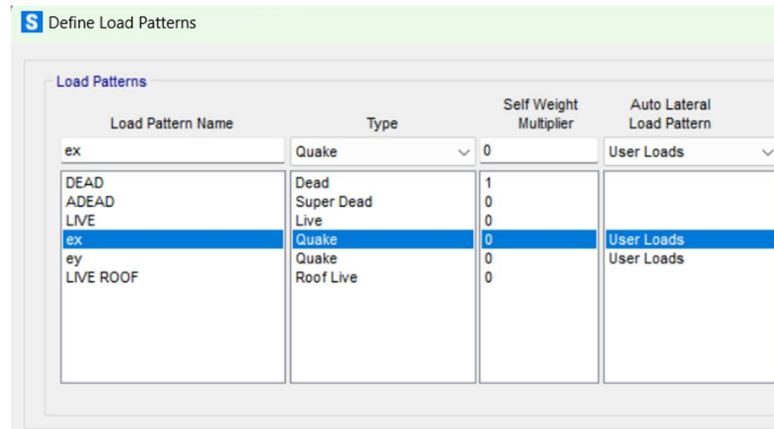
$$T_{a \text{ max}} = C_u \times T_a = 1,4 \times 0,702 = 0,983$$

Jadi $T_c > C_u \times T_a$ maka periode yang digunakan 0,983 detik

d. Torsi Tidak Terduga

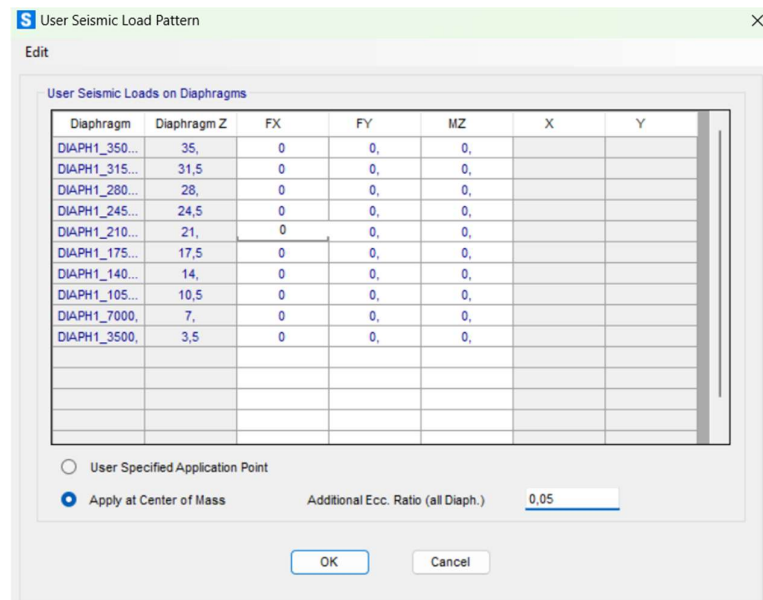
Torsi tidak terduga dari suatu struktur berasal dari munculnya eksentrisitas antara pusat massa lantai dengan pusat kekakuan pada tiap - tiap lantai. Hal tersebut dikarenakan goyangan struktur akibat gempa, maka struktur yang menahan gaya seismik (penampang kolom) akan mengalami keretakan sehingga terjadi perubahan pusat kekakuan lantai. Hal ini menyebabkan pusat kekakuan lantai tidak satu titik dengan pusat massa lantai. Guna mengakomodir kejadian tersebut maka pusat gaya gempa tiap lantai perlu digeser sejauh Δx atau Δy . Nilai pergeseran Δx atau Δy 5% dari bentang terpanjang. Adapun langkah – langkah untuk memasukan beban gempa static kedalam program SAP 2000 adalah sebagai berikut.

- 1) Klik *Define* → *Load Patterns* → Masukkan *Ex Static* dan *Ey Static* →
Type: Quake → *Auto Lateral Load Pattern : User Load*.



Gambar 4. 42 Define Load Pattern Earthquake Static (Diaphragm)

- 2) Klik *Modify Lateral Load Pattern* → klik *Apply at Center of Mass* →
Additional Ecc. Ratio : 0,05 (5%).



Gambar 4. 43 User Seismic Load Pattern

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1. Kontrol Persyaratan Ketidakberaturan Struktur

5.1.1 Ketidakberaturan Vertikal

Dalam memodelkan struktur perlu dilakukan control persyaratan ketidakberaturan pada bangunan yang disesuaikan dalam pedoman SNI 1726 – 2019. Berikut adalah persyaratan yang perlu diperhatikan untuk memenuhi SNI 1726 – 2019.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

Gambar 5. 1 Syarat Ketidakberaturan Struktur

Dari syarat diatas maka syarat mengenai ketidakberaturan vertikal dibagi menjadi 5 type.

1. Ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b

Ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b adalah kekakuan tingkat dan kekakuan tingkat berlebihan. Ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b pada struktur bangunan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5. 1 Ketidakberaturan Vertikal Type 1a Sumbu X

Joint	Z	F_x	Akumulatif	U1	Δi	K	Cek		Cek	
	mm	kN	V_x (kN)	mm	mm	kN/mm	70% KI + 1 lt	Status	80% Avg KI + 3 lt	Status
286	35000	1	1	0,087242	0,010179	98,241	0	Regular	0	Regular
285	31500	1	2	0,077063	0,01021	195,886	68,966	Regular	78,818	Regular
284	28000	1	3	0,066853	0,010318	290,754	138	Regular	118,033	Regular
283	24500	1	4	0,056535	0,010419	383,914	204	Regular	156,472	Regular
282	21000	1	5	0,046116	0,010364	482,439	269	Regular	232,773	Regular
281	17500	1	6	0,035752	0,010016	599,042	338	Regular	309,020	Regular
280	14000	1	7	0,025736	0,009234	758,068	418	Regular	390,488	Regular
279	10500	1	8	0,016502	0,007874	1016,002	526	Regular	488,459	Regular
278	7000	1	9	0,008628	0,005799	1551,992	700	Regular	626,429	Regular
277	3500	1	10	0,002829	0,002829	3534,818	1055	Regular	868,986	Regular

Tabel 5. 2 Ketidakberaturan Vertikal Type 1a Sumbu Y

Joint	Z	Fx	Akumulatif	U2	Δi	K	Cek		Cek	
	mm	kN	Vx (kN)	mm	mm	kN/mm	70% KI + 1 lt	Status	80% Avg KI + 3 lt	Status
286	35000	1	1	0,126889	8E-03	0E+00	0E+00	Regular	0	Regular
285	31500	1	2	0,11892	1E-02	2E+02	0E+00	Regular	0,00	Regular
284	28000	1	3	0,107499	1E-02	2E+02	1E+02	Regular	70,05	Regular
283	24500	1	4	0,094644	1E-02	3E+02	2E+02	Regular	108,93	Regular
282	21000	1	5	0,080715	1E-02	3E+02	2E+02	Regular	185,51	Regular
281	17500	1	6	0,065853	2E-02	4E+02	2E+02	Regular	228,53	Regular
280	14000	1	7	0,050412	2E-02	5E+02	3E+02	Regular	269,91	Regular
279	10500	1	8	0,034984	1E-02	6E+02	3E+02	Regular	314,33	Regular
278	7000	1	9	0,020454	1E-02	7E+02	4E+02	Regular	371,44	Regular
277	3500	1	10	0,007914	8E-03	1E+03	5E+02	Regular	459,20	Regular

Tabel 5. 3 Ketidakberaturan Vertikal Type 1b Sumbu X

Joint	Z	Fx	Akumulatif	U1	Δi	K	Cek		Cek	
	mm	kN	Vx (kN)	mm	mm	kN/mm	60% KI + 1 lt	Status	70% Avg KI + 3 lt	Status
286	35000	1	1	0,087692	0,01015	98,522	0	Regular	0	Regular
285	31500	1	2	0,077542	0,010175	196,560	59,113	Regular	68,966	Regular
284	28000	1	3	0,067367	0,010285	291,687	117,936	Regular	103,279	Regular
283	24500	1	4	0,057082	0,010399	384,652	175,012	Regular	136,913	Regular
282	21000	1	5	0,046683	0,010363	482,486	230,791	Regular	203,677	Regular
281	17500	1	6	0,03632	0,010047	597,193	289,491	Regular	270,393	Regular
280	14000	1	7	0,026273	0,009308	752,041	358,316	Regular	341,677	Regular
279	10500	1	8	0,016965	0,008001	999,875	451,225	Regular	427,401	Regular
278	7000	1	9	0,008964	0,005973	1506,781	599,925	Regular	548,126	Regular
277	3500	1	10	0,002991	0,002991	3343,363	904,068	Regular	760,363	Regular

Tabel 5. 4 Ketidakberaturan Vertikal Type 1b Sumbu Y

Joint	Z	Fx	Akumulatif	U2	Δi	K	Cek		Cek	
	mm	kN	Vx (kN)	mm	mm	kN/mm	70% KI + 1 lt	Status	80% Avg KI + 3 lt	Status
286	35000	1	1	0,126889	8E-03	0E+00	0E+00	Regular	0	Regular
285	31500	1	2	0,11892	1E-02	2E+02	0E+00	Regular	0,00	Regular
284	28000	1	3	0,107499	1E-02	2E+02	1E+02	Regular	61,29	Regular
283	24500	1	4	0,094644	1E-02	3E+02	1E+02	Regular	95,31	Regular
282	21000	1	5	0,080715	1E-02	3E+02	2E+02	Regular	162,32	Regular
281	17500	1	6	0,065853	2E-02	4E+02	2E+02	Regular	199,96	Regular
280	14000	1	7	0,050412	2E-02	5E+02	2E+02	Regular	236,17	Regular
279	10500	1	8	0,034984	1E-02	6E+02	3E+02	Regular	275,04	Regular
278	7000	1	9	0,020454	1E-02	7E+02	3E+02	Regular	325,01	Regular
277	3500	1	10	0,007914	8E-03	1E+03	4E+02	Regular	401,80	Regular

2. Ketidakberaturan vertikal tipe 2

Ketidakberaturan vertikal tipe 2 adalah Ketidakberaturan massa. Ketidakberaturan vertikal tipe 2 pada struktur bangunan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5. 5 Ketidakberaturan Vertikal Type 2

Lantai	W(kN)	150% $W_i + 1I_t$	Status
10	1537,10	0	Regular
9	4651,88	2305,655091	Irregular
8	4651,88	6977,824467	Regular
7	4651,88	6977,824467	Regular
6	4651,88	6977,824467	Regular
5	4651,88	6977,824467	Regular
4	4651,88	6977,824467	Regular
3	4651,88	6977,824467	Regular
2	4651,88	6977,824467	Regular
1	4651,88	6977,824467	Regular

3. Ketidakberaturan vertikal tipe 3

Ketidakberaturan vertikal tipe 3 adalah ketidakberaturan geometri struktur. Ketidakberaturan vertikal tipe 3 pada struktur bangunan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5. 6 Ketidakberaturan Vertikal Type 3 Arah Sumbu X

Lantai	d_i (m)	$d_i \times d_i + 1 I_t$	Status
10	9,5	0	Regular
9	9,5	12,35	Regular
8	9,5	12,35	Regular
7	9,5	12,35	Regular
6	9,5	12,35	Regular
5	9,5	12,35	Regular
4	9,5	12,35	Regular
3	9,5	12,35	Regular
2	9,5	12,35	Regular
1	9,5	12,35	Regular

Tabel 5. 7 Ketidakberaturan Vertikal Type 3 Arah Sumbu Y

Lantai	di (m)	di x di + 1 Lt	Status
10	26	0	Regular
9	26	33,8	Regular
8	26	33,8	Regular
7	26	33,8	Regular
6	26	33,8	Regular
5	26	33,8	Regular
4	26	33,8	Regular
3	26	33,8	Regular
2	26	33,8	Regular
1	26	33,8	Regular

4. Ketidakberaturan vertikal tipe 4

Ketidakberaturan vertikal tipe 4 adalah ketidakberaturan diskontinuitas struktur. Ketidakberaturan vertikal tipe 4 tidak jumpai pada struktur dikarenakan tidak ada kolom portal yang diskontinu dari elevasi atap hingga pondasi maka status yang diberikan yaitu regular.

5. Ketidakberaturan vertikal tipe 5

Ketidakberaturan vertikal tipe 5 adalah ketidakberaturan tingkat lemah struktur. Ketidakberaturan vertikal tipe 5 pada struktur bangunan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5. 8 Ketidakberaturan Vertikal Type 5

Lt	W (kN)	h (m)	K	W . H ^k	Cv	Vx	Vi	Status
10	1537,10	35	1,325	170841,4	0,079	0,080	0	Regular
9	4651,88	31,5	1,325	449666,2	0,210	0,290	3,632	Regular
8	4651,88	28	1,325	384692	0,179	0,470	1,620	Regular
7	4651,88	24,5	1,325	322310	0,150	0,620	1,321	Regular
6	4651,88	21	1,325	262766,1	0,122	0,743	1,198	Regular
5	4651,88	17,5	1,325	206373,6	0,096	0,839	1,130	Regular
4	4651,88	14	1,325	153549,5	0,071	0,911	1,085	Regular
3	4651,883	10,5	1,325	104882,9	0,0490	0,960	1,054	Regular
2	4651,883	7	1,325	61289,16	0,0286	0,989	1,030	Regular
1	4651,883	3,5	1,325	24463,52	0,0114	1	1,012	Regular

Adapun hasil rekapitulasi ketidakberaturan vertikal dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 5. 9 Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal

Rekapitulasi Ketidakberaturan Vertikal	
Type	Status
1a dan 1b	Regular
2	Irregular (Pada Lantai 9)
3	Regular
4	Regular
5	Regular

Adapun struktur-struktur yang didesain untuk kategori desain seismik sebagaimana yang terdapat dalam tabel 13 SNI 1726-2019 harus memenuhi persyaratan yang ditentukan. Dari penjelasan diatas maka perhitungan mengenai ketidakberaturan horizontal dibagi menjadi 5 type yaitu.

5.1.2 Ketidakberaturan Horizontal

1. Ketidakberaturan horizontal tipe 1

Ketidakberaturan horizontal tipe 1 adalah ketidakberaturan torsional struktur. Ketidakberaturan horizontal tipe 1 pada struktur bangunan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5. 10 Ketidakberaturan Horizontal Type 1 Sumbu EX

Lt	δA (m)	δB (m)	ΔA	ΔB	ΔAvg	ΔMax	$\frac{\Delta Max}{\Delta Avg}$	Status
10	0,0323	0,0265	0,0034	0,0028	0,0031	0,0034	1,1110	Regular
9	0,0289	0,0237	0,0038	0,0033	0,0035	0,0038	1,0772	Regular
8	0,0251	0,0205	0,0039	0,0033	0,0036	0,0039	1,0854	Regular
7	0,0212	0,0171	0,0040	0,0033	0,0037	0,0040	1,0917	Regular
6	0,0172	0,0138	0,0040	0,0033	0,0036	0,0040	1,0971	Regular
5	0,0132	0,0105	0,0038	0,0031	0,0035	0,0038	1,1019	Regular
4	0,0094	0,0074	0,0035	0,0028	0,0031	0,0035	1,1066	Regular
3	0,0059	0,0046	0,0029	0,0023	0,0026	0,0029	1,1126	Regular
2	0,0030	0,0023	0,0021	0,0016	0,0019	0,0021	1,1216	Regular
1	0,0009	0,0007	0,0010	0,0007	0,0009	0,0010	1,1332	Regular

Tabel 5. 11 Ketidakberaturan Horizontal Type 1 Sumbu EY

Lt	δA (m)	δB (m)	ΔA	ΔB	ΔAvg	ΔMax	$\frac{\Delta Max}{\Delta Avg}$	Status
10	0,0424	0,0424	0,0025	0,0024	0,0025	0,0025	1,0016	Regular
9	0,0399	0,0399	0,0040	0,0040	0,0040	0,0040	1,0049	Regular
8	0,0359	0,0359	0,0046	0,0046	0,0046	0,0046	1,0004	Regular
7	0,0313	0,0313	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	1,0002	Regular
6	0,0262	0,0263	0,0053	0,0053	0,0053	0,0053	1,0001	Regular
5	0,0209	0,0210	0,0053	0,0053	0,0053	0,0053	1,0003	Regular
4	0,0156	0,0156	0,0051	0,0051	0,0051	0,0051	1,0005	Regular
3	0,0105	0,0105	0,0046	0,0046	0,0046	0,0046	1,0011	Regular
2	0,0058	0,0058	0,0037	0,0038	0,0038	0,0038	1,0031	Regular
1	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	1,0023	Regular

2. Ketidakberaturan horizontal tipe 2
Ketidakberaturan horizontal tipe 2 adalah ketidakberaturan sudut dalam struktur. Ketidakberaturan horizontal tipe 2 tidak jumpai pada struktur dikarenakan bangunan yang didesain persegi dan tidak membentuk sudut dalam maka status yang diberikan yaitu regular.
3. Ketidakberaturan horizontal tipe 3
Ketidakberaturan horizontal tipe 3 adalah ketidakberaturan diskontinuitas difragma struktur. Ketidakberaturan horizontal tipe 3 pada struktur bangunan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5. 12 Ketidakberaturan Horizontal Type 3

Luas Diafragma				
NO	GRID	L(m)	H (m)	A (m²)
1	2~10	26	9,5	247
Luas Total Diafragma				247
LuasVoid				
NO	GRID	L(m)	H (m)	A (m²)
1	TANGGA	3,7	6,5	24,05
2	LIFT	3,7	3,25	12,025
Luas Total Void				36,075

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Total} &= \text{Luas Difragma} - \text{Luas Void} \\
 &= 247 - 36,075 \\
 &= 210,925 \text{ m}^2 \\
 \text{Presentase} &= 247 / 36,075 \\
 &= 15 \%
 \end{aligned}$$

Syarat untuk kriteria regular adalah kurang dari 50 %. Maka bangunan struktur dinyatakan regular.

4. Ketidakberaturan horizontal tipe 4

Ketidakberaturan horizontal tipe 4 adalah ketidakberaturan pergeseran tegak lurus bidang struktur. Dikarenakan semua kolom simetris dan tegak lurus maka dapat dinyatakan ketidakberaturan horizontal tipe 4 pada bangunan ini adalah regular.

5. Ketidakberaturan horizontal tipe 5

Ketidakberaturan horizontal tipe 5 adalah non paralel struktur. Dikarenakan bentuk bangunan pada struktur ini ortogonal maka dapat dinyatakan ketidakberaturan horizontal tipe 5 pada bangunan ini adalah regular.

Adapun hasil rekapitulasi ketidakberaturan vertikal dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 5. 13 Rekapitulasi Ketidakberaturan Horizontal

Rekapitulasi Ketidakberaturan Horizontal	
Type	Status
1	Regular
2	Regular
3	Regular
4	Regular
5	Regular

Dari hasil ketidakberaturan struktur pada bangunan ini didapatkan hasil irregular pada ketidakberaturan struktur vertikal tipe 2 yang berarti untuk memenuhi SNI 1726 – 2019 beban gempa struktur harus dianalisis menggunakan analisis respon spektrum.

5.2. Analisis Model Respon Spektrum

Analisis model respon spektrum ini dilakukan untuk memenuhi syarat karena terjadinya ketidakberaturan struktur vertikal tipe 2 pada lantai 9. Adapun langkah – langkah dalam melakukan analisis model respon spektrum adalah sebagai berikut.

1. Mendefinisikan respon spektrum pada program SAP 2000

Diketahui data pada model bangunan yaitu

$S_s = 1,0863 \text{ g}$

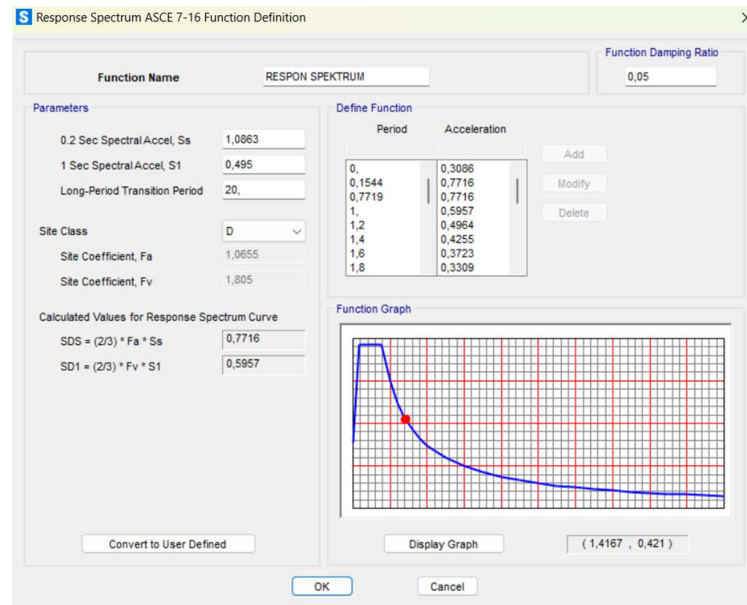
$S_1 = 0,495 \text{ g}$

$T_L = 20 \text{ s}$

Kelas Situs = D

Klik *Define* → *Function* → *Respon Spectrum* → *Type* : ASCE 7-16 →

masukan data diatas → *Name* : Respon Spektrum



Gambar 5. 2 Add Function Respon Spektrum

- a. Mendefinisikan load case beban gempa respon spektrum pada program SAP 2000

Diketahui data pada model bangunan yaitu

$$I = 1$$

$$R = 7$$

$$\text{Scale Factor} = I/R$$

$$= 1/7$$

$$= 0,1428$$

$$= 0,1428 \times 9,81$$

$$= 1,401$$

Klik *Define* → *Load Case* → *Add New Load Case* → *Type* : Respon Spektrum → *Load Case Name* : Ex RS (Untuk sumbu X) dan Ey RS (Untuk Sumbu Y) → *Modal Combination* : CQC → *Load Name* : U1 (untuk Ex RS) dan U2 (untuk Ey RS) → *Scale Factor* : 1,401

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: ExRS

Modal Combination: ☒ CQC, ☐ SRSS, ☐ Absolute, ☐ GMC, ☐ NRC 10 Percent, ☐ Double Sum

GMC f1: 1, GMC f2: 0, Periodic + Rigid Type: SRSS

Modal Load Case: ☒ Standard - Acceleration Loading, ☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	RESPON SPE	1,401
Accel	U1	RESPON SPEKT	1,401

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05

Directional Combination: ☒ SRSS, ☐ CQC3, ☐ Absolute

Mass Source: Previous (MASSA BANGUNAN)

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0, Override Eccentricities: Override...

Gambar 5. 3 Add Load Case Respon Spektrum

2. Menginput modal analisis pada program SAP 2000
 Klik *Define* → *Load Case* → *Modal* → *Mass Source* : Massa Bangunan →
Maximum Number of Modes : 100.

Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL

Stiffness to Use: ☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State, ☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Number of Modes: Maximum Number of Modes: 100, Minimum Number of Modes: 1

Load Type	Load Name	Target Mass Participation Ratios (%)	Static Correction
Accel	UX	100	No
Accel	UY	100	No
Accel	UZ	100	No

Other Parameters: Frequency Shift (Center): 0, Cutoff Frequency (Radius): 0, Convergence Tolerance: 1,000E-09, Allow Automatic Frequency Shifting: ☒

Type of Modes: ☒ Eigen Vectors, ☐ Ritz Vectors

Mass Source: MASSA BANGUNAN

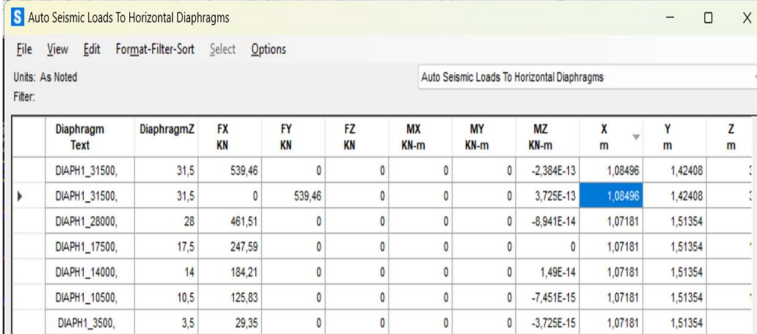
Gambar 5. 4 Load Case Data Modal

3. Penskalaan simpangan antar lantai
 Diketahui data pada model bangunan yaitu
 $S_1 = 0,495$

$$\begin{aligned}
 I &= 1 \\
 R &= 7 \\
 W \text{ (Berat bangunan)} &= 43.228,07 \\
 C_s &= \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \\
 &= \frac{0,5 \times 0,495}{\left(\frac{7}{1}\right)} \\
 &= 0,03535 \\
 C_s \times W &= 0,03535 \times 43228,07 \\
 &= 1528,42 \\
 V_t \text{ RS Sumbu X} &= 2802,844 \\
 V_t \text{ RS Sumbu Y} &= 2167,55 \\
 \text{Factor Scale X} &= C_s \times W / V_t \text{ RS sb.X} \\
 &= 1528,42 / 2802,844 \\
 &= 0,55 \\
 \text{Factor Scale Y} &= C_s \times W / V_t \text{ RS sb.Y} \\
 &= 1528,42 / 2167,55 \\
 &= 0,71
 \end{aligned}$$

4. Mencari center of mass untuk analisis simpangan antar lantai

Run *Analysis* → *Display* → *Show Tables* → *Model Definition* → *Load Pattern Definition* → *Auto Seismic - User Loads* → *Select Loads Ex&Ey*.



Diaphragm Text	DiaphragmZ	FX KN	FY KN	FZ KN	MX KN-m	MY KN-m	MZ KN-m	X m	Y m	Z m
DIAPH1_31500	31,5	539,46	0	0	0	0	-2,384E-13	1,08496	1,42408	∞
DIAPH1_31500	31,5	0	539,46	0	0	0	3,725E-13	1,08496	1,42408	∞
DIAPH1_28000	28	461,51	0	0	0	0	-8,941E-14	1,07181	1,51354	∞
DIAPH1_17500	17,5	247,59	0	0	0	0	0	1,07181	1,51354	∞
DIAPH1_14000	14	184,21	0	0	0	0	1,49E-14	1,07181	1,51354	∞
DIAPH1_10500	10,5	125,83	0	0	0	0	-7,451E-15	1,07181	1,51354	∞
DIAPH1_3500	3,5	29,35	0	0	0	0	-3,725E-15	1,07181	1,51354	∞

Gambar 5. 5 Pusat Massa Bangunan

Dapat dilihat pada gambar 5.5 center of mass pada bangunan ini didapatkan nilai $X = 1,084$ dan $Y = 1,424$

5. Analisis simpangan pusat massa

Analisis simpangan pada pusat massa dilakukan dengan cara

a. Ubah Joint restraint menjadi sendi → *Run Analysis* → Pilih *Joint* di pusat massa tiap lantai → *Display* → *Show Tables* → *Model Definition* → *Connectivity Data* → *Joint Coordinates* → *Analysis Result* → *Joint Output* → *Displacement* → *Select Load Ex_RS dan Ey_RS* → *Export Table*.

b. Mencari nilai $U1'$

Berikut adalah contoh perhitungan $U1$

$$\begin{aligned} U1' &= \text{simpangan antar lantai (SAP)} \times \text{Faktor skala} \times \\ &\quad (Cd/Ie) \\ &= 0,0277 \times 0,55 \times (5,5/1) \\ &= 0,083 \end{aligned}$$

c. Mencari nilai Δ

Berikut adalah contoh perhitungan Δ

$$\begin{aligned} \Delta &= U1' \text{ lantai } x - U1' \text{ lantai } (x-1) \\ &= 0,0817 - 0,073 \\ &= 0,0087 \end{aligned}$$

d. Mencari nilai Δ ijin

Berikut adalah contoh perhitungan Δ ijin

$$\begin{aligned} \Delta \text{ ijin} &= h_x \times 2\% \\ &= 3,5 \times 2\% \\ &= 0,07 \end{aligned}$$

Berikut adalah hasil rekapitulasi simpangan antar lantai pada tiap – tiap lantai dengan menggunakan faktor redundansi yang diambil sebesar ($\rho = 1$) dikarenakan struktur dengan denah beraturan sehingga memenuhi SNI 1726 Pasal 7.3.4.2.

Tabel 5. 14 Rekapitulasi Simpangan Pusat Massa Sumbu X

Joint	U1	Z	FS	Cd/I	U1'	Δ	hx	Δ_{ijin}	ρ	$\frac{\Delta_{ijin}}{\rho}$	Status
	m	m			m	m	m	m		m	m
286	0,0277	35	0,71	5,5	0,083	0,006	3,5	0,07	1	0,07	OK
285	0,0244	31,5	0,71	5,5	0,073	0,011	3,5	0,07	1	0,07	OK
284	0,0212	28	0,71	5,5	0,063	0,012	3,5	0,07	1	0,07	OK
283	0,0178	24,5	0,71	5,5	0,053	0,014	3,5	0,07	1	0,07	OK
282	0,0144	21	0,71	5,5	0,043	0,014	3,5	0,07	1	0,07	OK
281	0,0111	17,5	0,71	5,5	0,033	0,015	3,5	0,07	1	0,07	OK
280	0,0079	14	0,71	5,5	0,024	0,014	3,5	0,07	1	0,07	OK
279	0,0050	10,5	0,71	5,5	0,015	0,013	3,5	0,07	1	0,07	OK
278	0,0026	7	0,71	5,5	0,008	0,011	3,5	0,07	1	0,07	OK
277	0,0008	3,5	0,71	5,5	0,002	0,006	3,5	0,07	1	0,07	OK

Tabel 5. 15 Rekapitulasi Simpangan Pusat Massa Sumbu Y

Joint	U2	Z	FS	Cd/I	U2'	Δ	hx	Δijin	ρ	Δijin/ ρ	Status
	m	m			m	m	m	m		m	m
286	0,0297	35	0,71	5,5	0,116	0,006	3,5	0,07	1	0,07	OK
285	0,0282	31,5	0,71	5,5	0,110	0,011	3,5	0,07	1	0,07	OK
284	0,0254	28	0,71	5,5	0,099	0,012	3,5	0,07	1	0,07	OK
283	0,0222	24,5	0,71	5,5	0,087	0,014	3,5	0,07	1	0,07	OK
282	0,0188	21	0,71	5,5	0,073	0,014	3,5	0,07	1	0,07	OK
281	0,0151	17,5	0,71	5,5	0,059	0,015	3,5	0,07	1	0,07	OK
280	0,0113	14	0,71	5,5	0,044	0,014	3,5	0,07	1	0,07	OK
279	0,0077	10,5	0,71	5,5	0,030	0,013	3,5	0,07	1	0,07	OK
278	0,0043	7	0,71	5,5	0,017	0,011	3,5	0,07	1	0,07	OK
277	0,0016	3,5	0,71	5,5	0,006	0,006	3,5	0,07	1	0,07	OK

6. Pengaruh P-Delta

Adapun hasil dari analisis pengaruh P – delta dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 5. 16 Rekapitulasi P-Delta Sumbu X

Lantai	Px	Vx	Ie	Cd	θ	θ_{max}	Status	Status
10	1769,632	166,913	1	5,5	0,0053	0,121212	OK	No P-Delta
9	6891,292	717,347	1	5,5	0,0048	0,121212	OK	No P-Delta
8	12058,06	1155,31	1	5,5	0,0054	0,121212	OK	No P-Delta
7	17224,83	1499,12	1	5,5	0,0060	0,121212	OK	No P-Delta
6	22391,6	1773,6	1	5,5	0,0065	0,121212	OK	No P-Delta
5	27558,37	2003,46	1	5,5	0,0068	0,121212	OK	No P-Delta
4	32725,14	2194,62	1	5,5	0,0067	0,121212	OK	No P-Delta
3	37891,91	2339,82	1	5,5	0,0061	0,121212	OK	No P-Delta
2	43094,34	2429,36	1	5,5	0,0048	0,121212	OK	No P-Delta
1	48261,11	2464,77	1	5,5	0,0024	0,121212	OK	No P-Delta

Tabel 5. 17 Rekapitulasi P-Delta Sumbu Y

Lantai	Px	Vx	Ie	Cd	θ	θ_{max}	Status	Status
10	1769,632	112,47	1	5,5	0,0047	0,121212	OK	No P-Delta
9	6891,292	523,664	1	5,5	0,0072	0,121212	OK	No P-Delta
8	12058,06	852,907	1	5,5	0,0091	0,121212	OK	No P-Delta
7	17224,83	1104,66	1	5,5	0,0109	0,121212	OK	No P-Delta
6	22391,6	1301,02	1	5,5	0,0127	0,121212	OK	No P-Delta
5	27558,37	1470,03	1	5,5	0,0142	0,121212	OK	No P-Delta
4	32725,14	1624,38	1	5,5	0,0149	0,121212	OK	No P-Delta
3	37891,91	1757,56	1	5,5	0,0145	0,121212	OK	No P-Delta
2	43094,34	1852,61	1	5,5	0,0130	0,121212	OK	No P-Delta
1	48261,11	1899,73	1	5,5	0,0083	0,121212	OK	No P-Delta

a. Penskalaan Gaya Gempa

Sebelum diambil gaya dalam pada analisis SAP 2000 maka perlu dilakukan penskalaan gaya gempa dengan nilai periode yang sesuai dengan ketentuan SNI 1726 – 2019. Dimana perhitungan penskalaan gaya gempa adalah sebagai berikut.

a. $T \text{ Diambil} = 0,983 \text{ detik}$ (Karena $T_c > C_u \times T_a$ maka diambil $C_u \times T_a$)

b. $C_{s1} = S D_s / (R / I_e)$

$$\begin{aligned}
&= 0,77 / (7/1) \\
&= 0,11 \text{ g} \\
\text{c. } C_s \text{ max} &= SD1 / (T \times (R/I_e)) \\
&= 0,59 / (0,983 \times (7/1)) \\
&= 0,08573 \text{ g} \\
\text{d. } C_s \text{ min} &= 0,444 \times SDs \times I_e \\
&= 0,444 \times 0,77 \times 1 \\
&= 0,03388 \text{ g} \\
\text{e. } C_s \text{ pakai} &= 0,03388 \text{ g} \\
\text{f. Nilai V} &= C_s \text{ pakai} \times \text{Berat Bangunan Total} \\
&= 0,03388 \times 43228,066 \text{ kN} \\
&= 1464,57 \text{ kN} \\
\text{g. } V_{tx} &= 2802,844 \text{ kN} \\
\text{h. } V_{ty} &= 2167,55 \text{ kN} \\
\text{i. } FS_x &= V_{tx} / V \\
&= 2802,844 / 1464,57 \\
&= 0,52 \\
\text{j. } FS_y &= V_{ty} / V \\
&= 2167,55 / 1464,57 \\
&= 0,68 \\
\text{k. } (I/R) \times 9,81 &= 0,11 \times 9,81 \\
&= 1,401 \\
\text{l. FS input X} &= FS_x \times ((I/R) \times 9,81) \\
&= 0,52 \times 1,401 \\
&= 0,732 \\
\text{m. FS input Y} &= FS_y \times ((I/R) \times 9,81) \\
&= 0,68 \times 1,401 \\
&= 0,947
\end{aligned}$$

5.3. Perhitungan dan Penulangan Pada Pelat Lantai

Dalam perancangan struktur terdapat perhitungan yang harus diperhatikan, salah satunya adalah perhitungan pada penulangan pelat lantai. Berdasarkan panjang bentangnya pelat dibagi kedalam dua kategori yaitu dua arah dan satu arah. Namun seperti yang dijelaskan pada bab iv pelat yang akan didesain hanya terdapat pelat dua arah saja. Adapun perhitungan pada penulangan pelat dipengaruhi oleh beberapa faktor seperti panjang bentang pelat, ketebalan pelat, dan tulangan yang dipakai. Berikut ini akan dibahas perhitungan-perhitungan untuk mendapatkan penulangan sesuai dengan aturan yang berlaku. Dalam perencanaan pelat diperlukan perhitungan momen ultimate pelat berdasarkan beban hidup dan beban mati yang sudah dihitung sebelumnya. Adapun perhitungan beban ultimate adalah sebagai berikut. Beban ultimate merupakan kombinasi beban terfaktor dari beban mati (QD) dan beban hidup (QL) sesuai dengan SNI 2847-2019 didapat kombinasi beban sebagai berikut.

$$QU = 1,2QD + 1,6QL$$

Keterangan:

QU = beban ultimit terfaktor (kN/m²)

QD = beban mati (kN/m²)

QL = beban hidup (kN/m²)

Dengan menggunakan persamaan tersebut beban ultitmate (QU) didapatkan rekapitulasi sebagai berikut.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Beban pada Pelat

Fungsi	QD	QL	1,2QD + 1,6QL	Satuan
Rumah Tinggal	6,5138	1,92	10,8886	kN/m

Tabel 5.19 Rekapitulasi Momen Ultimit pada Pelat

Tipe	Mtx- (kN)	Mlx+ (kN)	Mty- (kN)	Mly+ (kN)
PL 1	21,6111	9,1573	19,7797	7,6921
PL 2	12,2204	5,96117	8,4946	1,9373

1. Analisis pelat dua arah

$$\begin{aligned}
 F'_c &= 25 \text{ MPa} \\
 F_y \text{ (D>12mm)} &= 420 \text{ MPa} \\
 F_y \text{ (D<12mm)} &= 390 \text{ MPa} \\
 \beta_1 &= 0,85 \text{ (Karena } F'_c \text{ menggunakan 25 MPa)} \\
 \epsilon_{cu} &= 0,003 \\
 \varnothing \text{ pokok} &= 10 \text{ mm} \\
 \varnothing \text{ susut} &= 10 \text{ mm} \\
 S_b &= 20 \text{ mm} \\
 L_y &= 6500 \text{ mm} \\
 L_x &= 5800 \text{ mm} \\
 L_y/L_x &= 6500 / 5800 \\
 &= 1,12069 \\
 L_{ny} &= L_y - (\frac{1}{2} B_2 + \frac{1}{2} B_2) \\
 &= 6500 - (\frac{1}{2} 300 + \frac{1}{2} 300) \\
 &= 6200 \text{ mm} \\
 L_{nx} &= L_x - (\frac{1}{2} B_1 + \frac{1}{2} B_1) \\
 &= 5800 - (\frac{1}{2} 350 + \frac{1}{2} 350) \\
 &= 5450 \text{ mm} \\
 L_n \text{ terpendek} &= 5450 \text{ mm} \\
 Q_u &= 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \\
 &= (1,2 \times 6,5318) + (1,6 \times 1,92) \\
 &= 10,8886 \text{ kN/m} \\
 M_{lx+} &= 0,001 \times Q_u \times L_x^2 \times X \\
 &= 0,001 \times 10,8886 \times (5,8^2) \times 25 \\
 &= 9,1573 \text{ kN/m} \\
 M_{tx-} &= 0,001 \times Q_u \times L_x^2 \times X \\
 &= 0,001 \times 10,8886 \times (5,8^2) \times 59 \\
 &= 21,6112 \text{ kN/m} \\
 M_{ly+} &= 0,001 \times Q_u \times L_x^2 \times X \\
 &= 0,001 \times 10,8886 \times (5,8^2) \times 21
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 7,6921 \text{ kN/m} \\
 M_{ty} - &= 0,001 \times Q_u \times L \times X^2 \times X \\
 &= 0,001 \times 10,8886 \times (5,8^2) \times 54 \\
 &= 19,7797 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 0,5 \times 1,15 \times Q_u \times L_n \\
 &= 0,5 \times 1,15 \times 6,672 \times 5450 \\
 &= 20,908 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - s_b - (\frac{1}{2}d \text{ pokok}) \\
 &= 150 - 20 - (\frac{1}{2} 10) \\
 &= 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\
 &= 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 125 \\
 &= 106250 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi = 0,75$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,75 \times V_n \\
 &= 0,75 \times 106250 \text{ N} \\
 &= 79687,5 \text{ N} \\
 &= 79,6875 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dikarenakan $V_u < \phi V_n$ jadi tidak perlu tulangan untuk geser. Berikut adalah perhitungan lentur untuk pelat

a. Tulangan tumpuan atas sumbu X

$$M_u = 21,6112 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_u / \phi \\
 &= 21,6112 / 0,9 \\
 &= 24,0124 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$B = 1000 \text{ mm (ditinjau per 1 m)}$$

$$d = 125 \text{ mm}$$

menggunakan persamaan

$$C_c \times z = M_u / \phi$$

$$\begin{aligned}
&= 0,85 \times 25 \times a \times 1000 \times (125 - \frac{1}{2} a) = 24012420 \text{ N} \\
&= 2656250 a + 10625 a^2 \quad \quad \quad = 24012420 \text{ N} \\
0 &= 10625 a^2 - 2656250 a + 24012420 \\
a &= 1 \\
b &= -250 \\
c &= 2259,9925 \\
a1 &= \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
&= \frac{250 - \sqrt{-250^2 - 4 \times 1 \times 2259,9925}}{2 \times 1} \\
&= 9,3928 \text{ mm} \\
a2 &= \frac{b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a} \\
&= \frac{-250 + \sqrt{-250^2 + 4 \times 1 \times 2259,9925}}{2 \times 1} \\
&= 250,7306 \text{ mm} \\
a \text{ pakai} &= 9,3928 \text{ mm} \\
As \ 1 &= (0,85 \times f'c \times a \times b) / f_y \\
&= (0,85 \times 25 \times 9,3928 \times 1000) / f_y \\
&= 511,791 \text{ mm}^2 \\
As \ min &= 0,002 A_g \\
&= 0,002 \times 1000 \times 150 \\
&= 300 \text{ mm}^2 \\
As \ pakai &= 511,791 \text{ mm}^2 \\
As \ terpasang &= \frac{1}{4} \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times (10)^2 \\
&= 78,54 \text{ mm}^2 \\
S &= (as \ terpasang \times b) / As \ pakai \\
&= (78,54 \times 1000) / 511,791 \\
&= 153,46 \text{ mm} \\
\text{spasi tulangan (s)} &= 150 \text{ mm (Pembulatan kebawah)} \\
\text{Spasi maksimum} &= 2 \times t \text{ dan } 450 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$= 2 \times 150$$

$$= 300 \text{ mm dan } 450 \text{ mm} > 150 \text{ mm (OK)}$$

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = b/s$$

$$= 1000 / 150$$

$$= 7 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak bersih tulangan} = s - d \text{ tulangan}$$

$$= 150 - 10$$

$$= 140 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

$$\text{As terpasang} = n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= 7 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 523,599 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap As min

As terpasang > As min maka telah memenuhi syarat

$$\text{Tinggi blok tekan (a)} = (As \times f_y) / (0,85 \times f'_c \times b)$$

$$= (523,599 \times 390) / (0,85 \times 25 \times 1000)$$

$$= 9,610 \text{ mm}$$

$$M_n = As \times f_y \times (d - \frac{1}{2} a)$$

$$= 523,599 \times 390 \times (125 - \frac{1}{2} \times 9,610)$$

$$= 24,544 \text{ kNm}$$

Cek regangan tulangan Tarik

$$c = a/\beta_1$$

$$= 9,610 / 0,85$$

$$= 11,305 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003$$

$$= \frac{(125-11,305)}{11,305} \times 0,003$$

$$= 0,03$$

Maka diambil faktor reduksi $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = M_n \times \phi$$

$$= 24,544 \times 0,9$$

$$= 22,090 \text{ kN}$$

$\phi M_n > M_u$ maka pelat yang didesain telah memenuhi syarat.

b. Tulangan lapangan atas sumbu X

$$M_u = 9,1573 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / \phi \\ &= 9,1573 / 0,9 \\ &= 10,1747 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$B = 1000 \text{ mm (ditinjau per 1 m)}$$

$$d = 125 \text{ mm}$$

menggunakan persamaan

$$\begin{aligned} C_c \times z &= M_u / \phi \\ &= 0,85 \times 25 \times a \times 1000 \times (125 - \frac{1}{2} a) = 10,174754 \text{ N} \\ &= 2656250 a + 10625 a^2 = 10,174754 \text{ N} \end{aligned}$$

$$0 = 10625 a^2 - 2656250 a + 10,174754$$

$$a = 1$$

$$b = -250$$

$$c = 957,6239$$

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\ &= \frac{250 - \sqrt{-250^2 - 4 \times 1 \times 957,6239}}{2 \times 1} \\ &= 3,8911 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_2 &= \frac{b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a} \\ &= \frac{-250 + \sqrt{-250^2 + 4 \times 1 \times 957,6239}}{2 \times 1} \\ &= 262,019 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$a \text{ pakai} = 3,8911 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_s 1 &= (0,85 \times f'_c \times a \times b) / f_y \\ &= (0,85 \times 25 \times 3,8911 \times 1000) / f_y \\ &= 212,0127 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min} = 0,002 A_g$$

$$\begin{aligned}
&= 0,002 \times 1000 \times 150 \\
&= 300 \text{ mm}^2 \\
\text{As pakai} &= 300 \text{ mm}^2 \\
\text{As terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times (10)^2 \\
&= 78,54 \text{ mm}^2 \\
S &= (\text{as terpasang} \times b) / \text{As pakai} \\
&= (78,54 \times 1000) / 300 \\
&= 261,8 \text{ mm} \\
\text{spasi tulangan (s)} &= 250 \text{ mm} \\
\text{Spasi maksimum} &= 2 \times t \text{ dan } 450 \text{ mm} \\
&= 2 \times 150 \\
&= 300 \text{ mm dan } 450 \text{ mm} > 250 \text{ mm (OK)} \\
\text{Jumlah tulangan (n)} &= b/s \\
&= 1000 / 250 \\
&= 4 \text{ buah} \\
\text{Jarak bersih tulangan} &= s - d \text{ tulangan} \\
&= 250 - 10 \\
&= 240 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \\
\text{As terpasang} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
&= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
&= 314,1593 \text{ mm}^2 \\
\text{Cek terhadap As min} & \\
\text{As terpasang} &> \text{As min maka telah memenuhi syarat} \\
\text{Tinggi blok tekan (a)} &= (\text{As} \times f_y) / (0,85 \times f'_c \times b) \\
&= (314,1593 \times 390) / (0,85 \times 25 \times 1000) \\
&= 5,7657 \text{ mm} \\
M_n &= \text{As} \times f_y \times (d - \frac{1}{2} a) \\
&= 314,1593 \times 390 \times (125 - \frac{1}{2} \times 5,7657) \\
&= 14,962 \text{ kNm} \\
\text{Cek regangan tulangan Tarik} &
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= a/\beta_1 \\
 &= 5,7657/0,85 \\
 &= 6,6783 \text{ mm} \\
 \varepsilon_s &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{(125-6,6783)}{6,6783} \times 0,003 \\
 &= 0,052
 \end{aligned}$$

Maka diambil faktor reduksi $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= M_n \times \phi \\
 &= 14,962 \times 0,9 \\
 &= 13,466 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

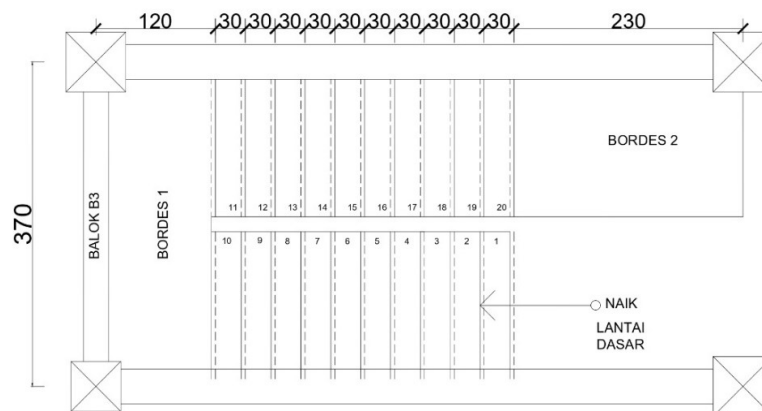
$\phi M_n > M_u$ maka pelat yang didesain telah memenuhi syarat. Berikut adalah hasil rekapitulasi seluruh pelat

Tabel 5.20 Rekapitulasi Tulangan pada Pelat

Tipe	Tumpuan X	Lapangan X	Tumpuan Y	Lapangan Y
PL 1	P10 – 150 mm	P10 – 250 mm	P10 – 150 mm	P10 – 250 mm
PL 2	P10 – 200 mm	P10 – 250 mm	P10 – 200 mm	P10 – 250 mm

5.4. Perhitungan dan Penulangan Pada Pelat Tangga

Daerah tangga didesain dengan 2 bordes dikarenakan tinggi antar lantai sama maka hanya ada 1 desain dengan mengambil momen terbesar untuk semua lantai.



Gambar 5. 6 Desain Tangga

1. Estimasi tangga

Tinggi antar lantai	$= 3,5\text{m}$
Lebar tangga	$= 1,85\text{ m}$
Lebar antrede (a)	$= 0,3\text{ m}$
Tinggi optrede (s)	$= 0,16\text{ m}$
Syarat	$= 2s + a$ $= 2 \times 0,16 + 0,3$ $= 0,62\text{ m} < 0,65\text{ m (OK!)}$
Total anak tangga	$= (\text{Htingkat} / s) - 1$ $= (350/16) - 1$ $= 20\text{ anak tangga}$
Sudut kemiringan	$= \tan^{-1} \frac{0,16}{0,3}$ $= 28,07^\circ$
Panjang tangga	$= a/s \times t$ $= 0,3 / 0,16 \times 3,5$ $= 3,3\text{ m}$
Panjang Bordes 1	$= 1,2\text{ m}$
Panjang Bordes 2	$= 2,3\text{ m}$
Panjang pelat miring	$= \sqrt{L^2 + h^2}$ $= \sqrt{3,3^2 + 3,5^2}$ $= 3,72\text{ m}$
Panjang tangga + Bordes	$= 3,72 + 1,2$ $= 4,94\text{ m}$
Tebal pelat	$= L/24$ $= 4,94/24$ $= 0,206\text{ m}$ $= 0,21\text{ m (Pembulatan)}$
Cos α	$= \text{Cos } (28,07^\circ)$ $= 0,88$
Tebal anak tangga ekuivalen	$= \frac{1}{2} \times s \times \text{Cos } \alpha$

$$= \frac{1}{2} \times 16 \times 0,88$$

$$= 7,059 \text{ cm}$$

2. Pembebanan pada tangga

Beban pada tangga terbagi menjadi 2 jenis yaitu beban mati dan beban hidup. Berikut adalah perhitungan untuk pembebanan pada tangga.

a. Beban mati (Qd)

$$\begin{aligned} Q_d &= B \times t_l \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= 1,85 \times 7,059 \times 2400 \times 0,00981 \\ &= 3,093 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Beban hidup (Ql)

$$\begin{aligned} Q_l &= \text{Lebar tangga} \times 4,79 \\ &= 1,85 \times 4,79 \\ &= 8,86 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Analisis struktur pada tangga

Dari analisis struktur pada SAP 2000 v.22 didapatkan hasil nilai momen untuk tangga sebagai berikut.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Momen pada Pelat Tangga

Momen- Tumpuan (kN)	Momen+ Lapangan (kN)	Momen+ Tumpuan (kN)	Momen Geser Ultimate (kN)
80,3809	76,2626	73,9743	105,409

4. Perhitungan struktur pada tangga

Dari rekapitulasi momen analisis struktur pada SAP 2000 v.22 maka untuk menghitung kebutuhan tulangan pada tangga adalah sebagai berikut.

a. Data untuk penulangan tangga

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

$$E_c = 4700 \sqrt{F'_c}$$

$$= 4700 \sqrt{25}$$

$$= 23500 \text{ MPa}$$

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

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

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 \\
 \varepsilon_{cu} &= 0,003 \\
 \varepsilon_y &= F_y/E_y \\
 &= 420/200000 \\
 &= 0,0021 \\
 L_y &= 6500 \text{ mm} \\
 L_x &= 1850 \text{ mm} \\
 D_{\text{pokok}} &= 16 \text{ mm} \\
 D_{\text{susut}} &= 10 \text{ mm} \\
 H_{\text{pelat}} &= 210 \text{ mm} \\
 S_b &= 20 \text{ mm} \\
 D_s &= s_b + \frac{1}{2} d_{\text{pokok}} \\
 &= 20 + 8 \text{ mm} \\
 &= 28 \text{ mm} \\
 d &= h - d_s \\
 &= 210 - 28 \\
 &= 182 \text{ mm} \\
 L_y/L_x &= 6500 / 1850 \\
 &= 3,5135 \\
 \mu_{\text{tump -}} &= 80,3809 \\
 \mu_{\text{tump +}} &= 73,9743 \\
 \mu_{\text{lap}} &= 76,2626 \\
 V_u &= 105,409 \text{ kN} \\
 \Phi_{\text{geser}} &= 0,75 \\
 V_n &= 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\
 &= 0,17 \times \sqrt{25} \times 1850 \times 182 \\
 &= 286195 \text{ N} \\
 \Phi V_n &= 0,75 \times 286195 \\
 &= 214646 \text{ N} \\
 &= 214,646 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan tulangan pokok pada daerah tumpuan

$$Mu_{tump} = 80,3809 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Mn &= Mu / \Phi \\ &= 80,3809 / 0,9 \\ &= 89,3121 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$B = 1850 \text{ mm}$$

$$d = 182 \text{ mm}$$

menggunakan persamaan

$$\begin{aligned} Cc \times z &= Mu / \Phi \\ &= 0,85 \times 25 \times a \times 1850 \times (182 - \frac{1}{2} a) = 89312111 \text{ N} \\ &= 7154875 a + 10625 a^2 = 89312111 \text{ N} \end{aligned}$$

$$0 = 10625a^2 - 7154875 a + 89312111$$

$$a = 1$$

$$b = -673,4$$

$$c = 8405,84575$$

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\ &= \frac{673,4 - \sqrt{-673,4^2 - 4 \times 1 \times 8405,84575}}{2 \times 1} \\ &= 12,723 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_2 &= \frac{b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a} \\ &= \frac{-673,4 + \sqrt{-673,4^2 + 4 \times 1 \times 8405,84575}}{2 \times 1} \\ &= 675,08 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$a_{\text{pakai}} = 12,723 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} As_1 &= \frac{\sqrt{F_c c}}{4 \times f_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 1850 \times 182 \\ &= 1002,0833 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{\text{min}} &= 0,002 A_g \\ &= 0,002 \times 1000 \times 150 \\ &= 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= 1002,0833 \text{ mm}^2 \\
 \text{As terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times (16)^2 \\
 &= 201,0619 \text{ mm}^2 \\
 S &= (\text{as terpasang} \times b) / \text{As pakai} \\
 &= (201,0619 \times 1850) / 1002,0833 \\
 &= 200,6439 \text{ mm} \\
 \text{spasi tulangan (s)} &= 200 \text{ mm} \\
 \text{Spasi maksimum} &= 2 \times t \text{ dan } 450 \text{ mm} \\
 &= 2 \times 210 \\
 &= 410 \text{ mm dan } 450 \text{ mm} > 200 \text{ mm (OK)} \\
 \text{Jumlah tulangan (n)} &= b/s \\
 &= 1850 / 200 \\
 &= 9 \text{ buah} \\
 \text{Jarak bersih tulangan} &= s - d \text{ tulangan} \\
 &= 150 - 16 \\
 &= 134 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \\
 \text{As terpasang} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 9 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 1859,823 \text{ mm}^2 \\
 \text{Check tulangan pokok} \\
 \text{Tinggi blok tekan (a)} &= (\text{As} \times f_y) / (0,85 \times f'_c \times b) \\
 &= (1859,823 \times 420) / (0,85 \times 25 \times 1850) \\
 &= 19,870 \text{ mm} \\
 M_n &= \text{As} \times f_y \times (d - \frac{1}{2} a) \\
 &= 1859,823 \times 420 \times (182 - \frac{1}{2} 19,870) \\
 &= 134,405 \text{ kNm} \\
 \text{Cek regangan tulangan Tarik} \\
 c &= a/\beta_1 \\
 &= 19,870 / 0,85 \\
 &= 23,376 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{(182-23,376)}{23,376} \times 0,003 \\
 &= 0,02
 \end{aligned}$$

Maka diambil faktor reduksi $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= M_n \times \phi \\
 &= 134,405 \times 0,9 \\
 &= 120,964 \text{ kN} > 80,3809 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka desain tangga menggunakan tulangan pokok D16 – 200mm dapat dinyatakan aman.

c. Perhitungan tulangan susut pada daerah tumpuan

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ susut 1} &= 0,2 A_s \text{ pokok} \\
 &= 0,2 \times 1859,823 \\
 &= 371,965 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ susut 2} &= 0,002 \times b \times h \\
 &= 0,002 \times 1850 \times 210 \\
 &= 777 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ digunakan} &= 777 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ tul. Susut} &= \frac{1}{2} \times \pi \times (d_{\text{susut}})^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times \pi \times (10)^2 \\
 &= 78,45 \text{ mm}^2 \\
 S \text{ susut} &= A_s \text{ tulangan} \times b / A_s \text{ pakai} \\
 &= 78,45 \times 1850 / 777 \\
 &= 186,667 \text{ mm} \\
 S &= 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Untuk penulangan daerah lapangan dan ujung tumpuan lainnya dapat menggunakan rumus dan perhitungan yang sama hanya berbeda dibagian momen ultimitnya saja. Berikut adalah hasil rekapitulasi perhitungan untuk penulangan tangga dan bordes

Tabel 5.22 Rekapitulasi Tulangan pada Pelat Tangga

Tipe	Tebal Pelat (mm)	Tumpuan -	Lapangan +	Tumpuan +
Pokok	210	D16 – 200 mm	D16 – 250 mm	D16 – 200 mm
Susut	210	P10 – 150 mm	P10 – 150 mm	P10 – 150 mm

5.5. Analisis Gaya Dalam dan Penulangan Balok

Setelah melakukan semua persyaratan yang ditentukan hal yang dilakukan selanjutnya adalah menganalisis gaya dalam dan pembacaan momen untuk berikutnya akan dilakukan redistribusi momen dan penulangan. Berikut adalah hasil analisis dan langkah – langkah dalam melakukan penulangan serta hasil yang didapatkan.

1. Syarat penulangan pada struktur SRPMK

Redistribusi momen pada balok digunakan sebagai momen acuan dalam penulangan pada balok maka dari itu untuk memenuhi syarat dalam perencanaan struktur. Syarat yang harus dipenuhi dalam redistribusi momen yaitu mengacu pada SNI 2847 – 2019 pada point 21.5.2.2 untuk tulangan longitudinal yang dimana

- a. Kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah momen negatif yang disediakan pada muka joint tersebut ($M_{tumpuan+} > 0,5 \times M_{tumpuan-}$)
- b. Kekuatan momen negative atau positif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari joint tersebut ($M_{lapangan+/-} > 0,25 M_{tumpuan-}$)

Untuk memenuhi syarat tersebut dilakukan pembacaan dan redistribusi momen pada balok.

2. Pembacaan momen pada balok dan redistribusi

Berikut ini adalah contoh hasil pembacaan momen pada balok B1 setelah melakukan analisis pada program SAP 2000.

Tabel 5. 23 Hasil Pembacaan Momen Tumpuan B1

Frame	Station	Case	StepType	M3	ABS
	m		Text	KN-m	KN-m
893	0,3	COMB6.1	Min	-251,268	251,268
893	6,2	COMB6.1	Max	198,748	198,748
TOTAL					450,015

a. Redistribusi pada tumpuan

$$\Sigma M = 450,015$$

$$\text{Redistribusi} = 0\% \text{ (Karena } M^+ > 0,5M^- \text{)}$$

$$M^- \text{ max} = 251,268 \text{ kN}$$

$$\Delta M^- = M^- \text{ max} \times \text{Redistribusi}$$

$$= 251,268 \times 0\%$$

$$= 0,00 \text{ kN}$$

$$M^- \text{ Redistribusi} = M^- \text{ max} - \Delta M^-$$

$$= 251,268 - 0,00$$

$$= 251,268 \text{ kN}$$

$$\text{Joint} = 2 \text{ Joint}$$

$$M^+ \text{ Redistribusi} = \frac{\Sigma M - ((n-1) \times M^-)}{(n-1)}$$

$$= \frac{450,015 - ((2-1) \times 251,268)}{(2-1)}$$

$$= 198,748 \text{ kN}$$

$$M_{Lap}^+ \text{ max} = 128,315 \text{ kN}$$

$$M_{Lap}^+ \text{ Redistribusi} = M_{Lap}^+ \text{ max} + \Delta M^-$$

$$= 128,315 + 0 = 128,315 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat 1} = M^+ > 0,5 \times M^-$$

$$= 198,748 > 0,5 \times 251,268$$

$$= 164,3201 > 125,634 \text{ (OK!)}$$

$$\text{Syarat 2} = M_{lapangan}^+ > 0,25 M_{tumpuan}^-$$

$$= 128,315 > 0,25 \times 251,268$$

$$= 128,315 > 62,817 \text{ (OK!)}$$

Tabel 5. 24 Hasil Pembacaan Momen Lapangan B1

Frame	Station	Case	StepType	M3	ABS
	m		Text	KN-m	KN-m
953	3,25	COMB6.1	Min	-128,315	128,315
953	3,25	COMB6.1	Max	128,315	128,315
TOTAL					256,629

b. Redistribusi pada lapangan

$$\Sigma M = 256,629 \text{ kN}$$

$$\text{Redistribusi} = 0\%$$

$$M\text{-max} = 128,315 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Delta M\text{-} &= M\text{-max} \times \text{Redistribusi} \\ &= 128,315 \times 0\% \\ &= 128,315 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M\text{-Redistribusi} &= M\text{-max} - \Delta M\text{-} \\ &= 128,315 - 0 \\ &= 128,315 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Joint} = 2 \text{ Joint}$$

$$\begin{aligned} M\text{+ Redistribusi} &= \frac{\Sigma M - ((n-1) \times M\text{-})}{(n-1)} \\ &= \frac{256,629 - ((2-1) \times 128,315)}{(2-1)} \\ &= 128,315 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat 1} &= M\text{+} > 0,5 \times M\text{-} \\ &= 128,315 \text{ kN} > 0,5 \times 128,315 \\ &= 127,85 \text{ kN} > 64,1573 \text{ kN} \\ &= \text{OK} \end{aligned}$$

Syarat 1 terpenuhi maka digunakan $M\text{+} = 128,315 \text{ kN}$

Tabel 5. 25 Hasil Redistribusi Momen B1

Momen Tumpuan - (kN)	Momen Tumpuan + (kN)	Momen lapangan + (kN)	Momen Lapangan - (kN)
251,268	198,748	128,315	128,315

Dengan meredistribusi untuk seluruh balok berikut adalah rekapitulasi redistribusi balok pada struktur ini

Tabel 5. 26 Rekapitulasi Redistribusi Momen Balok

Kode Balok	Tingkat	Momen Tumpuan (kNm)		Momen Lapangan (kNm)	
		Momen Negatif (M-)	Momen Positif (M+)	Momen Negatif (M-)	Momen Positif (M+)
B1	1-3	251,268	198,748	128,315	128,315
	4-6	274,953	177,440	129,309	129,309
	7-9	274,905	169,378	129,396	129,396
	Ring Balok	151,007	106,674	58,567	58,567
B2	1-3	184,663	138,806	122,518	122,518
	4-6	207,889	132,520	122,977	122,977
	7-9	211,369	129,504	123,209	123,209
	Ring Balok	95,540	61,904	125,114	125,114
B3	1-3	55,475	40,473	17,988	17,988
	4-6	58,968	42,966	17,082	17,082
	7-9	59,097	40,797	17,054	17,054
	Ring Balok	26,717	22,739	6,679	6,679
BAY	1-3	48,388	24,331	37,395	37,395
	4-6	48,360	24,180	37,760	37,760
	7-9	50,954	25,477	36,748	36,748
BAX	1-3	99,677	49,839	46,603	46,603
	4-6	110,575	55,288	47,262	47,262
	7-9	112,125	56,063	47,306	47,306

3. Penulangan lentur pada balok

Setelah meredistribusi momen pada tulangan balok maka balok dapat didesain kebutuhan tulangannya. Adapun perhitungan penulangan balok adalah sebagai berikut.

a. Desain tulangan pokok balok tumpuan negative

Contoh balok B1 (Lantai 123)

B = 350 mm

H = 700 mm

Dpokok = 19 mm

$$\begin{aligned}
 D_{\text{begel}} &= 10 \text{ mm} \\
 S_b &= 40 \text{ mm} \\
 \text{Spasi Tulangan} &= 25 \text{ mm} \\
 d_s &= S_b + D_{\text{begel}} + (0,5 \times \text{Tul. Pokok}) \\
 &= 40 + 10 + (0,5 \times 19) \\
 &= 59,5 \text{ mm} \\
 d_t &= H - d_s \\
 &= 700 - 59,5 \\
 &= 640,5 \text{ mm} \\
 a_{\text{max}} &= \frac{0,003}{0,003+0,005} \times d_t \times \beta_1 \\
 &= \frac{0,003}{0,003+0,005} \times 640,5 \times 0,85 \\
 &= 204,159 \text{ mm} \\
 A_{s \text{ max}} &= (0,85 \times f'_c \times a_{\text{max}} \times B) / f_y \\
 &= (0,85 \times 25 \times 204,159 \times 350) / 420 \\
 &= 3615,322 \text{ mm}^2 \\
 M_{n1} &= A_{s \text{ max}} \times f_y \times (d - 0,5 a_{\text{max}}) \\
 &= 3615,322 \times 420 \times (640,5 - 0,5 \times 204,6375) \\
 &= 932,093 \text{ kNm} \\
 \mu - &= 251,268
 \end{aligned}$$

$M_{n1} > \mu -$ maka desain tulangan sebelah. Dengan asumsi awal 1 lapis apabila setelah dicek jarak tulangan (s) $< 25\text{mm}$ maka tulangan diubah menjadi 2 lapis.

$$\begin{aligned}
 d &= H - d_s \\
 &= 700 - 59,5 \\
 &= 640,5 \text{ mm} \\
 f'_c &= 25 \text{ MPa} \\
 f_y &= 420 \text{ MPa} \\
 \beta_1 &= 0,85 \text{ (Karena } f'_c \text{ menggunakan 25 MPa)} \\
 \mu &= 251,628 \text{ kNm} \\
 M_n &= \mu - / 0,9
 \end{aligned}$$

$$= 279,187 \text{ kN}$$

Tinggi blok tekan

$$a = 1$$

$$b = -2 \times d$$

$$= -2 \times 640,5$$

$$= -1281$$

$$c = (2 \times Mn) / (0,85 \times f'_c \times B)$$

$$= (2 \times 279,187) / (0,85 \times 25 \times 350)$$

$$= 75075,406$$

$$a_1 = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{1281 - \sqrt{1281^2 - 4 \times 1 \times 75075,406}}{2 \times 1}$$

$$= 1219,434 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{-1281 + \sqrt{1281^2 - 4 \times 1 \times 75075,406}}{2 \times 1}$$

$$= 61,565 \text{ mm}$$

$$a \text{ pakai} = 61,565 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \times f'_c \times B \times a$$

$$= 0,85 \times f'_c \times 350 \times 61,565$$

$$= 457895,407 \text{ N}$$

$$\text{As perlu} = Cc / F_y$$

$$= 457895,407 / 420$$

$$= 1090,227 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min 1} = \frac{\sqrt{f'_c} \times B \times d}{4 \times f_y}$$

$$= \frac{\sqrt{25} \times 350 \times 640,5}{4 \times 420}$$

$$= 667,187 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \min 2} &= \frac{1,4 \times B \times d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \times 350 \times 640,5}{420} \\
 &= 747,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As min yang dipakai adalah As min yang terbesar maka nilai As min yang dipakai adalah 1090,227 mm²

$$\begin{aligned}
 A_{s \max} &= \frac{0,85 \times f'_c \times d \times \left(\frac{3}{8}\right) \times \beta_1 \times B}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 640,5 \times \left(\frac{3}{8}\right) \times 0,85 \times 350}{420} \\
 &= 3615,322 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As yang digunakan adalah nilai tertinggi antara As perlu dan As minimum yang di pakai maka As yang digunakan adalah 1090,227 mm².

$$\begin{aligned}
 A_{s1} &= \frac{1}{4} \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\
 &= 283,529 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= A_{s \text{ digunakan}} / A_{s1} \\
 &= 1090,227 / 283,529 \\
 &= 3,85 \\
 &= 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S (\text{Jarak}) &= \frac{B - (2 \times sb) - (2 \times \text{begel}) - (n \times d \text{ pokok})}{(n-1)} \\
 &= \frac{350 - (2 \times 40) - (2 \times 10) - (4 \times 19)}{(4-1)} \\
 &= 58 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka asumsi memakai 1 lapis saja sudah memenuhi syarat untuk jarak antar tulangan yaitu minimal 25mm.

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ Tarik}} &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 4 \times \pi \times (19)^2 \\
 &= 1134,1149 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek regangan Tarik terluar

$$\begin{aligned}
 c &= a / \beta_1 \\
 &= 61,565 / 0,85 \\
 &= 72,4303 \\
 dt &= 640,5 \\
 \epsilon_t &= \frac{(dt - c)}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{(640,5 - 72,4303)}{72,4303} \times 0,003 \\
 &= 0,023 \text{ (Baja sudah leleh)}
 \end{aligned}$$

$$\text{Maka } \Phi = 0,9 \text{ (Benar)}$$

b. Desain tulangan pokok balok tumpuan positif

$$\begin{aligned}
 d \text{ pokok} &= 19 \text{ mm} \\
 ds &= Sb + Dbegel + (0,5 \times \text{Tul. Pokok}) \\
 &= 40 + 10 + (0,5 \times 19) \\
 &= 59,5 \text{ mm} \\
 dt &= H - ds \\
 &= 700 - 59,5 \\
 &= 640,5 \text{ mm} \\
 a_{\max} &= \frac{0,003}{0,003 + 0,005} \times dt \times \beta_1 \\
 &= \frac{0,003}{0,003 + 0,005} \times 640,5 \times 0,85 \\
 &= 204,159 \text{ mm} \\
 A_{s \max} &= (0,85 \times f'_c \times a_{\max} \times B) / f_y \\
 &= (0,85 \times 25 \times 204,159 \times 350) / 420 \\
 &= 3615,322 \text{ mm}^2 \\
 M_{n1} &= A_{s \max} \times f_y \times (d - 0,5 a_{\max}) \\
 &= 3615,322 \times 420 \times (640,5 - 0,5 \times 204,6375) \\
 &= 932,093 \text{ kNm} \\
 M_{u+} &= 198,748
 \end{aligned}$$

$M_{n1} > M_{u+}$ maka desain tulangan sebelah Dengan asumsi awal 1 lapis apabila setelah dicek jarak tulangan (s) < 25mm maka tulangan diubah menjadi 2 lapis.

$$\begin{aligned}
 d &= H - d_s \\
 &= 700 - 59,5 \\
 &= 640,5 \text{ mm} \\
 F'_c &= 25 \text{ MPa} \\
 F_y &= 420 \text{ MPa} \\
 \beta_1 &= 0,85 \text{ (Karena } F'_c \text{ menggunakan 25 MPa)} \\
 M_u &= 198,748 \\
 M_n &= M_u - / 0,9 \\
 &= 220,831 \text{ kN} \\
 a &= 1 \\
 b &= -2 \times d \\
 &= -2 \times 640,5 \\
 &= -1281 \\
 c &= (2 \times M_n) / (0,85 \times f'_c \times B) \\
 &= (2 \times 220,831) / (0,85 \times 25 \times 350) \\
 &= 59383,156 \\
 a_1 &= \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
 &= \frac{1281 - \sqrt{1281^2 - 4 \times 1 \times 59383,156}}{2 \times 1} \\
 &= 1232,83 \text{ mm} \\
 a_2 &= \frac{b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
 &= \frac{-1281 + \sqrt{1281^2 - 4 \times 1 \times 59383,156}}{2 \times 1} \\
 &= 48,17 \text{ mm} \\
 a_{\text{pakai}} &= 48,17 \text{ mm} \\
 C_c &= 0,85 \times f'_c \times B \times a \\
 &= 0,85 \times f'_c \times 350 \times 48,17 \\
 &= 328250,15 \\
 A_s \text{ perlu} &= C_c / F_y
 \end{aligned}$$

$$= 328250,15 / 420$$

$$= 852,98 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{As min 1} &= \frac{\sqrt{f'c} \times B \times d}{4 \times f_y} \\ &= \frac{\sqrt{25} \times 350 \times 640,5}{4 \times 420} \end{aligned}$$

$$= 667,187 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{As min 2} &= \frac{1,4 \times B \times d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 350 \times 640,5}{420} \end{aligned}$$

$$= 747,25 \text{ mm}^2$$

As min yang dipakai adalah As min yang terbesar maka nilai As min yang dipakai adalah $852,98 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} \text{As max} &= \frac{0,85 \times f'c \times d \times \left(\frac{3}{8}\right) \times \beta_1 \times B}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 640,5 \times \left(\frac{3}{8}\right) \times 0,85 \times 350}{420} \\ &= 3615,32 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As yang digunakan adalah nilai tertinggi antara As perlu dan As minimum yang di pakai maka As yang digunakan adalah $852,98 \text{ mm}^2$.

$$\begin{aligned} \text{As 1} &= \frac{1}{4} \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\ &= 283,528 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \text{As digunakan} / \text{As 1} \\ &= 852,98 / 283,528 \\ &= 3,01 \\ &= 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{S (Jarak)} &= \frac{B - (2 \times sb) - (2 \times \text{begel}) - (n \times dpokok)}{(n-1)} \\ &= \frac{35 - (2 \times 40) - (2 \times 10) - (4 \times 19)}{(4-1)} \\ &= 58 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka asumsi memakai 1 lapis saja sudah memenuhi syarat untuk jarak antar tulangan yaitu minimal 25mm.

$$\begin{aligned} \text{As Tekan} &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 4 \times \pi \times (19)^2 \\ &= 1134,11 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek regangan Tarik terluar

$$\begin{aligned} c &= a / \beta_1 \\ &= 48,17 / 0,85 \\ &= 56,668 \text{ mm} \\ dt &= 640,5 \\ \epsilon_t &= \frac{(dt - c)}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{(640,5 - 56,668)}{56,668} \times 0,003 \\ &= 0,03 \text{ (Baja sudah leleh)} \end{aligned}$$

$$\text{Maka } \Phi = 0,9$$

c. Desain tulangan pokok balok daerah lapangan

$$\begin{aligned} d \text{ pokok} &= 19 \text{ mm} \\ ds &= Sb + Dbegsel + (0,5 \times \text{Tul. Pokok}) \\ &= 40 + 10 + (0,5 \times 19) \\ &= 59,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan asumsi awal 1 lapis apabila setelah dicek jarak tulangan (s) < 25mm maka tulangan diubah menjadi 2 lapis.

$$\begin{aligned} d &= H - ds \\ &= 700 - 59,5 \\ &= 640,5 \text{ mm} \\ F'_c &= 25 \text{ MPa} \\ F_y &= 420 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0,85 \text{ (Karena } F'_c \text{ menggunakan 25 MPa)} \\ M_u &= 128,315 \\ M_n &= M_u / 0,9 \\ &= 142,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
a &= 1 \\
b &= -2 \times d \\
&= -2 \times 640,5 \\
&= -1281 \\
c &= (2 \times Mn) / (0,85 \times f'c \times B) \\
&= (2 \times 142,57) / (0,85 \times 25 \times 350) \\
&= 38338,75 \\
a1 &= \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
&= \frac{1281 - \sqrt{1281^2 - 4 \times 1 \times 38338,75}}{2 \times 1} \\
&= 1252,45 \text{ mm} \\
a2 &= \frac{b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a} \\
&= \frac{-1281 + \sqrt{1281^2 - 4 \times 1 \times 38338,75}}{2 \times 1} \\
&= 30,66 \text{ mm} \\
a \text{ pakai} &= 30,66 \text{ mm} \\
Cc &= 0,85 \times f'c \times B \times a \\
&= 0,85 \times f'c \times 350 \times 30,66 \\
&= 228054,02 \\
As \text{ perlu} &= Cc / Fy \\
&= 228054,02 / 420 \\
&= 542,99 \text{ mm}^2 \\
As \text{ min 1} &= \frac{\sqrt{f'c} \times B \times d}{4 \times fy} \\
&= \frac{\sqrt{25} \times 350 \times 640,5}{4 \times 420} \\
&= 667,19 \text{ mm}^2 \\
As \text{ min 2} &= \frac{1,4 \times B \times d}{fy}
\end{aligned}$$

$$= \frac{1,4 \times 350 \times 640,5}{420}$$

$$= 747,25 \text{ mm}^2$$

$$\text{As SRPMK} = 0,5 \times \text{As perlu}$$

$$= 0,5 \times 542,99$$

$$= 271,49 \text{ mm}^2$$

As min yang dipakai adalah As min yang terbesar maka nilai As min yang dipakai adalah $747,25 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} \text{As max} &= \frac{0,85 \times f'c \times d \times \left(\frac{3}{8}\right) \times \beta_1 \times B}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 640,5 \times \left(\frac{3}{8}\right) \times 0,85 \times 350}{420} \\ &= 3615,32 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As yang digunakan adalah nilai tertinggi antara As perlu, As minimum, serta As SRPMK untuk syarat tulangan lapangan. Maka As yang digunakan adalah 749 mm^2 .

$$\begin{aligned} \text{As 1} &= \frac{1}{4} \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\ &= 283,5287 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \text{As digunakan} / \text{As 1} \\ &= 747,25 / 283,5287 \\ &= 2,64 \\ &= 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S (\text{Jarak}) &= \frac{B - (2 \times sb) - (2 \times begel) - (n \times dpokok)}{(n-1)} \\ &= \frac{350 - (2 \times 40) - (2 \times 10) - (3 \times 19)}{(3-1)} \\ &= 58 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka asumsi memakai 1 lapis saja sudah memenuhi syarat untuk jarak antar tulangan yaitu minimal 25mm.

$$\begin{aligned} \text{As Tekan} &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3 \times \pi \times (19)^2 \end{aligned}$$

$$= 850,586 \text{ mm}^2$$

Cek regangan Tarik terluar

$$c = a / \beta_1$$

$$= 30,66 / 0,85$$

$$= 36,0737 \text{ mm}$$

$$dt = 640,5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{(dt - c)}{c} \times 0,003$$

$$= \frac{(640,5 - 36,0737)}{36,0737} \times 0,003$$

$$= 0,05 \text{ (Baja sudah leleh)}$$

$$\text{Maka } \Phi = 0,9$$

Karena dalam pembacaan momen tulangan lapangan positif sama dengan tulangan lapangan negatif maka hasil dari penulangan balok B1 untuk acuan lantai 1,2, dan 3 adalah untuk tulangan tumpuan menggunakan 4D19 pada sisi atas dan 4D19 pada sisi bawah, sedangkan pada tulangan lapangan menggunakan 3D19 di kedua sisinya. Adapun hasil penulangan balok yang lain dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5. 27 Hasil Rekapitulasi Penulangan Balok Induk

Kode	Tulangan Tumpuan		Tulangan Lapangan	
	Atas	Bawah	Atas	Bawah
B1 (1-3)	4D19	4D19	3D19	3D19
B1 (4-6)	5D19	3D19	3D19	3D19
B1 (7-9)	5D19	3D19	3D19	3D19
B1 (Atap)	4D16	4D16	4D16	4D16
B2 (1-3)	4D19	3D19	3D19	3D19
B2 (4-6)	4D19	3D19	3D19	3D19
B2 (7-9)	4D19	3D19	3D19	3D19
B2 (Atap)	3D16	3D16	3D16	3D16
B3 (1-3)	2D16	2D16	2D16	2D16
B3 (4-6)	2D16	2D16	2D16	2D16
B3 (7-9)	2D16	2D16	2D16	2D16
B3 (Atap)	3D13	3D13	3D13	3D13
BAY (1-3)	3D13	3D13	3D13	3D13
BAY (4-6)	3D13	3D13	3D13	3D13
BAY (7-9)	3D13	3D13	3D13	3D13
BAX (1-3)	6D13	3D13	3D13	3D13
BAX (4-6)	6D13	3D13	3D13	3D13
BAX (7-9)	6D13	3D13	3D13	3D13

4. Analisis Kapasitas Momen untuk tulangan lentur

Dalam penulangan balok setelah mendesain kebutuhan tulangan untuk balok kapasitas momen dari tulangan yang digunakan tersebut harus dianalisis apakah memenuhi syarat atau tidak dikarenakan dalam perencanaan penulangan banyak parameter yang diasumsikan terlebih dahulu. Dengan adanya penyederhanaan asumsi membuat desain tulangan menjadi tidak akurat. Maka diperlukan pengecekan kembali kapasitas momen secara lebih akurat. berikut adalah perhitungan momen kapasitas pada balok.

a. Analisis kapasitas momen nominal negative tumpuan (B1 Lt. 456)

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

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$D_{\text{pokok tarik}} = 19 \text{ mm}$$

$$D_{\text{pokok tekan}} = 19 \text{ mm}$$

$$D_{\text{sengkang}} = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
S_b &= 40 \text{ mm} \\
F'_c &= 25 \text{ MPa} \\
F_y &= 420 \text{ MPa} \\
\beta_1 &= 0,85 \text{ (Karena } F'_c \text{ menggunakan 25 MPa)} \\
\epsilon_s &= 200000 \\
\epsilon_{cu} &= 0,003 \\
\epsilon_y &= F_y / \epsilon_s \\
&= 420 / 200000 \\
&= 0,0021 \\
d_s &= S_b + D_{\text{begel}} + (0,5 \times \text{Tul. Pokok}) \\
&= 40 + 10 + (0,5 \times 19) \\
&= 59,5 \text{ mm} \\
d \text{ atau } d' &= H - d_s \\
&= 700 - 59,5 \\
&= 640,5 \text{ mm} \\
A_s \text{ Tekan } + &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\
&= \frac{1}{4} \times 5 \times \pi \times (19)^2 \\
&= 1417,6436 \text{ mm}^2 \\
A_s \text{ Tarik } - &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\
&= \frac{1}{4} \times 3 \times \pi \times (19)^2 \\
&= 850,59 \text{ mm}^2 \\
a &= \frac{(A_s \times f_y) - (A_s' \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times B} \\
&= \frac{(1417,6436 \times 420) - (850,59 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 350} \\
&= 32,022 \\
c &= a / \beta_1 \\
&= 32,022 / 0,85 \\
&= 37,6730 \\
d_t &= 640,5 \\
\epsilon_t &= \frac{(d_t - c)}{c} \times 0,003
\end{aligned}$$

$$= \frac{(640,5 - 37,6730)}{37,6730} \times 0,003$$

$$= -0,00173 \text{ (Baja belum leleh)}$$

Maka menggunakan perhitungan belum leleh

$$\Sigma FH = 0$$

$$C_s + C_c - T_s = 0.$$

$$= (0,85 \times F'_c \times a \times B) + (E \times A_s' \times \epsilon_c \times (c - d_s')/c) - (A_s \times F_y) = 0$$

$$A = -6321,875$$

$$B = 85058,621$$

$$C = 30365928$$

$$c_1 = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{85058,621 - \sqrt{-85058,621^2 - 4 \times -6321,875 \times 30365928}}{2 \times -6321,875}$$

$$= -62,904 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{-204140,7 + \sqrt{-204140,7^2 - 4 \times -6321,875 \times 30365928}}{2 \times -6321,875}$$

$$= 76,359 \text{ mm}$$

$$c \text{ pakai} = 76,359 \text{ mm}$$

$$a = c \times \beta_1$$

$$= 76,359 \times 0,85$$

$$= 64,905 \text{ mm}$$

$$d_t = 640,5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{(d_t - c)}{c} \times 0,003$$

$$= \frac{(640,5 - 76,359)}{76,359} \times 0,003$$

$$= 0,022 \text{ (Baja sudah leleh)}$$

$$\text{Maka } \Phi = 0,9$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \times (d - \frac{1}{2} a) + C_s (d - d') \\
 &= 0,85 \times F_c' \times a \times B \times (d - \frac{1}{2} a) + A_s' \times F_s \times (d - d') \\
 &= 0,85 \times 25 \times 64,905 \times 350 \times (640,5 - \frac{1}{2} 64,905) + \\
 &\quad 850,59 \times 132,471 \times (640,5 - 59,5) \\
 &= 358990071,7 \text{ Nmm} \\
 &= 358,99 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi M_n &= 358,99 \text{ kNm} \times 0,9 \\
 &= 323,091 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u - &= 274,953 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Dengan hasil $\Phi M_n > M_u$ - maka dapat dinyatakan desain aman dan telah memenuhi syarat.

b. Analisis kapasitas momen nominal positif tumpuan

$$\begin{aligned}
 B &= 350 \text{ mm} \\
 H &= 700 \text{ mm} \\
 D_{\text{pokok tarik}} &= 19 \text{ mm} \\
 D_{\text{pokok tekan}} &= 19 \text{ mm} \\
 D_{\text{sengkang}} &= 10 \text{ mm} \\
 S_b &= 40 \text{ mm} \\
 F_c' &= 25 \text{ MPa} \\
 F_y &= 420 \text{ MPa} \\
 \beta_1 &= 0,85 \text{ (Karena } F_c' \text{ menggunakan 25 MPa)} \\
 \epsilon_s &= 200000 \\
 \epsilon_{cu} &= 0,003 \\
 \epsilon_y &= F_y / \epsilon_s \\
 &= 420 / 200000 \\
 &= 0,0021 \\
 d_s &= S_b + D_{\text{begel}} + (0,5 \times \text{Tul. Pokok}) \\
 &= 40 + 10 + (0,5 \times 19) \\
 &= 59,5 \text{ mm} \\
 d \text{ atau } d' &= H - d_s \\
 &= 700 - 59,5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 640,5 \text{ mm} \\
 \text{As Tekan +} &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 5 \times \pi \times (19)^2 \\
 &= 1417,6436 \text{ mm}^2 \\
 \text{As Tarik -} &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3 \times \pi \times (19)^2 \\
 &= 850,59 \text{ mm}^2 \\
 a &= \frac{(As \times fy) - (As' \times fy)}{0,85 \times f'c \times B} \\
 &= \frac{(850,59 \times 420) - (1417,6436 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 350} \\
 &= -32,022 \\
 c &= a / \beta_1 \\
 &= 32,022 / 0,85 \\
 &= 37,6730 \\
 dt &= 640,5 \\
 \epsilon_t &= \frac{(dt - c)}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{(640,5 - 37,6730)}{37,6730} \times 0,003 \\
 &= -0,00173 \text{ (Baja belum leleh)} \\
 &\text{Maka menggunakan perhitungan belum leleh} \\
 \Sigma FH &= 0 \\
 C_s + C_c - T_s &= 0 \\
 &= (0,85 \times F'c \times a \times B) + (E \times As' \times \epsilon_c \times (c - d_s')/c) - \\
 &\quad (As \times F_y) = 0 \\
 A &= -6321,875 \\
 B &= -493340 \\
 C &= 50609880 \\
 c_1 &= \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
 &= \frac{493340 - \sqrt{-493340^2 - 4 \times -6321,875 \times 50609880}}{2 \times -6321,875}
 \end{aligned}$$

$$= -136,630 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{-493340 + \sqrt{-493340^2 - 4 \times -6321,875 \times 50609880}}{2 \times -6321,875}$$

$$= 58,593 \text{ mm}$$

$$c \text{ pakai} = 58,593 \text{ mm}$$

$$a = c \times \beta_1$$

$$= 58,593 \times 0,85$$

$$= 49,8038 \text{ mm}$$

$$d_t = 640,5$$

$$\epsilon_t = \frac{(d - c)}{c} \times 0,003$$

$$= \frac{(640,5 - 58,593)}{58,593} \times 0,003$$

$$= 0,029 \text{ (Baja sudah leleh)}$$

$$\text{Maka } \Phi = 0,9$$

$$M_n = C_c \times (d - \frac{1}{2} a) + C_s (d - d')$$

$$= 0,85 \times F_c' \times a \times B \times (d - \frac{1}{2} a) + A_s' \times F_s \times (d - d')$$

$$= 0,85 \times 25 \times 49,8038 \times 350 \times (640,5 - \frac{1}{2} 49,8038)$$

$$+ 1417,6436 \times -9,29 \times (640,5 - 59,5)$$

$$= 220375733,4 \text{ Nmm}$$

$$= 220,3757 \text{ kN}$$

$$\Phi M_n = 220,3757 \text{ kN} \times 0,9$$

$$= 198,338 \text{ kNm}$$

$$M_u + = 177,440 \text{ kNm}$$

Dengan hasil $\Phi M_n > M_u +$ maka dapat dinyatakan desain aman dan telah memenuhi syarat.

c. Analisis kapasitas momen nominal positif lapangan

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

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
D_{\text{pokok tarik}} &= 19 \text{ mm} \\
D_{\text{pokok tekan}} &= 19 \text{ mm} \\
D_{\text{sengkang}} &= 10 \text{ mm} \\
S_b &= 40 \text{ mm} \\
F'_c &= 25 \text{ MPa} \\
F_y &= 420 \text{ MPa} \\
\beta_1 &= 0,85 \text{ (Karena } F'_c \text{ menggunakan 25 MPa)} \\
\epsilon_s &= 200000 \\
\epsilon_{cu} &= 0,003 \\
\epsilon_y &= F_y / \epsilon_s \\
&= 420 / 200000 \\
&= 0,0021 \\
d_s &= S_b + D_{\text{begel}} + (0,5 \times \text{Tul. Pokok}) \\
&= 40 + 10 + (0,5 \times 19) \\
&= 59,5 \text{ mm} \\
d \text{ atau } d' &= H - d_s \\
&= 700 - 59,5 \\
&= 640,5 \text{ mm} \\
A_s \text{ Tekan } + &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d_{\text{pokok}})^2 \\
&= \frac{1}{4} \times 3 \times \pi \times (19)^2 \\
&= 850,59 \text{ mm}^2 \\
A_s \text{ Tarik } - &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d_{\text{pokok}})^2 \\
&= \frac{1}{4} \times 3 \times \pi \times (19)^2 \\
&= 850,59 \text{ mm}^2 \\
a &= \frac{(A_s \times f_y) - (A_s' \times f_y)}{0,85 \times f'_c \times B} \\
&= \frac{(850,59 \times 420) - (850,59 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 350} \\
&= 0 \text{ mm dikarenakan tidak adanya blok tekan maka} \\
&\text{dapat dipastikan (Baja belum leleh)}
\end{aligned}$$

Maka menggunakan perhitungan belum leleh

$$\begin{aligned}
\Sigma F_H &= 0 \\
C_s + C_c - T_s &= 0 \\
&= (0,85 \times F'_c \times a \times B) + (E \times A_s' \times \epsilon_c \times (c-ds')/c) - \\
&\quad (A_s \times F_y) = 0 \\
A &= -6321,875 \\
B &= -153105,5 \\
C &= 30365928 \\
c_1 &= \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
&= \frac{-153105,5 - \sqrt{-153105,5^2 - 4 \times -6321,875 \times 30365928}}{2 \times -153105,5} \\
&= -82,465 \text{ mm} \\
c_2 &= \frac{b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a} \\
&= \frac{-153105,5 + \sqrt{-153105,5^2 - 4 \times -6321,875 \times 30365928}}{2 \times -153105,5} \\
&= 58,247 \text{ mm} \\
c \text{ pakai} &= 58,247 \text{ mm} \\
a &= c \times \beta_1 \\
&= 58,247 \times 0,85 \\
&= 49,5096 \text{ mm} \\
dt &= 640,5 \\
\epsilon_t &= \frac{(dt - c)}{c} \times 0,003 \\
&= \frac{(640,5 - 58,247)}{58,247} \times 0,003 \\
&= 0,0299 \text{ (Baja sudah leleh)} \\
\text{Maka } \Phi &= 0,9 \\
M_n &= C_c \times (d - \frac{1}{2} a) + C_s (d-d') \\
&= 0,85 \times F'_c \times a \times B \times (d - \frac{1}{2} a) + A_s' \times F_s \times (d-d') \\
&= 0,85 \times 25 \times 49,5096 \times 350 \times (640,5 - \frac{1}{2} 49,5096) \\
&\quad + 850,59 \times -12,91 \times (640,5 - 59,5)
\end{aligned}$$

$$= 220354194,3 \text{ Nmm}$$

$$= 220,354 \text{ kN}$$

$$\Phi M_n = 220,354 \text{ kN} \times 0,9$$

$$= 198,318 \text{ kNm}$$

$$M_u - \text{ dan } M_u^+ = 129,3039 \text{ kNm}$$

Dengan hasil $\Phi M_n > M_u^+$ dan M_u^- maka dapat dinyatakan desain aman dan telah memenuhi syarat. Berikut adalah hasil rekapitulasi analisis kapasitas momen pada balok.

Tabel 5. 28 Hasil Rekapitulasi Kapasitas Momen Nominal Balok Induk

Kode	Mn Tumpuan (kN)		Mn Lapangan (kN)	
	ϕM_n^-	ϕM_n^+	ϕM_n^-	ϕM_n^+
B1 (1-3)	260,872	260,872	198,319	198,319
B1 (4-6)	323,091	198,338	198,319	198,319
B1 (7-9)	323,091	198,338	198,319	198,319
B1 (Atap)	188,44	188,44	188,44	188,44
B2 (1-3)	216,352	164,662	164,677	164,677
B2 (4-6)	216,352	164,662	164,677	164,677
B2 (7-9)	216,352	164,662	164,677	164,677
B2 (Atap)	119,525	119,525	119,525	119,525
B3 (1-3)	65,7197	65,7197	65,7197	65,7197
B3 (4-6)	65,7197	65,7197	65,7197	65,7197
B3 (7-9)	65,7197	65,7197	65,7197	65,7197
B3 (Atap)	65,2481	65,2481	65,2481	65,2481
BAY (1-3)	65,2481	65,2481	65,2481	65,2481
BAY (4-6)	65,2481	65,2481	65,2481	65,2481
BAY (7-9)	65,2481	65,2481	65,2481	65,2481
BAX (1-3)	100,813	67,0489	65,2481	65,2481
BAX (4-6)	118,413	67,7171	65,2481	65,2481
BAX (7-9)	118,413	67,7171	65,2481	65,2481

5. Perhitungan momen probable untuk desain geser balok

Dalam penulangan balok selain tulangan pokok untuk lentur perlu didesain juga tulangan untuk menahan gaya geser pada balok induk. Berikut adalah pembacaan momen V_u dan V_g untuk mendesain tulangan geser serta cara menghitung penulangannya..

Tabel 5. 29 Rekapitulasi Vu dan Vg Balok

Kode Balok	Gaya Geser (kN)		
	Vu Tumpuan	Vu Lapangan	Vg Tumpuan
B1 (1-3)	231,453	127,897	189,206
B1 (4-6)	230,288	104,977	197,159
B1 (7-9)	241,578	105,182	198,625
B1 (Atap)	104,43	97,273	72,083
B2 (1-3)	182,305	108,288	155,611
B2 (4-6)	178,418	116,812	147,319
B2 (7-9)	176,423	117,987	145,81
B2 (Atap)	89,805	97,764	37,591
B3 (1-3)	103,451	100,226	77,935
B3 (4-6)	104,133	100,795	76,959
B3 (7-9)	103,266	99,928	75,848
B3 (Atap)	22,218	18,662	16,905
BAY (1-3)	91,439	37,526	74,395
BAY (4-6)	96,668	39,672	77,835
BAY (7-9)	97,238	39,898	78,955
BAX (1-3)	116,126	49,847	100,508
BAX (4-6)	126,435	53,183	107,507
BAX (7-9)	127,868	53,579	109,305

Untuk menentukan tulangan yang dibutuhkan diperlukan analisis momen probable pada balok (Mpr). Analisis momen probable mirip dengan analisis momen nominal namun diberikan *overstrength factor* sebesar 1,25 lipat untuk tegangan bajanya. Berikut adalah analisis momen probable pada balok yang sudah didesain.

1. Analisis kapasitas momen probable negative tumpuan (Balok B1 Lt. 456)

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

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$D_{\text{pokok tarik}} = 19 \text{ mm}$$

$$D_{\text{pokok tekan}} = 19 \text{ mm}$$

$$D_{\text{sengkang}} = 10 \text{ mm}$$

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

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

$$\begin{aligned}
 F_y &= 420 \text{ MPa} \\
 \beta_1 &= 0,85 \text{ (Karena } F'_c \text{ menggunakan 25 MPa)} \\
 \epsilon_s &= 200000 \\
 \epsilon_{cu} &= 0,003 \\
 \epsilon_y &= F_y / \epsilon_s \\
 &= 420 / 200000 \\
 &= 0,0021 \\
 d_s &= S_b + D_{\text{begel}} + (0,5 \times \text{Tul. Pokok}) \\
 &= 40 + 10 + (0,5 \times 19) \\
 &= 59,5 \text{ mm} \\
 d \text{ atau } d' &= H - d_s \\
 &= 700 - 59,5 \\
 &= 640,5 \text{ mm} \\
 A_s \text{ Tekan } + &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 5 \times \pi \times (19)^2 \\
 &= 1417,6436 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ Tarik } - &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d \text{ pokok})^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3 \times \pi \times (19)^2 \\
 &= 850,59 \text{ mm}^2 \\
 \Sigma F_H &= 0 \\
 C_s + C_c - T_s &= 0. \\
 &= (0,85 \times F'_c \times a \times B) + (E \times A_s' \times 1,25 \times (\epsilon_c(c - d_s')/c)) - (A_s \times 1,25 \times F_y) = 0 \\
 A &= -6321,875 \\
 B &= 2339911,21 \\
 C &= 30365928 \\
 c_1 &= \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}
 \end{aligned}$$

$$= \frac{-2339911,21 - \sqrt{85058,621^2 - 4 \times -6321,875 \times 30365928}}{2 \times -6321,875}$$

$$= -53,232 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{2339911,21 + \sqrt{85058,621^2 - 4 \times -6321,875 \times 30365928}}{2 \times -6321,875}$$

$$= 90,233 \text{ mm}$$

$$c \text{ pakai} = 90,233 \text{ mm}$$

$$a = c \times \beta_1$$

$$= 76,359 \times 0,85$$

$$= 76,359 \text{ mm}$$

$$dt = 640,5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{(dt - c)}{c} \times 0,003$$

$$= \frac{(640,5 - 90,233)}{90,233} \times 0,003$$

$$= 0,018 \text{ (Baja sudah leleh)}$$

$$M_{pr} = C_c \times (d - \frac{1}{2} a) + C_s (d - d')$$

$$= 0,85 \times F_c' \times a \times B \times (d - \frac{1}{2} a) + A_s' \times 1,25 \times F_s \times (d - d')$$

$$= 0,85 \times 25 \times 76,359 \times 350 \times (640,5 - \frac{1}{2} 76,359) + 850,59 \times 1,25 \times 132,4714 \times (640,5 - 59,5)$$

$$= 444482192 \text{ Nmm}$$

$$= 444,8219 \text{ kNm}$$

$$\Phi M_{pr} = 444,82 \times 0,9$$

$$= 400,0339 \text{ kNm}$$

2. Analisis kapasitas momen probable positif Lapangan

$$\begin{aligned}
 B &= 350 \text{ mm} \\
 H &= 700 \text{ mm} \\
 D_{\text{pokok tarik}} &= 19 \text{ mm} \\
 D_{\text{pokok tekan}} &= 19 \text{ mm} \\
 D_{\text{sengkang}} &= 10 \text{ mm} \\
 S_b &= 40 \text{ mm} \\
 F'_c &= 25 \text{ MPa} \\
 F_y &= 420 \text{ MPa} \\
 \beta_1 &= 0,85 \text{ (Karena } F'_c \text{ menggunakan 25 MPa)} \\
 \epsilon_s &= 200000 \\
 \epsilon_{cu} &= 0,003 \\
 \epsilon_y &= F_y / \epsilon_s \\
 &= 420 / 200000 \\
 &= 0,0021 \\
 \\
 d_s &= S_b + D_{\text{begel}} + (0,5 \times \text{Tul. Pokok}) \\
 &= 40 + 10 + (0,5 \times 19) \\
 &= 59,5 \text{ mm} \\
 \\
 d \text{ atau } d' &= H - d_s \\
 &= 700 - 59,5 \\
 &= 640,5 \text{ mm} \\
 \\
 A_s \text{ Tekan } + &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d_{\text{pokok}})^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3 \times \pi \times (19)^2 \\
 &= 850,59 \text{ mm}^2 \\
 \\
 A_s \text{ Tarik } - &= \frac{1}{4} \times n \times \pi \times (d_{\text{pokok}})^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3 \times \pi \times (19)^2 \\
 &= 850,59 \text{ mm}^2 \\
 \\
 \Sigma F_H &= 0 \\
 C_s + C_c - T_s &= 0. \\
 &= (0,85 \times F'_c \times a \times B) + (E \times A_s' \times (\epsilon_c(c-d_s')/c)) - (A_s \\
 &\quad \times F_y \times 1,25) = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A &= -6321,875 \\
B &= -63793,97 \\
C &= 30365928 \\
c1 &= \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
&= \frac{63793,97 - \sqrt{-63793,97^2 - 4 \times -6321,875 \times 30365928}}{2 \times -6321,875} \\
&= -74,353 \text{ mm} \\
c2 &= \frac{b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
&= \frac{-63793,97 + \sqrt{-63793,97^2 - 4 \times -6321,875 \times 30365928}}{2 \times -6321,875} \\
&= 64,444 \text{ mm} \\
c \text{ pakai} &= 64,444 \text{ mm} \\
a &= c \times \beta1 \\
&= 64,444 \times 0,85 \\
&= 54,777 \text{ mm} \\
dt &= 640,5 \text{ mm} \\
\epsilon t &= \frac{(dt - c)}{c} \times 0,003 \\
&= \frac{(640,5 - 64,444)}{64,444} \times 0,003 \\
&= 0,0268 \text{ (Baja sudah leleh)} \\
M_{pr} &= C_c \times (d - \frac{1}{2} a) + C_s (d - d') \\
&= 0,85 \times F_c' \times a \times B \times (d - \frac{1}{2} a) + A_s' \times F_s \times (d - d') \\
&= 0,85 \times 25 \times 54,777 \times 350 \times (640,5 - \frac{1}{2} 54,777) + \\
&\quad 850,59 \times 46,0292 \times (640,5 - 59,5) \\
&= 2723532419,8 \text{ Nmm} \\
&= 272,5324 \text{ kN} \\
\Phi M_{pr} &= 272,5324 \times 0,9 \\
&= 245,2791 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Berikut adalah hasil rekapitulasi momen probable pada balok yang sudah didesain.

Tabel 5. 30 Rekapitulasi Momen Probable Balok

Kode	Mpr Tumpuan		MprLapangan	
	$\phi Mpr-$	$\phi Mpr+$	$\phi Mpr-$	$\phi Mpr+$
B1 (1-3)	323,158	323,158	245,279	245,279
B1 (4-6)	400,034	245,237	245,279	245,279
B1 (7-9)	400,034	245,237	245,279	245,279
B1 (Atap)	233,087	233,087	233,087	233,087
B2 (1-3)	267,553	203,458	203,47	203,47
B2 (4-6)	267,553	203,458	203,47	203,47
B2 (7-9)	267,553	203,458	203,47	203,47
B2 (Atap)	147,385	147,385	147,385	147,385
B3 (1-3)	80,5719	80,5719	80,5719	80,5719
B3 (4-6)	80,5719	80,5719	80,5719	80,5719
B3 (7-9)	80,5719	80,5719	80,5719	80,5719
B3 (Atap)	80,056	80,056	80,056	80,056
BAY (1-3)	80,056	80,056	80,056	80,056
BAY (4-6)	80,056	80,056	80,056	80,056
BAY (7-9)	80,056	80,056	80,056	80,056
BAX (1-3)	124,216	81,3242	80,056	80,056
BAX (4-6)	145,879	81,8392	80,056	80,056
BAX (7-9)	145,879	81,8392	80,056	80,056

6. Penulangan geser pada balok

Sama seperti perhitungan tulangan lentur, pada perhitungan kali ini untuk sampel yang akan dihitung adalah B1 dengan bentang 6,5 m. Untuk lantai dan balok – balok lain selanjutnya akan digunakan perhitungan yang sama hanya gaya dalamnya yang berbeda.

a. Penulangan pada daerah sendi plastis (tumpuan)

Dari hasil analisis struktur SAP 2000 didapatkan data sebagai berikut.

$$V_g = 189,206 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ tumpuan} = 231,453 \text{ kN}$$

$$Mpr - = 323,158 \text{ kN}$$

$$Mpr + = 323,158 \text{ kN}$$

$$Ln = 6,5 - H_c$$

$$= 6,5 - (0,5 \times 500) - (0,5 \times 600)$$

$$= 5,95 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 V_{pr}/V_{sway} &= \frac{(M_{pr-}) + (M_{pr+})}{L_n} \\
 &= \frac{(323,158) + (323,158)}{5,95} \\
 &= 108,624 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= V_g + V_{pr} \\
 &= 189,206 + 108,624 \text{ kN} \\
 &= 297,830 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek apakah V_c diperhitungkan

$$\begin{aligned}
 V_{pr} &= 108,624 \text{ kN} \\
 0,5 V_u &= 0,5 \times 297,830 \text{ kN} \\
 &= 148,915 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$V_{pr} < 0,5 V_u$ maka V_c diperhitungkan

$$\begin{aligned}
 \lambda &= 1 \text{ (untuk beton biasa)} \\
 d_b &= 19 \text{ mm} \\
 d_s &= 10 \text{ mm} \\
 d &= 640,5 \text{ mm} \\
 B &= 350 \text{ mm} \\
 V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B \times d \\
 &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 350 \times 640,5 \\
 &= 190,549 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Desain Sengkang diasumsikan menggunakan 2 kaki jarak 100mm (2P10 – 100mm).

$$F_{yv} = 390 \text{ Mpa (untuk baja } < 16 \text{ mm)}$$

Syarat spasi

$$\begin{aligned}
 d / 4 &= 640,5 / 4 \\
 &= 160,13 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 6d_b &= 6 \times 19 \\
 &= 114 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

$100 \text{ mm} < \text{Syarat } 1,2,3$ maka untuk syarat maksimum spasi sudah aman

$$\text{Luas tulangan } (A_v) = n \times \pi/4 \times d_s^2$$

$$= 2 \times \pi/4 \times 10^2$$

$$= 157,080 \text{ mm}^2$$

Kuat Geser Sengkang

$$V_s = \frac{A_v \times F_{yv} \times d}{s}$$

$$= \frac{157,080 \times 390 \times 640,5}{100}$$

$$= 392,377 \text{ kN}$$

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

$$= 0,66 \times \sqrt{25} \times 350 \times 640,5$$

$$= 739,778 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ digunakan} = 392,377 \text{ kN}$$

Φ Faktor reduksi kekuatan geser menurut SNI 2847 – 2019 adalah sebesar 0,75 maka

$$V_n = V_c + V_s$$

$$= 190,549 + 392,377$$

$$= 582,926 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n = 0,75 \times 582,926$$

$$= 437,194 \text{ kN}$$

Syarat untuk tulangan geser adalah $\Phi V_n/V_u \geq 1$

$$\Phi V_n/V_u = 437,194 / 287,471$$

$$= 1,521$$

Maka dapat dinyatakan tulangan geser untuk tumpuan (daerah sendi plastis) aman.

b. Penulangan pada daerah luar sendi plastis (lapangan)

Digunakan 2P10 – 200 mm. maka perhitungannya akan sama dengan daerah tumpuan. Dengan gaya dalam yang digunakan adalah gaya dalam daerah lapangan.

Dari hasil analisis struktur SAP 2000 didapatkan data sebagai berikut

$$V_g = 189,206 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ lapangan} = 127,897 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr-} &= 245,2792 \text{ kN} \\
 M_{pr+} &= 245,2792 \text{ kN} \\
 L_n &= 6,5 - H_c \\
 &= 6,5 - (0,5 \times 600) - (0,5 \times 500) \\
 &= 5,95 \text{ m} \\
 V_{pr}/V_{sway} &= \frac{(M_{pr-}) + (M_{pr+})}{L_n} \\
 &= \frac{(245,2792) + (245,2792)}{5,95} \\
 &= 82,446 \text{ kN} \\
 V_u &= V_g + V_{pr} \\
 &= 189,206 + 82,446 \text{ kN} \\
 &= 271,6528 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek apakah V_c diperhitungkan

$$\begin{aligned}
 V_{pr} &= 82,446 \text{ kN} \\
 0,5 V_u &= 0,5 \times 271,6528 \text{ kN} \\
 &= 135,8264 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$V_{pr} < 0,5 V_u$ maka V_c diperhitungkan

$$\begin{aligned}
 \lambda &= 1 \text{ (untuk beton biasa)} \\
 d_b &= 19 \text{ mm} \\
 d_s &= 10 \text{ mm} \\
 d &= 640,5 \text{ mm} \\
 B &= 350 \text{ mm} \\
 V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B \times d \\
 &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 350 \times 640,5 \\
 &= 190,549 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Desain Sengkang diasumsikan menggunakan 2 kaki jarak 100mm (2P10 – 100mm)

$$\begin{aligned}
 F_{yv} &= 390 \text{ Mpa (untuk baja } < 16 \text{ mm)} \\
 \text{Syarat spasi} & \\
 d / 4 &= 640,5 / 4 \\
 &= 160,13 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 6db &= 6 \times 19 \\ &= 114 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

100 mm < Syarat 1,2,3 maka untuk syarat maksimum spasi sudah aman

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan } (A_v) &= n \times \pi/4 \times d_s^2 \\ &= 2 \times \pi/4 \times 10^2 \\ &= 157,080 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat Geser Sengkang

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times F_{yv} \times d}{s} \\ &= \frac{157,080 \times 390 \times 640,5}{250} \\ &= 156,951 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas } V_s &= 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,66 \times \sqrt{25} \times 350 \times 640,5 \\ &= 739,778 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s \text{ digunakan} = 156,951 \text{ kN}$$

Φ Faktor reduksi kekuatan geser menurut SNI 2847 – 2019 adalah sebesar 0,75 maka

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 190,549 + 156,951 \\ &= 347,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= 0,75 \times 347,5 \\ &= 260,624 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat untuk tulangan geser adalah $\Phi V_n/V_u \geq 1$

$$\begin{aligned} \Phi V_n/V_u &= 260,624 / 127,897 \\ &= 2,038 \end{aligned}$$

Dengan hasil tersebut maka tulangan geser pada balok dapat dinyatakan aman. Untuk tulangan geser pada balok lainnya dapat dilihat hasil rekapitulasi penulangan geser pada balok berikut.

Tabel 5. 31 Rekapitulasi Tulangan Geser pada Balok

Kode	Dimensi Balok		Tul. Geser Tump	Tul. Geser Lapangan
	B (mm)	H (mm)		
B1 (1-3)	350	700	2P10-100mm	2P10-250mm
B1 (4-6)	350	700	2P10-100mm	2P10-250mm
B1 (7-9)	350	700	2P10-100mm	2P10-250mm
B1 (Atap)	350	700	2P10-100mm	2P10-250mm
B2 (1-3)	300	600	2P10-100mm	2P10-250mm
B2 (4-6)	300	600	2P10-100mm	2P10-250mm
B2 (7-9)	300	600	2P10-100mm	2P10-250mm
B2 (Atap)	300	600	2P10-100mm	2P10-250mm
B3 (1-3)	250	500	2P10-100mm	2P10-200mm
B3 (4-6)	250	500	2P10-100mm	2P10-200mm
B3 (7-9)	250	500	2P10-100mm	2P10-200mm
B3 (Atap)	250	500	2P10-100mm	2P10-200mm
BAY (1-3)	250	500	2P10-150mm	2P10-200mm
BAY (4-6)	250	500	2P10-150mm	2P10-200mm
BAY (7-9)	250	500	2P10-150mm	2P10-200mm
BAX (1-3)	250	500	2P10-150mm	2P10-200mm
BAX (4-6)	250	500	2P10-150mm	2P10-200mm
BAX (7-9)	250	500	2P10-150mm	2P10-200mm

5.6. Analisis Gaya Dalam dan Penulangan Kolom

Dalam menentukan tulangan kolom banyak faktor yang harus diperhatikan seperti syarat SCWB (*Strong Column Weak Beam*) maka dari itu untuk menentukan apakah syarat SCWB sudah terpenuhi diperlukan diagram Mn-Pn pada kolom dan hasil perhitungan Mn pada balok karena pada dasarnya kolom dipengaruhi oleh balok yang tersambung pada kolom tersebut. Berikut adalah perhitungan untuk diagram Mn-Pn untuk analisis struktur pada kolom pada bangunan apartemen ini.

Diketahui pada kolom K4 data sebagai berikut

Lebar (b) = 700 mm

Tinggi (h) = 700 mm

F'c = 25 MPa

Fy pokok = 420 MPa

d pokok = 19 mm

d sbegel = 10 mm

$$\begin{aligned}
S_b &= 40 \text{ mm} \\
d' &= s_b + \text{begel} + (0,5 \times d_{\text{pokok}}) \\
&= 40 + 10 + (0,5 \times 19) \\
&= 59,5 \text{ mm} \\
d &= h - d' \\
&= 700 - 59,5 \\
&= 640,5 \text{ mm} \\
A_g &= b \times h \\
&= 700 \times 700 \\
&= 490000 \text{ mm}^2 \\
A_{st} &= 0,6 \% A_g \\
&= 490000 \times 0,6\% \\
&= 2940 \text{ mm}^2 \\
A_s = A_{s'} &= \frac{1}{2} A_{st} \\
&= \frac{1}{2} \times 2940 \\
&= 1470 \text{ mm}^2 \\
E_y &= 0,0021 \\
C_b &= \frac{600 \times (d)}{600 + f} \\
&= \frac{600 \times (640,5)}{60} \\
&= 376,764 \text{ mm}^2 \\
\beta_1 &= 0,85
\end{aligned}$$

Adapun pembuatan untuk diagram Mn-Pn dilakukan dengan perhitungan persamaan berikut.

1. Kondisi Konsentris

Kondisi konsentris adalah kondisi dimana beban yang bekerja terletak tepat di titik berat kolom (beban aksial momen). Sehingga yang terjadi adalah tidak adanya momen atau $M_n = 0$

$$\begin{aligned}
P_n \text{ max} &= 0,8 \times 0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + (A_{st} \times f_y) \\
&= 0,8 \times 0,85 \times 25 \times (360000 - 2880) + (2880 \times 420) \\
&= 8441,32 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Adapun pengaruh terhadap faktor reduksi dengan persyaratan sebagai berikut.

Apabila nilai $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$, maka nilai $\phi = 0,65$

Apabila nilai $\varepsilon_s \geq \varepsilon_t$, maka nilai $\phi = 0,9$

Apabila nilai $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ dan $\varepsilon_s \geq \varepsilon_t$, maka nilai ϕ didapatkan dengan rumus

$$\phi = 0,65 + 0,25 \left(\frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0,005 - \varepsilon_t} \right)$$

dikarenakan pada kondisi konsentris $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ maka faktor reduksi yang diambil adalah $\phi = 0,65$.

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,65 \times P_n \\ &= 0,65 \times 8441,32 \\ &= 5486,832 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Kondisi patah desak

Dapat dikatakan pada kondisi patah desak, nilai faktor pengali pada c adalah $n > 1$. Berikut adalah contoh apabila nilai n pada cb menggunakan pengali 1,1

$$\begin{aligned} c &= 1,1 \times c_b \\ &= 1,1 \times 316,176 \\ &= 347,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka nilai a

$$\begin{aligned} a &= c \times \beta_1 \\ &= 347,8 \times 0,85 \\ &= 295,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_t &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{640,5 - 347,8}{347,8} \times 0,003 \\ &= 0,00164 \end{aligned}$$

Maka $\Phi = 0,65$

$$\begin{aligned} \text{Tul.tekan (fs')} &= 600 \times \frac{c-d'}{c} \\ &= 600 \times \frac{347,8 - 62,5}{347,8} \\ &= 492,2 \text{ MPa} > F_y \end{aligned}$$

maka f_s diambil adalah $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}\text{Tul.Tarik } (f_s) &= 600 \times \frac{d-c}{c} \\ &= 600 \times \frac{537,5-347,8}{347,8} \\ &= 327,3 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Z1 &= \frac{1}{2} H - \frac{1}{2} a \\ &= \frac{1}{2} \times 600 - \frac{1}{2} \times 352,3 \\ &= 152,2 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Z2 &= \frac{1}{2} H - d' \\ &= \frac{1}{2} \times 600 - 62,5 \\ &= 237,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Z3 &= d - \frac{1}{2} H \\ &= 537,5 - \frac{1}{2} \times 600 \\ &= 237,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_n &= C_c + (A_s' \times f_y) - (A_s \times f_s) \leq P_n \text{ max} \\ &= (0,85 \times 25 \times 420 \times 600) + (2880 \times 420) - (2880 \times 327,3) \\ &= 4036 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{C_c \times Z1 - C_s \times Z2 - T_s \times Z3}{10^6} \\ &= \frac{(0,85 \times 25 \times 420 \times 600) \times 152,2 - (2880 \times 420 \times 237,5) - 2880 \times 327,3 \times 237,5}{10^6} \\ &= 1084,76 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Phi P_n &= 0,65 \times P_n \\ &= 0,65 \times 4036 \\ &= 2623,578 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= 0,65 \times M_n \\ &= 0,65 \times 1084,76 \\ &= 705,096 \text{ kN}\end{aligned}$$

3. Kondisi balance

Dapat dikatakan pada kondisi patah desak, nilai faktor pengali pada c adalah $n = 1$. Berikut adalah contoh apabila nilai n pada c_b menggunakan pengali 1.

$$C = C_b = 1 \times c_b$$

$$= 1 \times 316,2$$

$$= 316,2 \text{ mm}$$

Maka nilai a

$$a = c \times \beta_1$$

$$= 316,2 \times 0,85$$

$$= 268,8 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003$$

$$= \frac{537,5 - 316,2}{316,2} \times 0,003$$

$$= 0,0021$$

Maka $\Phi = 0,65$

$$\text{Tul.tekan (fs')} = 600 \times \frac{c-d'}{c}$$

$$= 600 \times \frac{316,2 - 62,5}{316,2}$$

$$= 481,4 \text{ MPa} > F_y$$

maka fs' diambil adalah $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$\text{Tul.Tarik (fs)} = 600 \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 600 \times \frac{537,5 - 316,2}{316,2}$$

$$= 420 \text{ MPa}$$

$$Z_1 = \frac{1}{2} H - \frac{1}{2} a$$

$$= \frac{1}{2} \times 600 - \frac{1}{2} \times 268,8$$

$$= 165,6 \text{ mm}$$

$$Z_2 = \frac{1}{2} H - d'$$

$$= \frac{1}{2} \times 600 - 62,5$$

$$= 237,5 \text{ mm}$$

$$Z_3 = d - \frac{1}{2} H$$

$$= 537,5 - \frac{1}{2} \times 600$$

$$= 237,5 \text{ mm}$$

$$P_n = C_c + (A_s' \times f_y) - (A_s \times f_s) \leq P_n \text{ max}$$

$$= (0,85 \times 25 \times 420 \times 600) + (2880 \times 420) - (2880 \times 420)$$

$$= 3427 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{C_c \times Z_1 - C_s \times Z_2 - T_s \times Z_3}{10^6} \\
 &= \frac{(0,85 \times 25 \times 420 \times 700) \times 189,9 - (1470 \times 420 \times 290,5) - 1470 \times 420 \times 290,5}{10^6} \\
 &= 1142,08 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0,65 \times P_n \\
 &= 0,65 \times 3427 \\
 &= 2227,266 \text{ kN} \\
 \Phi M_n &= 0,65 \times M_n \\
 &= 0,65 \times 1142,08 \\
 &= 742,355 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Kondisi patah tarik

Dapat dikatakan pada kondisi patah tarik, nilai faktor pengali pada c adalah $n < 1$. Berikut adalah contoh apabila nilai n pada cb menggunakan pengali 0,9.

$$\begin{aligned}
 C &= 0,9 \times c_b \\
 &= 0,9 \times 316,2 \\
 &= 284,6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka nilai a

$$\begin{aligned}
 a &= c \times \beta_1 \\
 &= 284,6 \times 0,85 \\
 &= 241,9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{537,5 - 284,6}{284,6} \times 0,003 \\
 &= 0,00267
 \end{aligned}$$

Maka Φ dihitung

$$\begin{aligned}
 \Phi &= 0,65 + 0,25 \times \left(\frac{0,00267 - 0,0021}{0,005 - \epsilon_t} \right) \\
 &= 0,65 + 0,25 \times \left(\frac{0,00267 - 0,0021}{0,005 - 0,00267} \right) \\
 &= 0,7
 \end{aligned}$$

$$\text{Tul.tekan (fs')} = 600 \times \frac{c-d'}{c}$$

$$= 600 \times \frac{284,6 - 62,5}{284,6}$$

$$= 468 \text{ MPa} > F_y$$

maka f_s' diambil adalah $f_y = 420 \text{ MPa}$

$$\text{Tul.Tarik (fs)} = 600 \times \frac{d-c}{c}$$

$$= 600 \times \frac{537,5 - 284,6}{284,6}$$

$$= 533,3 \text{ Mpa (Diambil 420 MPa)}$$

$$Z1 = \frac{1}{2} H - \frac{1}{2} a$$

$$= \frac{1}{2} \times 600 - \frac{1}{2} \times 241,9$$

$$= 179,1 \text{ mm}$$

$$Z2 = \frac{1}{2} H - d'$$

$$= \frac{1}{2} \times 600 - 62,5$$

$$= 237,5 \text{ mm}$$

$$Z3 = d - \frac{1}{2} H$$

$$= 537,5 - \frac{1}{2} \times 600$$

$$= 237,5 \text{ mm}$$

$$P_n = Cc + (A_s' \times f_y) - (A_s \times f_s) \leq P_n \text{ max}$$

$$= (0,85 \times 25 \times 241,9 \times 600) + (2280 \times 420) - (2280 \times 420)$$

$$= 3084 \text{ kN}$$

$$M_n = \frac{Cc \times Z1 - Cs \times Z2 - Ts \times Z3}{10^6}$$

$$= \frac{(0,85 \times 25 \times 241,9 \times 700) \times 179,1 - (2280 \times 420 \times 237,5) - 2280 \times 288,2 \times 237,5}{10^6}$$

$$= 1126,77 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = 0,7 \times P_n$$

$$= 0,7 \times 3084$$

$$= 2996,215 \text{ kN}$$

$$\Phi M_n = 0,7 \times M_n$$

$$= 0,7 \times 1126,77$$

$$= 787,445 \text{ kN}$$

5. Kondisi lentur murni

Dapat dikatakan pada kondisi lentur murni beban yang terjadi hanyalah momen tanpa beban aksial atau beban aksial mendekati = 0 sehingga nilai pengali pada c adalah $n < 0,2$ (Kondisi patah tarik sebelum memasuki kondisi lentur murni) perhitungan pada kondisi lentur murni adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} c &= 0,15 \times cb \\ &= 0,25 \times 316,2 \\ &= 78,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka nilai a

$$\begin{aligned} a &= c \times \beta_1 \\ &= 78,7 \times 0,85 \\ &= 66,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 \\ &= \frac{537,5-78,7}{78,7} \times 0,003 \\ &= 0,017 \end{aligned}$$

$$\text{Maka } \Phi = 0,9$$

$$\begin{aligned} \text{Tul.tekan (fs')} &= 600 \times \frac{c-d'}{c} \\ &= 600 \times \frac{78,7-62,5}{78,7} \\ &= 123,719 \text{ MPa} < F_y \end{aligned}$$

maka fs' diambil apa adanya

$$\begin{aligned} \text{Tul.Tarik (fs)} &= 600 \times \frac{d-c}{c} \\ &= 600 \times \frac{537,5-78,7}{78,7} \\ &= 3496 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Maka $fs > fy$ diambil = 420 MPa

$$\begin{aligned} Z1 &= \frac{1}{2} H - \frac{1}{2} a \\ &= \frac{1}{2} \times 600 - \frac{1}{2} \times 66,9 \\ &= 266,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Z2 = \frac{1}{2} H - d'$$

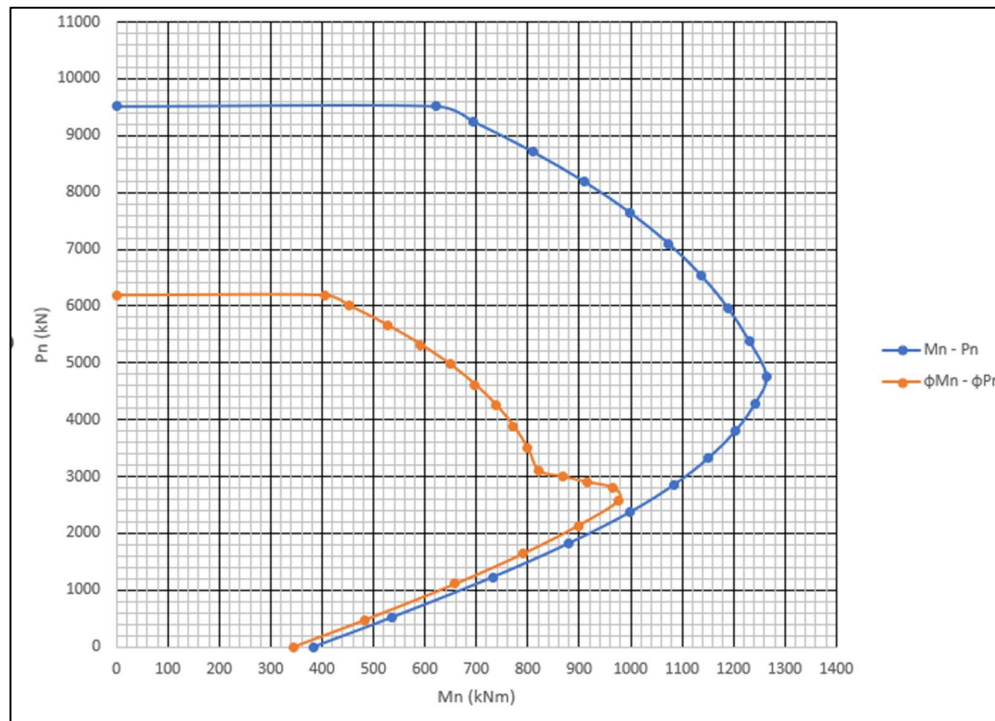
$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \times 600 - 62,5 \\
 &= 237,5 \text{ mm} \\
 Z3 &= d - \frac{1}{2} H \\
 &= 537,5 - \frac{1}{2} \times 600 \\
 &= 237,5 \text{ mm} \\
 P_n &= C_c + (A_s' \times f_y) - (A_s \times f_s) \leq P_n \text{ max} \\
 &= (0,85 \times 25 \times 66,9 \times 600) + (2280 \times 123,719) - (2280 \times 3496) \\
 &= 0 \text{ kN} \\
 M_n &= \frac{C_c \times Z1 - C_s \times Z2 - T \times Z3}{10^6} \\
 &= \frac{(0,85 \times 25 \times 66,9 \times 700) \times 266,5 - (1470 \times 420 \times 237,5) - 1470 \times 66,9 \times 237,5}{10^6} \\
 &= 599,388 \text{ kN} \\
 \Phi P_n &= 0,9 \times P_n \\
 &= 0,9 \times 0 \\
 &= 0 \text{ kN} \\
 \Phi M_n &= 0,7 \times M_n \\
 &= 0,7 \times 599,388 \\
 &= 593,404 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berikut adalah tabel rekapitulasi nilai M_n - P_n dan ΦM_n - ΦP_n dengan rasio tulangan 1,6% pada kolom K4.

Tabel 5. 32 Rekapitulasi Perhitungan Nilai Mn – Pn pada Kolom K4

Kondisi	C (mm)		a (mm)	fs'		fs		Z1	Z2	Z3	Pn (kN)		Mn (kNm)	et	φ	φMn	φPn
	n.Cb			hitung	ambil	hitung	ambil	(1/2*H-1/2*a)	(1/2*H-d')	d-1/2*H	hitung	diambil					
konsentris	~	~		420	420	420,0	420,0	0	0	0	8441,28	8441,28	0	0,00000	0,65	0,000	5486,832
pth desak	1,90	600,0	510,0	537,5	420	-62,5	-62,5	45,0	237,5	237,5	7892	7892,10	537,1425	-0,00031	0,65	349,143	5129,865
	1,8	569,1	483,8	534,1	420	-33,3	-33,3	58,1	237,5	237,5	7473	7473	622,984102	-0,00017	0,65	404,940	4857,718
	1,7	537,5	456,9	530,2	420	0,0	0,0	71,6	237,5	237,5	7035	7035	704,142744	0,00000	0,65	457,693	4572,592
	1,6	505,9	430,0	525,9	420	37,5	37,5	85,0	237,5	237,5	6584	6584	778,9425	0,00019	0,65	506,313	4279,665
	1,5	474,3	403,1	520,9	420	80,0	80,0	98,4	237,5	237,5	6119	6119	847,953369	0,00040	0,65	551,170	3977,378
	1,4	442,6	376,3	515,3	420	128,6	128,6	111,9	237,5	237,5	5637	5637	911,908209	0,00064	0,65	592,740	3663,726
	1,3	411,0	349,4	508,8	420	184,6	184,6	125,3	237,5	237,5	5132	5132	971,76537	0,00092	0,65	631,647	3336,083
	1,2	379,4	322,5	501,2	420	250,0	250,0	138,8	237,5	237,5	4601	4601	1028,80266	0,00125	0,65	668,722	2990,959
Balance	1,1	347,8	295,6	492,2	420	327,3	327,3	152,2	237,5	237,5	4036	4036	1084,76252	0,00164	0,65	705,096	2623,578
	1	316,2	268,8	481,4	420	420,0	420,0	165,6	237,5	237,5	3427	3427	1142,08441	0,00210	0,65	742,355	2227,266
Patah tarik	0,9	284,6	241,9	468,2	420	533,3	420,0	179,1	237,5	237,5	3084	3084	1126,77196	0,00267	0,70	787,445	2155,190
	0,8	252,9	215,0	451,7	420	675,0	420,0	192,5	237,5	237,5	2741	2741	1102,25063	0,00338	0,76	837,615	2083,114
	0,7	221,3	188,1	430,6	420	857,1	420,0	205,9	237,5	237,5	2399	2399	1068,5204	0,00429	0,84	895,873	2011,038
	0,6	189,7	161,3	402,3	402,3255814	1100,0	420,0	219,4	237,5	237,5	2005	2005	1013,49199	0,00550	0,90	912,143	1804,532
	0,5	158,1	134,4	362,8	362,7906977	1440,0	420,0	232,8	237,5	237,5	1549	1549	934,302128	0,00720	0,90	840,872	1393,667
	0,4	126,5	107,5	303,5	303,488	1950,0	420,0	246,3	237,5	237,5	1035	1035	832,382453	0,00975	0,90	749,144	931,564
	0,3	94,9	80,6	204,7	204,651	2800,0	420,0	259,7	237,5	237,5	408	408	694,21203	0,01400	0,90	624,791	366,988
	0,2	63,2	53,8	7,0	6,977	4500,0	420,0	273,1	237,5	237,5	-504	-504	479,22807	0,02250	0,90	431,305	-453,775
Lentur murni	0,25	78,7	66,9	123,7	123,719	3496,0	420,0	266,5	237,5	237,5	0	0	599,337533	0,01748	0,90	539,404	0,000

Setelah mendapatkan tabel nilai $M_n - P_n$ dan $\Phi M_n - \Phi P_n$ maka akan didapatkan diagram menggunakan hasil dari $M_n - P_n$ dan $\Phi M_n - \Phi P_n$ tersebut. Diagram tersebut diperlukan untuk pengecekan syarat SCWB pada kolom SRPMK. Berikut adalah gambar diagram $M_n - P_n$ dan $\Phi M_n - \Phi P_n$.



Gambar 5. 7 Grafik Diagram $M_n - P_n$ dan $\Phi M_n - \Phi P_n$

7. Pengecekan SCWB pada Struktur Kolom

Dalam mendesain bangunan SRPMK ada beberapa syarat yang harus dipenuhi salah satunya adalah kolom harus lebih kuat daripada balok atau SCWB (*Strong Column Weak Beam*) pada SCWB disebutkan bahwa $\Sigma M_{ncolumn} > 1,2 \times \Sigma M_{nbeam}$. Berikut adalah langkah langkah dalam pengecekan SCWB.

Diketahui data pada bangunan adalah sebagai berikut:

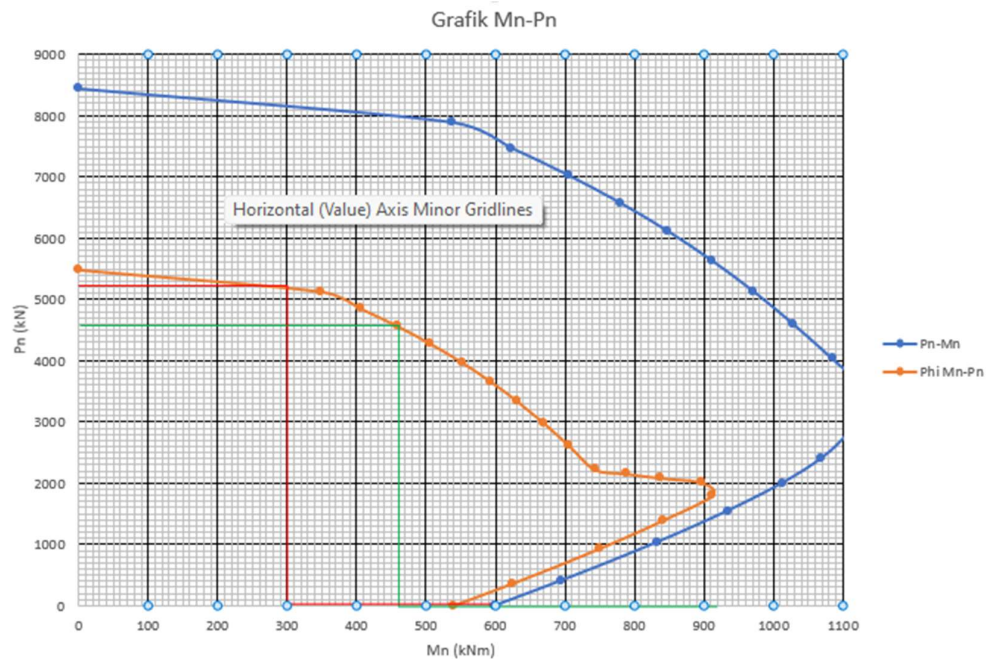
$M_n - \text{balok pada B1}$	$= 260,872 \text{ kN}$
$M_n + \text{balok pada B1}$	$= 260,872 \text{ kN}$
$M_n - \text{balok pada B2}$	$= 216,3519 \text{ kN}$
$M_n + \text{balok pada B3}$	$= 65,7197 \text{ kN}$

a. Tinjauan kolom arah X

Pu atas kolom untuk lantai 1 = 5174 kN

Pu bawah kolom untuk lantai 1 = 5209 kN

Maka dari data diatas menggunakan grafik diagram Mn – Pn dapat ditentukan Mnc menggunakan interaksi antara Pu dan Mu yaitu seperti gambar dibawah.



Gambar 5. 8 Penggunaan Grafik Diagram Untuk Nilai Mnc

Dapat dilihat pada grafik tersebut menunjukan

Mnc atas = 460 kN

Mnc bawah = 300 kN

$$\begin{aligned}\Sigma Mnc &= Mnc \text{ atas} + Mnc \text{ Bawah} \\ &= 460 + 300 \\ &= 760 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma Mnb &= (Mn- B2) + (Mn+ B3) \\ &= 216,3519 + 65,7197 \\ &= 282,071 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1,2 \Sigma Mnb &= 1,2 \times 282,071 \\ &= 338,486 \text{ kN}\end{aligned}$$

Maka nilai $\Sigma M_{nc} > 1,2 \Sigma M_{nb}$ dengan hasil tersebut kolom K4 untuk tinjauan arah X dapat dinyatakan memenuhi syarat SCWB dan aman.

Untuk tinjauan arah Y dilakukan hal yang sama seperti arah X dan berlaku untuk setiap lantai acuan. Berikut adalah hasil rekapitulasi pengecekan SCWB pada setiap kolom.

Tabel 5. 33 Rekapitulasi Pengecekan SCWB pada Kolom

Kode Kolom	Lantai	Tulangan Pokok			Cek SCWB	
		Arah X	Arah Y	Total	Arah X	Arah Y
K4	1 s/d 3	12D25	12D25	20D25	OK!	OK!
	4 s/d 6	6D25	6D25	8D25	OK!	OK!
	7 s/d 9	6D25	6D25	8D25	OK!	OK!
	ATAP	6D25	6D25	8D25	OK!	OK!
K3	1 s/d 3	12D25	12D25	20D25	OK!	OK!
	4 s/d 6	6D25	6D25	8D25	OK!	OK!
	7 s/d 9	6D25	6D25	8D25	OK!	OK!
	ATAP	6D25	6D25	8D25	OK!	OK!
K2	1 s/d 3	10D22	10D22	16D22	OK!	OK!
	4 s/d 6	6D22	6D22	8D22	OK!	OK!
	7 s/d 9	6D22	6D22	8D22	OK!	OK!
	ATAP	6D22	6D22	8D22	OK!	OK!
K1	1 s/d 3	6D22	6D22	8D22	OK!	OK!
	4 s/d 6	6D22	6D22	8D22	OK!	OK!
	7 s/d 9	6D22	6D22	8D22	OK!	OK!
	ATAP	6D22	6D22	8D22	OK!	OK!
KLIFT	1 s/d 3	8D22	8D22	12D22	OK!	OK!
	4 s/d 6	6D22	6D22	8D22	OK!	OK!
	7 s/d 9	6D22	6D22	8D22	OK!	OK!
	ATAP	6D22	6D22	8D22	OK!	OK!

8. Penulangan lentur pada kolom

Apabila setiap kolom struktur sudah memenuhi syarat SCWB maka dapat dilakukan perhitungan tulangan lentur untuk kolom. Berikut adalah contoh yang diambil pada kolom K4 arah X pada lantai 1 - 3 yaitu sebagai berikut.

$$\text{Rasio} = 1,6\%$$

$$A_g = 360000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \text{Rasio} \times A_g \\
 &= 1,6\% \times 360000 \\
 &= 5760 \text{ mm}^2 \\
 \text{As untuk X} &= \frac{1}{2} \text{ Asperlu} \\
 &= \frac{1}{2} \times 5760 \\
 &= 2880 \text{ mm}^2 \\
 \text{As 1 tulangan} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_{\text{pokok}}^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \\
 &= 490,8738 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jumlah Tul.(n)} &= \text{Asperlu} / \text{As 1 tulangan} \\
 &= 2880 / 490,8738 \\
 &= 5,184 \text{ tulangan} \\
 &= 6 \text{ tulangan (Dibulatkan)}
 \end{aligned}$$

9. Penulangan geser pada kolom

Perhitungan gaya geser pada kolom dilakukan untuk menentukan jumlah sengkang yang akan digunakan. Berikut adalah langkah – langkah dalam perhitungan gaya geser pada kolom pada kolom K1.

a. Menentukan nilai L_o

$$\begin{aligned}
 H_{\text{balok}} &= 700 \text{ mm} \\
 H_{\text{lantai}} &= 3500 \text{ mm} \\
 L_u &= h_{\text{lantai}} - h_{\text{balok}} \\
 &= 3500 - 700 \\
 &= 2800 \text{ mm} \\
 \text{Cek 1} &= L_o > H_{\text{kolom}} \\
 &= 450 \text{ mm} \\
 \text{Cek 2} &= L_o > \frac{1}{6} \times L_u \\
 &= L_o > \frac{1}{6} \times 2800 \\
 &= L_o > 466,667 \text{ mm} \\
 \text{Cek 3} &= L_o > 450 \text{ mm} \\
 L_o \text{ pakai} &= 466,67 \text{ mm (Terbesar)}
 \end{aligned}$$

b. Penulangan daerah tumpuan (sendi plastis)

$$\begin{aligned}\text{Kolom} &= B \text{ kolom} = H \text{ kolom} \\ &= 450 \text{ mm}\end{aligned}$$

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

$$\text{Trial kaki Sengkang} = 3 \text{ kaki}$$

$$\begin{aligned}Hx &= \frac{B \text{ kolom} - 2xs_b - 2x \text{ dsengkang} - db}{n \text{ kaki} - 1} \\ &= \frac{450 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 22}{3 - 1} \\ &= 109,33 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}bc &= H_{\text{kolom}} - 2 \times sb \\ &= 450 - 2 \times 40 \\ &= 370 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$Pu = 1876 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}Ag \times f'_c \times 0,3 &= 202500 \times 22 \times 0,3 \\ &= 1518,75 < Pu \text{ (Tidak Memenuhi)}\end{aligned}$$

Maka V_c diperhitungkan

Menghitung spasi (s)

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

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

$$\begin{aligned}S_0 &= 100 + \frac{350 - h_x}{3} < 150 \\ &= 100 + \frac{350 - 109,33}{3} < 150 \\ &= 180,233 \text{ mm} \\ &= 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Cek 1 } s \leq S_0 = 150 \text{ mm (OK!)}$$

$$\text{Cek 2 } s \leq 150 \text{ mm} = 150 \text{ mm (OK!)}$$

$$\text{Cek 3 } s \leq 100 \text{ mm} = 100 \text{ mm (OK!)}$$

$$\begin{aligned}\text{Cek 4 } s &\leq \frac{1}{4} b = \frac{1}{4} b \\ &= \frac{1}{4} \times 450 \\ &= 112 \text{ (OK!)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Cek 5 } s &\leq 6db = 6 \times db \\ &= 6 \times 22 \\ &= 132 \text{ (OK!)}\end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm}$$

c. Menghitung luasan penampang Sengkang

$$\emptyset \text{ Sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$A_{sh\ x} = A_{sh\ y}$$

$$\begin{aligned} B_c &= H_{\text{kolom}} - (2 \times s_b) \\ &= 450 - (2 \times 40) \\ &= 370 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh\ 1} &= 0,3 \times (S_{\text{pakai}} \times b_c \times f_y) \times \left(\left(\frac{B \times H}{B_c \times B_c} \right) - 1 \right) \\ &= 0,3 \times (100 \times 370 \times 390) \times \left(\left(\frac{450 \times 450}{370 \times 370} \right) - 1 \right) \\ &= 302,98 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh\ 2} &= 0,09 \times \left(\frac{S_{\text{pakai}} \times b_c \times f_y}{f_y} \right) \\ &= 0,09 \times \left(\frac{100 \times 370 \times 390}{390} \right) \\ &= 189,68 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sh\ \text{pakai}} = 302,98 \text{ mm}^2$$

d. Menghitung luas Sengkang

$$\begin{aligned} A_{v_x} &= \text{Kaki Sengkang} \times 0,25 \times \pi \times d_{\text{sengkang}}^2 \\ &= 3 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 398,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek 1} &= A_{v_x} > A_{sh\ \text{pakai}} \\ &= 398,2 \text{ mm}^2 > 302,98 \text{ mm}^2 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

e. Mengecek terhadap gaya yang terjadi

Nilai V_c dihitung berdasarkan SNI

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(\left(1 + \frac{P_u \times 1000}{14 \times H_{\text{kolom}} \times B_{\text{kolom}}} \right) \right) \times \sqrt{f'_c} \times \\ &\quad B_{\text{kolom}} \times d \\ &= 0,17 \times \left(\left(1 + \frac{1876 \times 1000}{14 \times 450 \times 450} \right) \right) \times \sqrt{25} \times 450 \times 386 \\ &= 245356,41 \text{ N} \\ &= 245,3564 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s = A_v \times f_y \times \frac{d}{S_{\text{pakai}}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 398,22 \times 390 \times \frac{386}{100} \\
 &= 666050,63 \text{ N} \\
 &= 666,0506 \text{ kN} \\
 \Phi V_n &= \Phi(V_c + V_s) \\
 &= 0,75 (245,3564 + 666,0506) \\
 &= 683,56 \text{ kN} \\
 \text{Cek} &= \Phi V_n > V_u \\
 &= 683,56 \text{ kN} > 230,827 \text{ (OK!)}
 \end{aligned}$$

Sehingga dipakai untuk tulangan daerah sendi plastis yaitu 3P13 – 100 mm.

f. Penulangan daerah lapangan (luar sendi plastis)

Menghitung spasi (s)

$$\begin{aligned}
 \text{Spakai} &= 150 \text{ mm} \\
 D \text{ pokok} &= 22 \text{ mm} \\
 S_0 &= 100 + \frac{350-hx}{3} < 150 \\
 &= 100 + \frac{350-109,33}{3} < 150 \\
 &= 180,233 \text{ mm} \\
 &= 150 \text{ mm} \\
 \text{Cek 1 } s \leq S_0 &= 150 \text{ mm (OK!)} \\
 \text{Cek 2 } s \leq 150 \text{ mm} &= 150 \text{ mm (OK!)} \\
 \text{Cek 3 } s \leq 6db &= 6 \times db \\
 &= 6 \times 22 \\
 &= 132 \text{ mm} \\
 S \text{ pakai} &= 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

g. Mengecek terhadap gaya yang terjadi

$$\begin{aligned}
 V_e &= 130,44 \text{ kN} \\
 d &= 386 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Nilai V_c dihitung berdasarkan SNI

$$\begin{aligned}
 A_{vx} &= Kaki \text{ Sengkang} \times 0,25 \times \pi d_{\text{sengkang}}^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times \pi 13^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 265,46 \text{ mm}^2 \\
V_c &= 0,17 \times \left(\left(1 + \frac{Pu \times 1000}{14 \times H \text{ kolom} \times B \text{ kolom}} \right) \right) \times \sqrt{f'_c} \times \\
&\quad B_{\text{kolom}} \times d \\
&= 0,17 \times \left(\left(1 + \frac{1876 \times 1000}{14 \times 450 \times 450} \right) \right) \times \sqrt{25} \times 450 \times 386 \\
&= 245356,41 \text{ N} \\
&= 245,3564 \text{ kN} \\
V_s &= A_v \times f_y \times \frac{d}{s_{pakai}} \\
&= 265,46 \times 390 \times \frac{386}{100} \\
&= 266420,25 \text{ N} \\
&= 266,4202 \text{ kN} \\
\Phi V_n &= \Phi(V_c + V_s) \\
&= 0,75 (245,3564 + 266,4202) \\
&= 383,83 \text{ kN} \\
\text{Cek 2} &= \Phi V_n > V_u \\
&= 383,83 \text{ kN} > 230,827 \text{ (OK!)}
\end{aligned}$$

Sehingga dipakai untuk tulangan daerah luar sendi plastis yaitu 2 P13 – 150 mm.

10. Penulangan geser pada *joint beam column*

Pada perhitungan desain tulangan geser *beam column joint* kali ini diambil sampel balok B1 lantai 1-3 portal X dengan bentang 6,5 m.

Data-Data Yang Dibutuhkan

$$H_c = 450 \text{ mm}$$

$$B_c = 450 \text{ mm}$$

$$H_b = 700 \text{ mm}$$

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

Senggang kolom daerah sendi plastis 3D13-100

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$20d_b = 20 \times 19$$

$$= 380 \text{ mm}$$

$$H_c (450 \text{ mm}) > 20d_b (380 \text{ mm}) \text{ (OKE!)}$$

Cek Syarat Sengkang Pada Joint

$$\begin{aligned} X &= (B_c - B_b)/2 \\ &= (450 - 350)/2 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lebar efektif joint (B)

$$\begin{aligned} B1 &= b + h \\ &= B_b + H_c \\ &= 350 + 450 \\ &= 800 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B2 &= B_{\text{balok}} + 2X \\ &= 350 + 2 \times 50 \\ &= 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

B pakai = 450 mm (Terkecil)

Sehingga luas penampang joint

$$\begin{aligned} A_j &= B \times h \\ &= 450 \times 450 \\ &= 202500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek syarat sengkang

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

$$B_{\text{kolom}} = 450 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{4} B_{\text{kolom}} = 337,5 \text{ mm}$$

Karena $B_{\text{balok}} > \frac{3}{4} B_{\text{kolom}}$, maka sengkang joint sama dengan sengkang kolom sendi plastis yakni 3P13-100. Karena setiap lantai memiliki lebar balok $> \frac{3}{4}$ lebar kolom, maka sengkang joint setiap lantai sama dengan sengkang kolom sendi plastis.

a. Perhitungan Kekuatan Geser Nominal Joint (V_n)

Untuk Joint Dengan 2 Balok Tiap Sisi

$$A_{s-} = 1134,115 \text{ mm}^2$$

$$A_{s+} = 1134,115 \text{ mm}^2$$

Cek kuat geser :

$$\Sigma H = 0$$

$$\begin{aligned}
 &= V_e - (C_c+) - (T_s-) - V_{\text{joint}} = 0 \\
 V_{\text{joint}} &= V_e - (T_s-) - (C_c+) \\
 V_{\text{joint}} &= \\
 V_e &= 190,549 \text{ kN} \\
 T_s &= 1,25 \times f_y \times A_s- \\
 &= 1,25 \times 390 \times 1134,115 \\
 &= 595,41 \text{ kN} \\
 C_c &= 1,25 \times f_y \times A_s+ \\
 &= 1,25 \times 420 \times 1134,115 \\
 &= 595,41 \text{ kN} \\
 V_{\text{joint}} &= 190,549 \text{ kN} \\
 \Phi &= 0,75 \\
 V_n &= \Phi \times 1,2 \times \sqrt{F'_c} \times A_j \times 1/1000 \\
 &= \Phi \times 1,2 \times \sqrt{25} \times 202500 \times 1/1000 \\
 &= 1215000 \text{ kN} \\
 &= 1215 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\Phi V_n > V_{\text{joint}}$ maka dapat dinyatakan aman.

Tabel 5. 34 Rekapitulasi Senggang Kolom dan *Beam – Column Joint*

Kode Kolom	Lantai	Tul. Geser Tump.		Tul. Geser Lap.		Tul. Geser BCJ	
		Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
K4	1 s/d 3	3P13-100mm	3P13-100mm	3P13-150mm	3P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	4 s/d 6	3P13-100mm	3P13-100mm	3P13-150mm	3P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	7 s/d 9	3P13-100mm	3P13-100mm	3P13-150mm	3P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	ATAP	3P13-100mm	3P13-100mm	3P13-150mm	3P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
K3	1 s/d 3	3P13-100mm	3P13-100mm	3P13-150mm	3P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	4 s/d 6	3P13-100mm	3P13-100mm	3P13-150mm	3P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	7 s/d 9	3P13-100mm	3P13-100mm	3P13-150mm	3P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	ATAP	3P13-100mm	3P13-100mm	3P13-150mm	3P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
K2	1 s/d 3	3P13-100mm	3P13-100mm	2P13-150mm	2P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	4 s/d 6	3P13-100mm	3P13-100mm	2P13-150mm	2P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	7 s/d 9	3P13-100mm	3P13-100mm	2P13-150mm	2P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	ATAP	3P13-100mm	3P13-100mm	2P13-150mm	2P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
K1	1 s/d 3	3P13-100mm	3P13-100mm	2P13-150mm	2P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	4 s/d 6	3P13-100mm	3P13-100mm	2P13-150mm	2P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	7 s/d 9	3P13-100mm	3P13-100mm	2P13-150mm	2P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	ATAP	3P13-100mm	3P13-100mm	2P13-150mm	2P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
KLIFT	1 s/d 3	3P13-100mm	3P13-100mm	2P13-150mm	2P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	4 s/d 6	3P13-100mm	3P13-100mm	2P13-150mm	2P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	7 s/d 9	3P13-100mm	3P13-100mm	2P13-150mm	2P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm
	ATAP	3P13-100mm	3P13-100mm	2P13-150mm	2P13-150mm	3P13-100mm	3P13-100mm

5.7. Analisis Gaya Dalam dan Penulangan Pondasi

Pondasi adalah struktur bangunan paling bawah yang akan berfungsi sebagai penyalur beban dari struktur di atasnya ke lapisan tanah pendukung atau batuan yang berada di bawahnya. Sebagai elemen struktur yang terletak pada bagian terendah dari sebuah bangunan, maka pondasi tersebut akan langsung berhubungan dengan tanah. Pondasi yang akan dipakai kali ini adalah pondasi tiang pancang dengan bahan beton pracetak. Adapun pondasi tiang ini masuk dalam kategori pondasi tiang perpindahan besar (*large displacement pile*), yaitu tiang pejal dengan ujung yang tertutup yang akan dipancang ke dalam tanah sehingga terjadi perpindahan volume tanah yang relatif besar. Tiang – tiang tersebut didesain dalam suatu grup atau kumpulan tiang yang diharapkan akan bekerja bersama - sama. Agar kumpulan pile tersebut dapat bekerja bersama digunakanlah Pile Cap. Pile cap sendiri juga memiliki fungsi sebagai penopang beban dari kolom, yang akan disebarkan lebih lanjut ke tiang pancang. Pengerjaan pile cap juga memiliki peran penting dalam menentukan lokasi kolom pada titik pusat pondasi.

Tabel 5. 35 Output Gaya Dalam Pondasi

Tipe	Joint	Vx	Vy	P	My	Mx
		DL + LL				
Interior	P1 (276)	97,66	-17,97	2415,384	21,2036	-32,259
Eksterior	P2 (227)	-191,581	102,253	2283,625	28,7495	16,5269
Sudut	P3 (100)	261,669	22,164	2121,814	-25,9965	27,8423
LIFT	P4(LIFT)	137,62	5,274	2299,083	-4,9657	-15,116
Tipe	Joint	Vx	Vy	P	My	Mx
		Gempa				
Interior	P1 (276)	403,076	3,179	3027,365	6,1488	196,237
Eksterior	P2 (227)	83,105	867,838	3140,081	342,168	21,2763
Sudut	P3 (100)	160,744	0,767	1659,569	1,9478	83,5688
LIFT	P4(LIFT)	333,124	2,258	2301,162	2,8971	167,487

1. Data Yang Digunakan

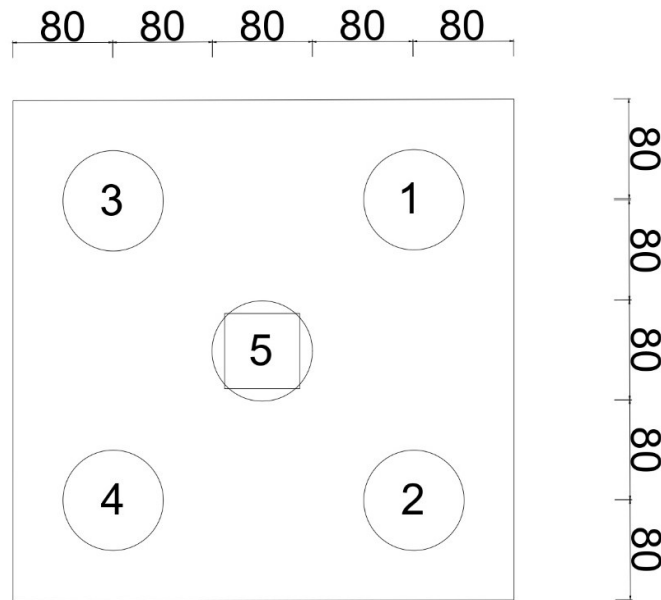
P dari beban tetap	= 2415,384 kN
Vy dari beban tetap	= -17,97 kN
Vx dari beban tetap	= 97,66 kN
P dari beban gempa	= 3027,365 kN

$$\begin{aligned}
 V_y \text{ dari beban gempa} &= 3,179 \text{ kN} \\
 V_x \text{ dari beban gempa} &= 403,076 \text{ kN} \\
 \text{Diameter pile} &= 0,8 \\
 Q_c \text{ uji sondir 8 m} &= 215 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{TSF uji sondir 8 m} &= 538,67 \text{ kg/cm} \\
 \text{Kedalaman pile} &= 8 \text{ m} \\
 \text{Keliling pile} &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,8 \\
 &= 2,513 \text{ m} \\
 \text{Luas Pile} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \\
 &= 0,50 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat pile} &= 641 \text{ kg/m} \\
 W_p &= \text{Berat pile} \times \text{kedalaman} \\
 &= 641 \times 8 \\
 &= 5128 \text{ Kg} \\
 &= 50,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Daya Dukung Tanah

$$\begin{aligned}
 Q_c \text{ uji sondir 8 m} &= 215 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{TSF uji sondir 8 m} &= 538,67 \text{ kg/cm} \\
 \text{Keliling pile} &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,8 \\
 &= 2,513 \text{ m} \\
 &= 251,3 \text{ cm} \\
 \text{Luas Pile} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \\
 &= 5024 \text{ cm}^2 \\
 Q_a &= \frac{A \times q_c}{FK_1} + \frac{\text{Keliling Pile} \times \text{TSF}}{FK_2} \\
 &= \frac{5024 \times 215}{3} + \frac{251,3 \times 538,67}{5} \\
 &= 3206269 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3206,269 \text{ kN} \\
 3. \quad &\text{Jumlah pile} \\
 &P_u = Q_a - W_p \\
 &= 3206,269 - 50,3 \\
 &= 3095,04 \text{ kN} \\
 &SF = 2,5 \\
 &\text{Daya dukung ijin tanah } P_a = \frac{P_u}{SF} \\
 &= \frac{3095,04}{2,5} \\
 &= 1238,02 \text{ kN} \\
 &\text{Daya dukung ijin tiang} = 367,6 \text{ Ton} \\
 &= 3606,16 \text{ kN} \\
 &P_a \text{ yang digunakan} = 1238,02 \text{ kN} \\
 &\Sigma P = 2415,384 \text{ kN} \\
 &\text{Jumlah pile} = \frac{2415,384}{1238,02} \\
 &= 1,91 \\
 &n \text{ pile} = 5 \text{ Buah (Dipakai)} \\
 &\text{Dengan konfigurasi tiang pada gambar dibawah maka.} \\
 &\text{Panjang } pilecap = 4 \text{ m} \\
 &\text{Lebar } pilecap = 4 \text{ m} \\
 &\text{Berat jenis } pilecap = 23,544 \text{ kN/m}^3 \\
 &\text{Asumsi tebal } pilecap = 1 \text{ m} \\
 &\text{Berat } pilecap = A \times \text{Berat jenis} \times \text{tebal pile} \\
 &= (4^2) \times 23,544 \times 1 \\
 &= 376,70 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 9 Konfigurasi Pile

4. Kontrol terhadap Gaya

Kontrol terhadap gaya pada pilecap dapat dihitung dengan cara sebagai berikut.

a. Dari beban tetap

$$\begin{aligned}
 P &= P + \text{Berat pada pilecap} \\
 &= 2415,384 + 376,70 \\
 &= 2792,088 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{Pu}{SF} \\
 &= \frac{3095,04}{2,5} \\
 &= 1238,02 \text{ kN} \\
 &= 126,2 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$P_a \text{ Tiang} = 367,6 \text{ Ton}$$

$$P_a \text{ pakai} = 126,2 \text{ Ton}$$

Kontrol terhadap pile 1

$$X1 = 1,2 \text{ m}$$

$$Y1 = 1,2 \text{ m}$$

$$X1^2 = 1,44 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 Y1^2 &= 1,44 \text{ m}^2 \\
 MX1 &= Mx \times \frac{yi}{\sum X^2} \\
 &= -32,25 \times \frac{1,2}{5,76^2} \\
 &= -6,72 \\
 MY1 &= My \times \frac{xi}{\sum Y^2} \\
 &= 21,2036 \times \frac{1,2}{5,76^2} \\
 &= 4,42 \\
 Pi &= \frac{P}{n} + MX1 + MY1 \\
 &= \frac{2735,973}{5} - 6,72 + 4,42 \\
 &= 569,56 \text{ kN} \\
 &= 58,06 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$P_i < P_a$ yang digunakan. Maka dapat dikategorikan aman.

Tabel 5.36 Rekapitulasi Kontrol Gaya Terhadap Beban Tetap

P	xi (m)	yi	x^2	y^2	MX 1	MY 1	Pi (kN)	Pi (Ton)	Ket
1	1,20	1,20	1,44	1,44	6,72	4,42	569,56	58,06	AMAN
2	1,20	-1,20	1,44	1,44	-6,72	4,42	556,11	56,69	AMAN
3	-1,20	1,20	1,44	1,44	6,72	-4,42	560,72	57,16	AMAN
4	-1,20	-1,20	1,44	1,44	-6,72	-4,42	547,28	55,79	AMAN
5	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	558,42	56,92	AMAN

b. Dari beban tetap dan beban sementara

$$\begin{aligned}
 P &= P \text{ Tetap} + \text{Berat pada } pilecap + P \text{ Gempa} \\
 &= 2359,27 + 376,70 + 2429,917 \\
 &= 5819,453 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{Pu}{SF} \\
 &= \frac{3095,04}{2} \\
 &= 1547,522 \text{ kN} \\
 &= 157,749 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$Pa \text{ Tiang} = 367,6 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned}
 Pa \text{ pakai} &= 157,749 \text{ Ton} \\
 X1 &= 1,2 \text{ m} \\
 Y1 &= 1,2 \text{ m} \\
 X1^2 &= 1,44 \text{ m}^2 \\
 Y1^2 &= 1,44 \text{ m}^2 \\
 MX1 &= Mx \times \frac{yi}{\sum X^2} \\
 &= 228,5 \times \frac{1,2}{5,76^2} \\
 &= 1 \\
 MY1 &= My \times \frac{xi}{\sum Y^2} \\
 &= 27,4 \times \frac{1,2}{5,76^2} \\
 &= 8,3 \\
 Pi &= \frac{P}{n} + MX1 + MY1 \\
 &= \frac{5819,453}{5} + 1 + 8,3 \\
 &= 1173,114 \text{ kN} \\
 &= 119,587 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$Pi < Pa$ yang digunakan. Maka dapat dikategorikan aman

Tabel 5.37 Rekapitulasi Kontrol Gaya Terhadap Beban Tetap dan Gempa

P	xi (m)	yi	x ²	y ²	MX 1	MY 1	Pi (kN)	Pi (Ton)	Ket
1	1,20	1,20	1,44	1,44	1,0	8,3	1173,144	119,587	AMAN
2	-1,20	1,20	1,44	1,44	-1,0	8,3	1171,166	119,385	AMAN
3	1,20	-1,20	1,44	1,44	1,0	-8,3	1156,615	117,902	AMAN
4	-1,20	-1,20	1,44	1,44	-1,0	-8,3	1154,637	117,700	AMAN
5	0,00	0,0	0	0	0,0	0,0	1163,891	118,643	AMAN

5. Kontrol terhadap kelompok tiang

Saat pile dihitung sendiri akan berbeda hasilnya apabila saat menjadi suatu kelompok tiang maka dari itu perhitungan kontrol gaya terhadap kelompok tiang dibutuhkan untuk mengetahui aman tidaknya suatu pondasi. Berikut adalah perhitungan kontrol gaya sebagai kelompok tiang.

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{D}{S} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= \tan^{-1} \left(\frac{0,8}{2,4} \right) \\
 &= 18,4^\circ \\
 m &= 3 \\
 n &= 2 \\
 \eta &= 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \times m \times n} \right] \\
 &= 1 - 18,4^\circ \left[\frac{(2-1)3 + (3-1)2}{90 \times 3 \times 2} \right] \\
 &= 0,761 \\
 Q_u &= 3095,044 \text{ kN} \\
 Q_{gu} &= Q_u \times N \times \eta \\
 &= 3095,044 \times 5 \times 0,761 \\
 &= 11777,083 \text{ kN} \\
 Q_a \text{ tetap} &= Q_{gu} / SF_{\text{tetap}} \\
 &= 11777,083 / 2,5 \\
 &= 4710,833 \text{ kN} > P_u \text{ (Aman)} \\
 Q_a \text{ sementara} &= Q_{gu} / SF_{\text{sementara}} \\
 &= 11777,083 / 2 \\
 &= 5888,542 \text{ kN} > P_u \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

6. Kontrol Gaya Lateral

$$\begin{aligned}
 V \text{ tetap} &= 97,66 \text{ kN} \\
 V \text{ Sementara} &= 403,076 \text{ kN} \\
 H \text{ Tetap} &= \frac{V_{\text{tetap}}}{N} \\
 &= \frac{97,66}{5} \\
 &= 19,532 \text{ kN} \\
 H \text{ Sementara} &= \frac{\Sigma V}{N} \\
 &= \frac{97,66 + 403,076}{5} \\
 &= 100,147 \text{ kN} \\
 M_y &= 124,9145 \text{ Ton m} \\
 &= 1273,338 \text{ kNm} \\
 Q_c \text{ rerata} &= 215 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan Efektif} &= 1,33 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{Nkt (Faktor Konus)} &= 14 - 18 \\
 \text{Cu} &= \frac{Q_c - \sigma_v}{14} \\
 &= \frac{215 - 1,33}{14} \\
 &= 15,2621 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 1497,2126 \text{ kN/m}^2 \\
 A &= 1 \\
 B &= (2 \times \text{Kedalaman Pile}) + (3 \times D_{\text{pile}}) \\
 &= (2 \times 8) + (3 \times 0,8) \\
 &= 18,4 \\
 C &= \frac{Mu}{((2,25 \times Cu \times H_{\text{pile}}) - ((D_{\text{pile}} - (1,5 \times H_{\text{pile}}))^2))} \\
 &= \frac{1273,338}{((2,25 \times 1497,2126 \times 8) - ((0,8 - (1,5 \times 8))^2))} \\
 &= -45,768 \\
 f &= \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
 &= 2,22 \text{ m} \\
 H_u &= \frac{(2 \times My)}{(1,5 D + 0,5f)} \\
 &= \frac{(2 \times 1273,338)}{((1,5 \times 0,8) + (0,5 \times 2,22))} \\
 &= 1102,5 \text{ kN} \\
 SF &= 2,5 \text{ (tetap)} \\
 &= 2 \text{ (Sementara)} \\
 H_a \text{ tetap} &= 441,02 \text{ kN} > H \text{ (Aman)} \\
 H_a \text{ Sementara} &= 551,275 \text{ kN} > H \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

Berikut adalah tabel rekapitulasi perencanaan pondasi tiang pancang.

Tabel 5.38 Rekapitulasi Desain Pondasi Tiang Pancang

Tipe	Jumlah Pile	Diameter Pile (m)	Kedalaman (m)
Interior	5	0,8	8
Eksterior	5	0,8	8
Sudut	4	0,8	8
Lift	5	0,8	8

7. Penulangan Pondasi

a. Penulangan lentur arah Y

Adapun perhitungan untuk penulangan lentur pada pile cap dapat dilakukan dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\text{Jarak tiang (S)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang (D)} = 0,8 \text{ m}$$

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

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

$$\varnothing_{\text{pokok}} = 25 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{\text{konstruksi}} = 13 \text{ mm}$$

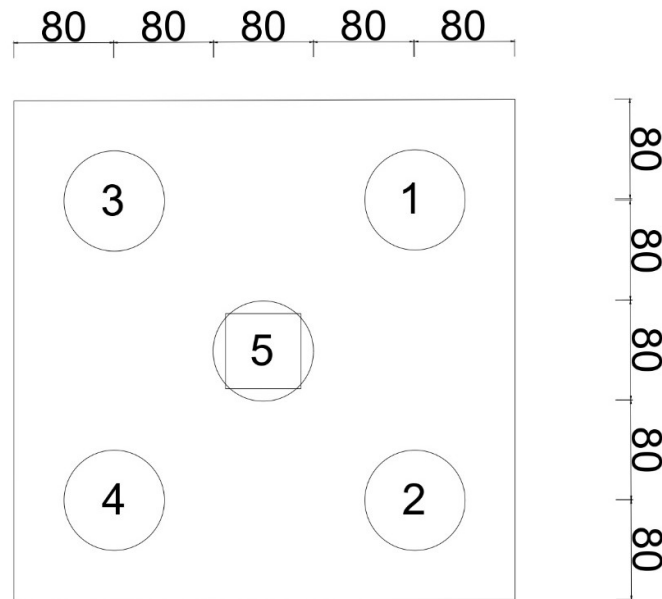
$$S_b = 70 \text{ mm}$$

$$H_{\text{pilecap}} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S_t &= 1D \\ &= 1 \times 0,8 \\ &= 0,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar Pilecap} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Panjang Pilecap} = 4 \text{ m}$$



Gambar 5. 10 Konfigurasi Beban Pile

$$\begin{aligned}
 P1 &= 569,56 \text{ kN} \\
 P2 &= 556,11 \text{ kN} \\
 P3 &= 560,72 \text{ kN} \\
 P4 &= 547,28 \text{ kN} \\
 P5 &= 558,42 \text{ kN} \\
 \text{Dimensi Kolom} &= 0,6 \text{ m} \\
 M1 \text{ (P1,P3)} &= (P1 + P3) \times (1,2 - 0,5 \times \text{Dimensi Kolom}) \\
 &= (569,56 + 560,72) \times (1,2 - 0,5 \times 0,6) \\
 &= 904,2 \text{ kN} \\
 M2 \text{ (P2,P4)} &= (P2 + P4) \times (1,2 - 0,5 \times \text{Dimensi Kolom}) \\
 &= (556,11 + 547,28) \times (1,2 - 0,5 \times 0,6) \\
 &= 882,7 \text{ kN} \\
 M \text{ diambil} &= 904,2 \text{ kN} \\
 \Phi &= 0,9 \\
 Mn &= M / \Phi \\
 &= 904,2 / 0,9 \\
 &= 1104,7 \text{ kN} \\
 d &= H - Sb - \frac{1}{2} \text{ Øpokok}
 \end{aligned}$$

$$= 1000 - 70 - (\frac{1}{2} \times 25)$$

$$= 917,5 \text{ mm}$$

$$A = 1$$

$$B = -2 \times d$$

$$= -2 \times 917,5$$

$$= -1835$$

$$C = \frac{(2 \times M_n \times 10^6)}{(0,85 \times f_c' \times b \times d)}$$

$$= \frac{(2 \times 1104,7 \times 10^6)}{(0,85 \times 25 \times 4000)}$$

$$= 23639,775$$

Akar – akar persamaan diatas

$$a_1 = 1822,03 \text{ mm}$$

$$a_2 = 12,97 \text{ mm}$$

$$a \text{ diambil} = 12,97 \text{ mm}$$

Kondisi *Under reinforced*

$$C_b = \frac{0,003}{0,003 + \frac{F_y}{200000} \times d}$$

$$= \frac{0,003}{0,003 + \frac{420}{200000} \times 917,5}$$

$$= 539,71 \text{ mm}$$

$$a_b = c_b \times \beta_1$$

$$= 539,71 \times 0,85$$

$$= 458,75 \text{ mm}$$

$$0,75 a_b = 0,75 \times 458,75$$

$$= 344,06 > a \text{ diambil (OK!)}$$

$$\text{As dihitung} = \frac{0,85 \times f_c' \times b \times d}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 4000}{420}$$

$$= 2787,5$$

$$\text{As 1 Tulangan} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi_{\text{pokok}}^2$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \\
 &= 490,87 \text{ mm}^2 \\
 \text{As min 1} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 4 \times 917,5 \\
 &= 12233,33 \text{ mm}^2 \\
 \text{As min 2} &= \frac{1,4 \times \sqrt{f'c}}{f_y \times b \times d} \\
 &= \frac{1,4 \times \sqrt{25}}{420 \times 4 \times 917,5} \\
 &= 10922,62 \text{ mm}^2 \\
 \text{As diambil} &= 12233,33 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jumlah tulangan} &= \text{As diambil} / \text{As tulangan} \\
 &= 12233,33 / 490,87 \\
 &= 26,67 \\
 &= 27 \text{ Buah} \\
 S &= \frac{Bx}{(n-1)} \\
 &= \frac{4}{(27-1)} \\
 &= 155,42 \text{ mm} \\
 &= 150 \text{ mm (Dipakai)}
 \end{aligned}$$

Setelah perhitungan diatas maka didapatkan tulangan lentur untuk arah Y yaitu $25D - 150 \text{ mm}$. Untuk perhitungan penulangan arah X sama seperti arah Y dan didapatkan untuk tulangan lentur arah X yaitu $25D - 150 \text{ mm}$.

b. Penulangan geser arah Y

$$\begin{aligned}
 V &= P1 + P3 + P5 \\
 &= 569,56 + 560,72 + 558,42 \\
 &= 1688,69 \text{ kN} \\
 V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b \times d \times 10^{-3} \\
 &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 4 \times 917,5 \times 10^{-3}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3119,5 \text{ kN} \\
 V_s &= \frac{(2 \times 0,25 \times \pi \times \emptyset_{\text{konstruksi}}^2) \times F_y \times d}{s} \times 10^{-3} \\
 &= \frac{(2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2) \times 420 \times 917,5}{150} \times 10^{-3} \\
 &= 681,63 \text{ kN} \\
 \Phi V_n &= 0,75 \times (V_c + V_s) \\
 &= 0,75 \times (3119,5 + 681,63) \\
 &= 2850,85 \text{ kN} > V \text{ (OK!)}
 \end{aligned}$$

Untuk tata cara perhitungan tulangan geser arah X sama seperti perhitungan arah Y dan didapatkan hasil ΦV_n sebesar 2850,85 kN dengan V yang terjadi sebesar 1571,52 maka pada tulangan geser arah X juga dapat dinyatakan aman.

c. Penulangan Punching Shear

$$\begin{aligned}
 V_u &= P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 \\
 &= 558,46 + 544,51 + 549,87 + 535,93 + 547,19 \\
 &= 2735,97 \text{ kN} \\
 B_o &= 2 \times (\text{Lebar kolom} + \text{Panjang kolom} + 2d \text{ terkecil}) \\
 &= 2 \times (600 + 600 + 2 \times 917,5) \\
 &= 7670 \text{ mm} \\
 \beta_c &= \text{Lebar Kolom} / \text{Panjang Kolom} \\
 &= 600 / 600 \\
 &= 1 \\
 \alpha_s &= 40 \text{ (untuk kolom interior)} \\
 \Phi V_{c1} &= 0,75 \times 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_o \times d \\
 &= 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{25} \times 7670 \times 917,5 \\
 &= 17593,06 \text{ kN} \\
 \Phi V_{c2} &= 0,75 \times 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_o \times d \\
 &= 0,75 \times 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{25} \times 7670 \times 917,5 \\
 &= 19894,46 \text{ kN} \\
 \Phi V_{c3} &= 0,75 \times 0,083 \times \left(2 + \frac{\alpha_s \times d}{B_o}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times B_o \times d
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,75 \times 0,083 \times \left(2 + \frac{40 \times 917,5}{7670}\right) \times 1 \times \sqrt{25} \times \\
 &\quad 7670 \times 917,5 \\
 &= 11728,71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$V_u < \Phi V_c$ terkecil 2735,97 kN < 11728,71 kN maka dapat dinyatakan aman.

Berikut adalah rekapitulasi penulangan pile cap untuk tulangan lentur dan gesernya.

Tabel 5. 39 Rekapitulasi Tulangan Desain Pondasi Tiang Pancang

Tipe	Tulangan Lentur X	Tulangan Lentur Y	Tulangan Konstruksi X	Tulangan Konstruksi Y
Interior	D25-150 mm	D25-150 mm	D13-150	D13-150
Eksterior	D25-150 mm	D25-150 mm	D13-150	D13-150
Sudut	D25-150 mm	D25-150 mm	D13-150	D13-150
Lift	D22-100 mm	D22-100 mm	D13-100	D13-100

5.8. Analisis *Shearwall*

Adapun perhitungan untuk analisis *shearwall* diperlukan untuk memperkuat suatu bangunan. perhitungan untuk desain penulangan *shearwall* adalah sebagai berikut.

1. Data Yang Digunakan

Tinggi dinding (Hw)	= 35000 mm
Panjang dinding (Lw)	= 4300 mm
Panjang bersih (Ln)	= 3100 mm
Tebal Dinding (tw)	= 250 mm
Dimensi kolom	= 600 mm x 600 mm
Tulangan Pokok	= 16 mm
Tulangan Geser	= 16 mm
f'_c	= 25 MPa
F_y	= 420 MPa
Rasio Hw / Lw	$= \frac{Hw}{Lw}$
	$= \frac{35000}{4300}$

$$\begin{aligned}
 &= 8,1395 > 2 \text{ (OK!)} \\
 V_u &= 1901,32 \text{ kN} \\
 \Phi &= 0,75 \\
 V_u/\Phi &= \frac{1901,32}{0,75} \\
 &= 2535,093 \text{ kN} \\
 &= 2535093 \text{ N} \\
 A \text{ melintang (Acv)} &= T_w \times L_w \\
 &= 250 \times 4300 \\
 &= 1075000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas total dinding (Aw)} &= T_w \times L_n + (2 \times A_{kolom}) \\
 &= 250 \times 3100 + (2 \times 600 \times 600) \\
 &= 1495000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2. Menentukan Batas Zona

$$\begin{aligned}
 \text{Zona 1} &= 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} \\
 &= 0,083 \times 1075000 \times \sqrt{25} \\
 &= 446125 \text{ N} \\
 \text{Zona 2} &= 0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} \\
 &= 0,17 \times 1075000 \times \sqrt{25} \\
 &= 913750 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Karena $V_u > \text{Zona 1}$ dan Zona 2 maka digunakan Zona 3 yang berarti Rasio tulangan (ρ) minimum yaitu sebesar 0,25 % serta digunakan 2 lapis tulangan.

3. Cek Rasio Tulangan

$$\begin{aligned}
 \text{Spasi tulangan Maks} &= 450 \text{ mm} \\
 S \text{ pakai} &= 250 \text{ mm} \\
 \text{Rasio Tulangan (}\rho\text{)} &= \frac{n \times \frac{1}{4} \times \pi \times (d_{\text{longitudinal}})^2}{t_w \times s} \\
 &= \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times (16^2)}{250 \times 250} \\
 &= 0,643 \% > 0,25 \% \text{ (OK!)}
 \end{aligned}$$

4. Cek Kapasitas Geser Tulangan

$$\begin{aligned}\text{Rasio } H_w / L_w &= \frac{H_w}{L_w} \\ &= \frac{35000}{4300}\end{aligned}$$

$$= 8,1395 > 2$$

$$\begin{aligned}\alpha_c &= 0,17 \\ \text{Spasi Tulangan Maks} &= 450 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S \text{ pakai} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Kuat Geser Dinding (Vn)} &= A_{cv} \times \alpha_c \times \sqrt{f'_c} + (\rho_t \times f_y) \\ &= 1075000 \times 0,17 \times \sqrt{25} + (0,634 \% \times 420) \\ &= 3818639 \text{ N} \\ &= 3818,639 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Batas Kuat Geser (Vn Max)} &= 0,66 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} \\ &= 0,66 \times 1075000 \times \sqrt{25} \\ &= 3547500 \text{ N} \\ &= 3547,500 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Kuat geser pakai (Vn pakai)} = 3547,500 \text{ kN (Terkecil)}$$

Dikarenakan $V_u < V_n$ pakai maka dapat dinyatakan bahwa dinding geser aman dengan konfigurasi tulangan lentur yaitu 2 16D – 250 mm dan tulangan geser 2 16D – 250 mm.

Tabel 5.40 Rekapitulasi Tulangan Desain *Shearwall*

Tipe	Tulangan Lentur	Tulangan Geser
Shearwall	2 16D – 250 mm	2 16D – 250 mm
Corewall	2 16D – 250 mm	2 16D – 250 mm

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Berdasarkan perancangan struktur tahan gempa dengan struktur rangka pemikul momen khusus peancancangan untuk penelitian tugas akhir “Perancangan Struktur Bangunan Guna Alih Fungsi Bangunan Rumah Tinggal Menjadi Bangunan Komersial” yang berpedoman pada peraturan – peraturan SNI yang berlaku seperti SNI 1726:2019, SNI 1727:2020, SNI 2847:2019 dan juga peraturan – peraturan lainnya yang terkait menghasilkan kesimpulan penelitian sebagai berikut.

1. Gaya yang bekerja pada struktur bangunan
 - a. Gaya gempa dihitung menggunakan analisis respon spektrum sebagai konsekuensi atas tidak terpenuhinya ketidakberaturan tingkat massa pada lantai 9
 - b. Gaya gempa pada struktur ini telah diskalakan untuk arah X sebesar 0,732 dan arah Y sebesar 0,947
 - c. Pada desain program SAP 2000 struktur atap dimodelkan untuk mengetahui gaya – gaya yang bekerja pada struktur apabila atap dimodelkan kedalam desain.
 - d. Pemodelan untuk beban dinding juga dimodelkan sesuai sekat – sekat untuk koridor dan penggunaan kamar, bukan hanya dinding perimeter saja agar gaya – gaya dalam yang diambil adalah gaya dalam sebenarnya.
 - e. Tidak ada pelat untuk atap sehingga gaya dari beban langit – langit (Rangka plafond, plafond, dan ME) langsung diterima oleh balok secara merata.
 - f. Penentuan beban mati, beban hidup, dan beban gempa telah memenuhi Standar Nasional Indonesia (SNI) yang berlaku.

2. Desain untuk struktur bangunan

Desain untuk struktur bangunan ini diperhitungkan menggunakan hasil analisis SAP 2000 serta hitungan manual menggunakan program Microsoft excel. Berikut adalah hasil desain bangunan ini.

a. Perancangan Pelat dan Tangga

Hasil perancangan pelat lantai dan pelat tangga adalah sebagai berikut

- 1) Penulangan pelat lantai hanya ada pelat dua arah dengan tebal 150 mm. Untuk tulangan yang digunakan adalah P10 – 150 mm pada tulangan tumpuan pokok dan P10 – 250 mm pada tulangan lapangan pokok untuk PL1 dan P10 – 200 mm pada tulangan tumpuan pokok dan P10 – 250 mm pada tulangan lapangan pokok untuk PL2.
- 2) Penulangan pelat tangga dengan tebal 210 mm yaitu D16 – 200 mm pada tulangan tumpuan pokok, D16 – 250 mm pada tulangan lapangan pokok, P10 – 150 mm pada tulangan tumpuan susut, dan P10 – 150 mm pada tulangan lapangan susut.

b. Perancangan Balok

Adapun hasil perancangan struktur untuk balok dan balok anak adalah sebagai berikut.

- 1) Penulangan pada balok induk dengan dimensi 700 x 350 mm (B1) diperoleh penulangan dengan konfigurasi tulangan pokok longitudinal tumpuan 4D19 (atas) dan 4D19 (bawah) untuk lantai 1,2, dan 3 serta 5D19 (atas) dan 3D19 (bawah) untuk lantai 4 hingga 9 dan 4D16 (atas) dan 4D16 (bawah) untuk ring balok (atap). Untuk konfigurasi tulangan lapangan yaitu 3D19 (atas) dan 3D19 (bawah) dari lantai 1 hingga 9 dan 4D16 (atas) dan 4D16 (bawah) untuk ring balok (atap) dengan sengkang P10 – 100 mm pada tumpuan dan P10 – 250 mm pada tulangan sengkang lapangan.
- 2) Penulangan pada balok induk dengan dimensi 600 x 300 mm (B2) diperoleh penulangan dengan konfigurasi tulangan pokok longitudinal tumpuan 4D19 (atas) dan 3D19 (bawah) untuk lantai 1 hingga 9 dan 3D16 (atas) dan 3D16 (bawah) untuk ring balok (atap).

Untuk konfigurasi tulangan lapangan yaitu 3D19 (atas) dan 3D19 (bawah) dari lantai 1 hingga 9 dan 3D16 (atas) dan 3D16 (bawah) untuk ring balok (atap) dengan sengkang P10 – 100 mm pada tumpuan dan P10 – 250 mm pada tulangan sengkang lapangan.

- 3) Penulangan pada balok induk dengan dimensi 500 x 250 mm (B3) diperoleh penulangan dengan konfigurasi tulangan pokok longitudinal tumpuan 2D16 (atas) dan 2D16 (bawah) untuk lantai 1 hingga 9 dan 3D13 (atas) dan 3D13 (bawah) untuk ring balok (atap). Untuk konfigurasi tulangan lapangan yaitu 2D16 (atas) dan 2D16 (bawah) dari lantai 1 hingga 9 dan 3D13 (atas) dan 3D13 (bawah) untuk ring balok (atap) dengan sengkang P10 – 100 mm pada tumpuan dan P10 – 200 mm pada tulangan sengkang lapangan.
- 4) Penulangan pada balok induk dengan dimensi 400 x 250 mm (BA sumbu X) diperoleh penulangan dengan konfigurasi tulangan pokok longitudinal tumpuan 6D13 (atas) dan 3D13 (bawah) untuk lantai 1 hingga 9. Untuk konfigurasi tulangan lapangan yaitu 3D13 (atas) dan 3D13 (bawah) dari lantai 1 hingga 9 dengan sengkang P10 – 150 mm pada tumpuan dan P10 – 200 mm pada tulangan sengkang lapangan.
- 5) Penulangan pada balok induk dengan dimensi 400 x 250 mm (BA sumbu Y) diperoleh penulangan dengan konfigurasi tulangan pokok longitudinal tumpuan 3D13 (atas) dan 3D13 (bawah) untuk lantai 1 hingga 9. Untuk konfigurasi tulangan lapangan yaitu 3D13 (atas) dan 3D13 (bawah) dari lantai 1 hingga 9 dengan sengkang P10 – 150 mm pada tumpuan dan P10 – 200 mm pada tulangan sengkang lapangan.

c. Perancangan Kolom

Adapun hasil perancangan struktur untuk kolom adalah sebagai berikut.

- 1) Penulangan pada kolom dengan dimensi 450 x 450 mm (K1) diperoleh penulangan dengan konfigurasi tulangan pokok longitudinal 6D22 untuk setiap lantai dan tulangan sengkang 3Ø13

- 100 mm pada tumpuan dan 2Ø13 – 150 mm pada tulangan sengkang lapangan serta 3Ø13 – 100 mm untuk bagian *beam column joint*.
 - 2) Penulangan pada kolom dengan dimensi 500 x 500 mm (K2) diperoleh penulangan dengan konfigurasi tulangan pokok longitudinal 16D22 untuk lantai 1 sampai dengan 3 serta 8D22 untuk lantai 4 hingga atap dan tulangan sengkang 3Ø13 – 100 mm pada tumpuan dan 2Ø13 – 150 mm pada tulangan sengkang lapangan serta 3Ø13 – 100 mm untuk bagian *beam column joint*.
 - 3) Penulangan pada kolom dengan dimensi 600 x 600 mm (K3) diperoleh penulangan dengan konfigurasi tulangan pokok longitudinal 20D25 untuk lantai 1 sampai 3 serta 8D25 untuk lantai 4 hingga atap dan tulangan sengkang 3Ø13 – 100 mm pada tumpuan dan 3Ø13 – 150 mm pada tulangan sengkang lapangan serta 3Ø13 – 100 mm untuk bagian *beam column joint*.
 - 4) Penulangan pada kolom dengan dimensi 600 x 600 mm (K4) diperoleh penulangan dengan konfigurasi tulangan pokok longitudinal 20D25 untuk lantai 1 sampai 3 serta 8D25 untuk lantai 4 hingga atap dan tulangan sengkang 3Ø13 – 100 mm pada tumpuan dan 3Ø13 – 150 mm pada tulangan sengkang lapangan serta 3Ø13 – 100 mm untuk bagian *beam column joint*.
 - 5) Penulangan pada kolom dengan dimensi 500 x 500 mm (K Lift) diperoleh penulangan dengan konfigurasi tulangan pokok longitudinal 12D22 untuk lantai 1 sampai dengan 3 serta 8D22 untuk lantai 4 hingga atap dan tulangan sengkang 3Ø13 – 100 mm pada tumpuan dan 2Ø13 – 150 mm pada tulangan sengkang lapangan serta 3Ø13 – 100 mm untuk bagian *beam column joint*.
- d. Perancangan Pondasi
- Adapun hasil perancangan struktur untuk pondasi adalah sebagai berikut.
- 1) Penulangan pada pile daerah interior menggunakan dimensi 4 m x 4 m didapatkan total pile 5 dengan diameter 0,8 m serta kedalaman

untuk pile yaitu 8m. Penulangan lentur D25 – 150 mm serta konstruksi menggunakan D13 – 150 mm.

- 2) Penulangan pada pile daerah eksterior menggunakan dimensi 4 m x 4 m didapatkan total pile 5 dengan diameter 0,8 m serta kedalaman untuk pile yaitu 8m. Penulangan lentur D25 – 100 mm serta konstruksi menggunakan D13 – 100 mm.
- 3) Penulangan pada pile daerah interior menggunakan dimensi 4 m x 4 m didapatkan total pile 4 dengan diameter 0,8 m serta kedalaman untuk pile yaitu 8m. Penulangan lentur D25 – 150 mm serta konstruksi menggunakan D13 – 150 mm.
- 4) Penulangan pada pile daerah *lift* menggunakan dimensi 2,8 m x 2,5 m didapatkan total pile 5 dengan diameter 0,8 m serta kedalaman untuk pile yaitu 8m. Penulangan lentur D22 – 100 mm serta konstruksi menggunakan D13 – 100 mm.

e. Perancangan *Shearwall*

Adapun hasil perancangan struktur untuk *shearwall* adalah sebagai berikut.

- 1) Penulangan pada *seharwall* setinggi 35 meter dengan ketebalan 250 mm yaitu menggunakan konfigurasi 2D16 – 250mm.
- 2) Penulangan pada *corewall* untuk *lift* setinggi 35 meter dengan ketebalan 250 mm yaitu menggunakan konfigurasi 2D16 – 250mm.

6.2. Saran

Adapun hal -hal yang diperlukan dari saya selaku penulis tugas akhir ini untuk tugas akhir yang lebih baik adalah sebagai berikut.

1. Data tanah yang digunakan yaitu uji N-SPT untuk mengetahui secara lebih akurat daya dukung tanah yang terjadi.
2. Menggunakan pedoman yang terbaru untuk mengetahui perbedaan dengan pedoman yang terdahulu

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2019. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. SNI 03-1726-2019. BSN. Bandung.
- Badan Standardisasi Nasional. 2020. Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktural Lain. SNI 1727-2020. BSN. Bandung.
- Badan Standardisasi Nasional. 2019. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung. SNI 03-2847-2019. BSN. Bandung.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. 1971. Peraturan Beton Bertulang Indonesia. PBI 02 -1971. Bandung.
- Tanjung Rahayu, Zulkifli. 2021. Perancangan Apartemen 10 Lantai dengan Sistem Ganda SRPMK dan *Shearwall* Di Cianjur. Jurnal Momen. Vol 4 No.01:10 – 16. Cianjur.
- Shandy Trisakti. 2018. Perancangan Stuktur Atas Gedung Apartemen 10 Lantai di Jakarta Barat (<https://e-journal.uajy.ac.id/>. Diakses 18 April 2018)
- Jasman Isman Kadir, Muhammad, Sri Tudjono, Himawan Indarto. 2017. Evaluasi Desain Struktur Gedung Training Centre II Universitas Diponegoro. Jurnal Karya Teknik Sipil. Vol 6 Nomor. 1:428 – 437. Semarang.
- Andryan Mistavhirul, Triana Setianingrum, Ilham Nurhuda, Sukamta. 2018. Redesain Struktur Gedung Hotel Citihub Magelang. Jurnal Karya Teknik Sipil. Vol 7 No. 2:67-76. Semarang.
- Frinsilia Jaglien Liando Servie O. Dapas, Steenie E. Wallah. 2020. Perencanaan Struktur Beton Bertulang Gedung Kuliah 5 Lantai. Jurnal Sipil Statik. Vol.8 No.4:471-482. Manado
- Budiadi, A. 2008. Desain Praktis Beton Prategang. Andi Offset. Yogyakarta.
- Hariadi Yulianto. 2021. SAP 2000 *Advance* 2021 di Yogyakarta (<https://www.youtube.com/watch?v=rTBoH0Zcoe0&list=PLTJzaT4VFskKL0KEBIhTS25X3QPoTkCZK>. Diakses 25 Agustus 2021)

LAMPIRAN