

TUGAS AKHIR

**REDESAIN STRUKTUR ATAS GEDUNG JOGJA
APARTEL DENGAN SISTEM RANGKA BRESING
KONSENTRIS KHUSUS**

***(REDESIGN UPPER STRUCTURE OF JOGJA
APARTEL BUILDING WITH SPECIAL
CONCENTRICALLY BRACED FRAME)***

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



**Nabila Hanief Prasetyani
15511256**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2022**

TUGAS AKHIR

REDESAIN STRUKTUR ATAS GEDUNG JOGJA APARTEL DENGAN SISTEM RANGKA BRESING KONSENTRIS KHUSUS (*REDESIGN UPPER STRUCTURE OF JOGJA APARTEL BUILDING WITH SPECIAL CONCENTRICALLY BRACED FRAME*)

Disusun Oleh

Nabila Hanief Prasetyani
15511256

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

Diuji pada tanggal 06 Juni 2022

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



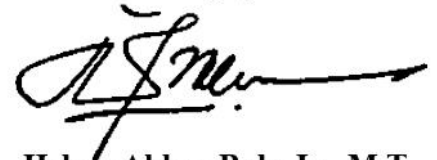
Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.
NIK: 165111301

Penguji I



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

Penguji II



Helmy Akbar Bale, Ir., M.T.
NIK: 885110105

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Sri Amini Yuni Astuti, S.T, M.T, Ph.D.
NIK: 885110101



PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk menyelesaikan 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 laporan Tugas Akhir saya yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila dikemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan 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, 15 Februari 2022

Yang membuat pernyataan,



Nabila Hamel Prasetyani

(15511256)

DEDIKASI

Alhamdulillah, puji syukur atas nikmat yang diberi Allah SWT kepada saya. Tugas akhir ini saya dedikasikan untuk diri saya sendiri, yang masih bisa bertahan sampai sekarang dan berusaha terus berjuang.

Serta untuk orang - orang yang menanyakan “kapan sidang?”, “kapan lulus?”, “kapan nikah?” dan lain sejenisnya.

الجمهورية الإسلامية اندونيسية

KATA PENGANTAR

Puji syukur dipanjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Redesain Struktur Atas Gedung Jogja Apartel dengan Sistem Rangka Bresing Konsentris Khusus*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari teman dan keluarga, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan dengan baik. Berkaitan dengan ini, diucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Kedua orang tua; Bapak Mashudi dan Ibu Eka Sri Rahayu yang telah berkorban baik secara moril maupun material,
2. Ibu Astriana Hardawati S.T., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing,
3. Ibu Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
4. selaku Penguji I,
5. selaku Penguji II,
6. Muhammad Zakki Rizal Hidayat, Herdini Primasari, Dinie Fitria Azhari, Rifki Darmawan, selaku teman dekat yang selalu menemani dalam penyusunan tugas akhir ini.

Akhirnya, Tugas Akhir ini diharapkan bermanfaat bagi pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 23 Februari 2022

Penulis,

Nabila Hanief Prasetyani

15 511 256

DAFTAR ISI

TUGAS AKHIR	1
TUGAS AKHIR	2
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	I
DEDIKASI	I
KATA PENGANTAR	II
DAFTAR ISI	III
DAFTAR TABEL	VI
DAFTAR GAMBAR	X
ABSTRAK	XIII
<i>ABSTRACT</i>	XIV
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	3
1.4 Manfaat	3
1.5 Batasan Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Penelitian-Penelitian Terdahulu	6
2.1.1 Modifikasi Perencanaan Menggunakan Sistem Rangka Bresing Konsentris Khusus pada Gedung Apartemen Metropolis	6
2.1.2 Redesain Struktur Atas (Upper Structure) Gedung Kantor DPPKAD Kab. Purworejo Menggunakan Konstruksi Baja	6
2.1.3 Perencanaan Ulang Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta Menggunakan Struktur Baja dengan Metode Sisem Rangka Pemikul Momen Khusus	7

2.2 Perbedaan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Saat Ini	8
BAB III LANDASAN TEORI	10
3.1 Ketentuan Perencanaan Struktur	10
3.2 Perencanaan Pembebanan	11
3.2.1 Beban Mati	11
3.2.2 Beban Hidup	11
3.2.3 Beban Gempa	12
3.2.4 Beban Notional	25
3.3 Struktur <i>Flat Slab</i>	25
3.3.1 Balok	27
3.3.2 Kolom	28
3.3.3 Dinding Geser	33
3.4 Struktur Rangka Baja	34
3.4.1 Sistem Rangka Bresing Konsentrik	35
3.4.2 Perencanaan Pelat Lantai Komposit	35
3.4.3 Perencanaan Struktur Balok, Kolom dan Bresing	37
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN	44
4.1 Umum	44
4.2 Tahapan Perencanaan	44
BAB V PEMBAHASAN	49
5.1 Konfigurasi Bangunan	49
5.1.1 Konfigurasi Bangunan	49
5.1.2 Data Mutu Bahan	51
5.1.3 Penentuan Jenis Tanah	51
5.2 Perhitungan Pembebanan Struktur	52
5.2.1 Beban Mati	52
5.2.2 Beban Hidup	54
5.3 Struktur Eksisting	54
5.3.1 <i>Preliminary Design</i>	54

5.3.2	Beban Gempa Struktur Eksisting	63
5.3.3	Pengecekan Hasil Analisis Struktur Eksisting	67
5.3.4	Desain Struktur Eksisting	90
5.4	Struktur Redesain	148
5.4.1	<i>Preliminary Design</i>	148
5.4.2	Beban Gempa Struktur Redesain	155
5.4.3	Beban Notional	158
5.4.4	Pengecekan Hasil Analisis Desain	159
5.4.5	Pengecekan Komponen Struktur	184
5.5	Perbandingan Hasil Desain Struktur Eksisting dan Struktur Redesain	210
5.5.1	Gaya geser dasar	211
5.5.2	Simpangan antar lantai	212
5.6	Perbandingan Rancangan Anggaran Biaya	213
5.6.1	Eksisting	213
5.6.2	Redesain	218
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		223
6.1	Kesimpulan	223
6.2	Saran	224
DAFTAR PUSTAKA		225
LAMPIRAN		227

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Saat Ini	8
Tabel 3.1 Beban Mati Tambahan	11
Tabel 3.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum dan Beban Hidup Terpusat Minimum	12
Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan	13
Tabel 3.4 Faktor Keutamaan Gempa	14
Tabel 3.5 Klasifikasi Situs	14
Tabel 3.6 Koefisien Situs, F_a	15
Tabel 3.7 Koefisien Situs, F_v	15
Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{DS}	18
Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{DI}	18
Tabel 3.10 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung	19
Tabel 3.11 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x	19
Tabel 3.12 Nilai R , C_d , Ω_0 untuk Sistem Ganda dengan Rangka Pemikul Momen Khusus yang Mampu Menahan Paling Sedikit 25 Persen Gaya Gempa yang Ditetapkan	20
Lanjutan Tabel 3.12 Nilai R , C_d , Ω_0 untuk Sistem Ganda dengan Rangka Pemikul Momen Khusus yang Mampu Menahan Paling Sedikit 25 Persen Gaya Gempa yang Ditetapkan	21
Tabel 3.13 Sifat Penampang Panel Super <i>Floordeck</i>	36
Tabel 3.14 Perencanaan Praktis Tebal Pelat Panel Super <i>Floordeck</i>	37
Tabel 3.15 Perencanaan Klasifikasi Penampang Komponen Struktur Daktil Sedang dan Daktil Tinggi dengan Parameter Rasio Lebar-terhadap-Tebal	38
Tabel 5.1 Analisis data N-SPT gedung Jogja Apartel	52
Tabel 5.2 Rekapitulasi Estimasi Dimensi Balok	55
Tabel 5.3 Rekapitulasi Estimasi Tebal Pelat	56
Tabel 5.4 Perhitungan Beban Rencana pada Pelat Atap	58
Tabel 5.5 Perhitungan Beban Rencana pada Pelat Lantai	58
Tabel 5.6 Rekapitulasi Estimasi Dimensi Kolom	60

Tabel 5.7 Rekapitulasi Estimasi Dimensi Kolom	61
Tabel 5.8 Perbandingan Gaya Geser Dasar Struktur	68
Tabel 5.9 Kontrol Simpangan antar Lantai Arah X	71
Tabel 5.10 Kontrol Simpangan antar Lantai Arah Y	71
Tabel 5.11 Kontrol Sistem Ganda Struktur	72
Tabel 5.12 P-Delta arah X	75
Tabel 5.13 P-Delta arah Y	76
Tabel 5.14 Pengecekan Ketidakberaturan Torsi	78
Tabel 5.15 Pengecekan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat	81
Tabel 5.16 Pengecekan Ketidakberaturan Berat	82
Tabel 5.17 Pengecekan Ketidakberaturan Geometri Vertikal	83
Tabel 5.18 Pengecekan Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Lateral Tingkat	85
Tabel 5.19 Eksentrisitas Torsi Tak Terduga Arah X	86
Tabel 5.20 Eksentrisitas Torsi Tak Terduga Arah Y	87
Tabel 5.21 Beban Mati Total	92
Tabel 5.22 Distribusi Momen Arah Memendek PL17	93
Tabel 5.23 Distribusi Momen Arah Memanjang PL17	93
Tabel 5.24 Rekapitulasi Distribusi Momen	94
Tabel 5.25 Rekapitulasi Penulangan Pelat	97
Tabel 5.27 Rekapitulasi Momen Balok	99
Tabel 5.27 Rekapitulasi Momen Distribusi Balok	101
Tabel 5.28 Rekapitulasi Perhitungan Desain Tulangan Balok	121
Tabel 5.29 Rekapitulasi momen kolom	122
Tabel 5.30 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn pada Kondisi Keruntuhan Tarik	128
Tabel 5.31 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn pada Kondisi Keruntuhan Tekan	129
Tabel 5.32 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn pada Kondisi Keruntuhan Tarik	135
Tabel 5.33 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn pada Kondisi Keruntuhan Tekan	136
Tabel 5.34 Rekapitulasi Mn-Pn dan Jumlah Tulangan Kolom	137
Tabel 5.35 Pengecekan SCWB	138
Tabel 5.36 Rekapituasi Desain Geser Kolom	144
Tabel 5.37 Rekapitulasi Penulangan Dinding Geser Struktur Eksisting	148

Tabel 5.38 Estimasi Penampang Profil Balok	151
Tabel 5.39 Hasil Perhitungan Beban Notional	159
Tabel 5.40 Perbandingan Gaya Geser Dasar Struktur	160
Tabel 5.41 Perbandingan Gaya Geser Dasar Struktur	162
Tabel 5.42 Kontrol Simpangan antar Lantai Arah X	165
Tabel 5.43 Kontrol Simpangan antar Lantai Arah Y	165
Tabel 5.44 Kontrol Sistem Ganda (Bresing) Struktur	166
Tabel 5.45 P-Delta arah X	169
Tabel 5.46 P-Delta arah Y	170
Tabel 5.47 Pengecekan Ketidakberaturan Torsi	172
Tabel 5.48 Pengecekan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat	175
Tabel 5.49 Pengecekan Ketidakberaturan Massa	176
Tabel 5.50 Pengecekan Ketidakberaturan Geometri Vertikal	177
Tabel 5.51 Pengecekan Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat dan Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Berlebihan	179
Tabel 5.52 Eksentrisitas Torsi Tak Terduga Arah X	180
Tabel 5.53 Eksentrisitas Torsi Tak Terduga Arah Y	181
Tabel 5.54 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Balok Terbesar	185
Tabel 5.55 Rekapitulasi Cek Syarat Momen	192
Tabel 5.56 Rekapitulasi Cek Syarat Gaya Geser	194
Tabel 5.57 Rekapitulasi Gaya Kolom	195
Tabel 5.58 Rasio Momen Inersia dan Tinggi Kolom Arah X	200
Tabel 5.59 Rasio Momen Inersia dan Tinggi Kolom Arah Y	201
Tabel 5.60 Rekapitulasi Perhitungan Kolom	206
Tabel 5.61 Rekapitulasi Perhitungan Bresing	207
Tabel 5.62 Rekapitulasi Perhitungan Bresing	210
Tabel 5.63 Perbandingan Gaya Geser Dasar Struktur Eksisting dan Struktur Redesain	211
Tabel 5.64 Rekapitulasi Volume Beton	214
Tabel 5.65 Rekapitulasi Kebutuhan Berat Tulangan Setiap Elemen	215

Tabel 5.66 Rekapitulasi Luas Permukaan Elemen Struktur	216
Tabel 5.67 Rekapitulasi Rancangan Anggaran Biaya	217
Tabel 5.68 Rekapitulasi Berat Profil Baja	220
Tabel 5.69 Spesifikasi Detail <i>Wiremesh</i>	220
Tabel 5.70 Rancangan Anggaran Biaya Struktur Redesain	221



DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Spektrum Respons Desain	17
Gambar 3.1 Struktur <i>Flat Slab</i>	26
Gambar 3.2 Bresing Diagonal pada Struktur	35
Gambar 3.2 Penampang Pelat Lantai Komposit	36
Gambar 3.3 Grafik Faktor Panjang Efektif Kolom	41
Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian	46
Gambar 4.2 (Lanjutan) Bagan Alir Penelitian	47
Gambar 4.2 (Lanjutan) Bagan Alir Penelitian	48
Gambar 5.1 Denah Lokasi Gedung Jogja Apartel	50
Gambar 5.2 Denah Lokasi Gedung Jogja Apartel	50
Gambar 5.3 Tinjauan Kolom Tipe K4	57
Gambar 5.4 Denah Struktur Eksisting	62
Gambar 5.5 Nilai T_c Struktur Eksisting	65
Gambar 5.6 Berat Bangunan Struktur Eksisting	66
Gambar 5.7 Pemodelan Struktur Eksisting Gedung Jogja Apartel	67
Gambar 5.8 Gaya Geser Dasar Struktur Eksisting	68
Gambar 5.9 Respon Ragam Struktur Eksisting	69
Gambar 5.10 Nilai Defleksi Arah X	70
Gambar 5.11 Nilai Defleksi Arah Y	70
Gambar 5.12 Kontrol Simpangan antar Lantai	72
Gambar 5.13 Nilai P_x	73
Gambar 5.14 Nilai V_x	74
Gambar 5.15 Nilai V_y	74
Gambar 5.16 Kontrol P-Delta	76
Gambar 5.17 Nilai $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ Arah X Struktur Eksisting	77
Gambar 5.18 Nilai $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ Arah Y Struktur Redesain	78
Gambar 5.19 Input Eksentrisitas Arah X Struktur Eksisting	88
Gambar 5.20 Input Eksentrisitas Arah Y Struktur Eksisting	88

Gambar 5.21 Momen Torsi sebelum Penambahan Eksentrisitas Struktur Eksisting	89
Gambar 5.22 Momen Torsi setelah Penambahan Eksentrisitas Struktur Eksisting	90
Gambar 5.23 Pelat dengan Kodefikikasi PL17	91
Gambar 5.24 Diagram Momen Ultimate B3, Struktur Eksisting	100
Gambar 5.25 Diagram Momen Ultimate Negatif Tumpuan	106
Gambar 5.26 Diagram Momen Ultimate Positif Tumpuan	108
Gambar 5.27 Diagram Momen Ultimate Negatif Lapangan	111
Gambar 5.25 Diagram Momen Ultimate Positif Lapangan	114
Gambar 5.29 Grafik Mn-Pn Arah X	130
Gambar 5.30 Grafik Mn-Pn Arah Y	137
Gambar 5.31 Grafik Mn-Pn Dinding Geser	147
Gambar 5.32 Penampang Profil IWF	152
Gambar 5.33 Penampang Profil IWF	152
Gambar 5.34 Denah Struktur Redesain	154
Gambar 5.35 Nilai Tc Struktur Redesain	156
Gambar 5.36 Berat Bangunan Struktur Redesain	158
Gambar 5.37 Pemodelan Struktur Redesain	159
Gambar 5.38 Gaya Geser Dasar Struktur Redesain	160
Gambar 5.39 Gaya Geser Dasar Struktur Redesain Setelah Menggunakan Faktor Skala Baru	161
Gambar 5.40 Respon Ragam Struktur Redesain	163
Gambar 5.41 Nilai Defleksi Arah X	164
Gambar 5.42 Nilai Defleksi Arah Y	164
Gambar 5.43 Kontrol Simpangan Antar Lantai	166
Gambar 5.44 Nilai Px	167
Gambar 5.45 Nilai Vx	168
Gambar 5.46 Nilai Vy	168
Gambar 5.47 Grafik Kontrol P-Delta	170
Gambar 5.48 Nilai $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ Arah X Struktur Redesain	171
Gambar 5.49 Nilai $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ Arah Y Struktur Redesain	172

Gambar 5.50 Input Eksentrisitas Arah X Struktur Redesain	182
Gambar 5.51 Input Eksentrisitas Arah Y Struktur Redesain	182
Gambar 5.52 Momen Torsi sebelum Penambahan Eksentrisitas Struktur Redesain	183
Gambar 5.53 Momen Torsi setelah Penambahan Eksentrisitas Struktur Redesain	184
Gambar 5.45 Balok dan Kolom Sumbu X Yang Ditinjau	200
Gambar 5.46 Balok dan Kolom Sumbu Y Yang Ditinjau	201
Gambar 5.56 Grafik Perbandingan Gaya Geser Dasar Struktur Eksisting dan Struktur Redesain	211
Gambar 5.57 Perbandingan Simpangan antar Lantai Struktur Eksisting dan Struktur Redesain Arah X	212
Gambar 5.58 Perbandingan Simpangan antar Lantai Struktur Eksisting dan Struktur Redesain Arah Y	213
Gambar 5.59 Proses mendapatkan volume beton dengan program Autodesk Revit	214
Gambar 5.60 Proses mendapatkan berat tulangan dengan program Autodesk Revit	215
Gambar 5.52 Proses mendapatkan volume beton dengan program Autodesk Revit	218
Gambar 5.53 Proses mendapatkan luas pelat lantai untuk keperluan kebutuhan <i>floordeck</i> dengan bantuan program ETABS	219
Gambar 5.54 Proses mendapatkan berat profil baja pada setiap elemen struktur dengan bantuan program ETABS	219

ABSTRAK

Perencanaan desain suatu struktur bangunan bertingkat tinggi memiliki beragam metode dalam perhitungan desainnya. Salah satunya metode menggunakan sistem struktur dengan *flat slab* yang digunakan dalam gedung Jogja Apartel. Struktur *flat slab* memiliki kelemahan terhadap gempa dan dengan penebalan pelat yang berfungsi sebagai struktur utama sehingga menyebabkan struktur *flat slab* cenderung boros. Oleh karena itu, dilakukan desain ulang terhadap gedung Jogja Apartel sebagai alternative perhitungan desain Perancangan ulang dari gedung Jogja Apartel dirancang dengan menggunakan metode rangka baja dengan bresing konsentris khusus, karena lokasi gedung Jogja Apartel berada di wilayah rawan gempa.

Penelitian ini bertujuan untuk mendesain ulang struktur gedung Jogja Apartel sehingga dapat mengetahui apakah bangunan baja layak digunakan dan direalisasikan jika dilihat dari segi *base shear reaction*, simpangan antar lantai serta rancangan anggaran biaya. Perencanaan ulang struktur Jogja Apartel mengacu pada SNI 2847:2013 pada struktur *flat slab* dan SNI 1729:2012 untuk struktur rangka baja. Pemodelan struktur, perhitungan volume beton serta perhitungan berat baja tulangan menggunakan program Autodesk Revit 2019, sedangkan untuk analisis perhitungan struktur menggunakan program ETABS v.18.

Hasil analisis menunjukkan bahwa redesain Jogja Apartel telah memenuhi syarat sistem ganda, dimana rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25 % gaya gempa desain. Selisih diantara struktur eksisting dan redesain pada arah X adalah sebesar 69,698 %, sedangkan pada arah Y adalah sebesar 72,246%. Kemudian, simpangan antar lantai pada struktur redesain lebih besar daripada struktur eksisting. Presentase selisih rancangan anggaran biaya dari struktur eksisting dan struktur redesain adalah sebesar 52,74%, sehingga struktur eksisting lebih hemat dibandingkan struktur redesain.

Kata Kunci : *flatslab*, sistem ganda, gaya geser dasar, respon struktur, redesain, rancangan anggaran biaya.

ABSTRACT

Planning the design of a high-rise building structure has a variety of methods in its design calculations. One method is using a structural system with a flat slab which is used in the Jogja Apartel building. The flat slab structure has a weakness against earthquakes and the thickening of the plate which functions as the main structure, causing the flat slab structure to tend to be wasteful. Therefore, a redesign of the Jogja Apartel building was carried out as an alternative to design calculations. The redesign of the Jogja Apartel building was designed using the steel frame method with special concentric braces, because the location of the Jogja Apartel building is in an earthquake-prone area.

This study aims to redesign the structure of the Jogja Apartel building so that it can determine whether the steel building is feasible to use and be realized in terms of the base shear reaction, the deviation between floors and the design budget. The redesign of the Jogja Apartel structure refers to SNI 2847:2013 for the flat slab structure and SNI 1729:2012 for the steel frame structure. Modeling the structure, calculating the volume of concrete and calculating the weight of reinforcing steel using the Autodesk Revit 2019 program, while for the analysis of structural calculations using the ETABS v.18 program.

The results of the analysis show that the redesign of Jogja Apartel has met the requirements of a dual system, where the moment resisting frame must be able to withstand at least 25% of the design earthquake force. The difference between the existing structure and the redesign in the X direction is 69,698 %, while in the Y direction it is 72,246%. Then, the drift between the floors in the redesigned structure is greater than the existing structure. The percentage difference between the existing structure and the redesigned structure is 52,74%, so that the redesigned structure is more efficient than the existing structure.

Keywords: flat slab, double system, base shear force, structural response, redesign, budget design.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jogja Apartel merupakan gedung yang dibangun untuk memenuhi kebutuhan akan tempat tinggal. Gedung tersebut berlokasi di Jalan Lowanu No. 54, Sorosutan, Umbulharjo, Kota Yogyakarta. Jogja Apartel merupakan apartemen *fully furnished* yang dikombinasikan dengan konsep investasi menyerupai condotel (*condominium hotel*). Bangunan tersebut terdiri dari 12 lantai (G+12) dengan tinggi bangunan sebesar 39,5 m. Jogja Apartel menggunakan sistem struktur *flat slab*, dimana sistem struktur *flat slab* merupakan sistem struktur dengan pelat beton bertulang yang ditunjang langsung oleh kolom. Struktur *flat slab* memiliki kelebihan dan kekurangan jika dibandingkan dengan struktur beton bertulang dengan menggunakan balok dan kolom. Kelebihan dari sistem struktur *flat slab* adalah sebagai berikut: (Ese Soedarsono, 2002 dalam karya Munawar, 2014)

- 1 Fleksibilitas terhadap tata ruang
- 2 Waktu pengerjaan yang relative lebih pendek, karena hal ini dapat dilihat dari proses pembuatan dimana pengecoren plat dapan langsung dilakukan tanpa perlu mengecor balok terlebih dahulu
- 3 Kemudahan dalam pemasangan instalasi *mechanical* dan *electrical*
- 4 Menghemat tinggi bangunan. Tinggi ruangan bebas lebih besar dikarenakan tidak adanya pengurangan akibat balok dan komponen pendukung struktur lainnya
- 5 Pemakaian tulangan plat bisa dengan tulangan fabrikasi

Selain kelebihan diatas, sistem struktur *flat slab* memiliki beberapa kekurangan yaitu struktur flat slab memiliki kelemahan yang signifikan dalam menahan beban lateral yang terjadi akibat gempa. Kelemahan pada struktur *flat slab* adalah kekakuan transversal yang rendah dan menyebabkan deformasi yang berlebihan serta struktur yang tidak sesuai digunakan sebagai elemen utama penahan beban lateral karena bersifat fleksibel dibanding *beam-column frame* dan berisiko terhadap kerusakan getas akibat punching shear karena transfer gaya geser

dan momen tak imbang antara pelat dan kolom (Tambusay, 2014). Karena Jogja Apartel berlokasi pada wilayah rawan gempa, maka alternatif perencanaan struktur diperlukan sebagai pembanding dari struktur *flat slab* yaitu dengan merencanakan struktur dengan menggunakan struktur rangka baja.

Rangka baja dipilih karena memiliki beberapa keunggulan dibandingkan dengan beton bertulang, yaitu kuat tarik baja yang tinggi, daktilitas baja yang cukup tinggi dan kemudahan dalam pelaksanaan. Selain itu, redesain baja pada gedung Jogja Apartel dilakukan untuk menambah pengetahuan tentang penerapan baja pada bangunan tingkat tinggi yang berguna untuk masyarakat umum maupun praktisi. Menurut Fauzi (2013), struktur rangka baja tahan gempa diklasifikasikan menjadi beberapa sistem struktur yaitu :

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
2. Sistem Rangka Pemikul Momen Terbatas
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa
4. Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Khusus
5. Sistem Rangka Bresing Konsentris Khusus
6. Sistem Rangka Bresing Konsentris Biasa
7. Sistem Rangka Bresing Eksentrik

Perancangan ulang dari gedung Jogja Apartel dirancang dengan menggunakan metode sistem rangka bresing konsentris khusus. Sistem tersebut dipilih karena lokasi gedung Jogja Apartel berada di wilayah rawan gempa sehingga dapat menahan gaya gempa lateral. Selain itu, pada pelaksanaannya sistem rangka bresing konsentris khusus lebih mudah dalam hal perbaikan kerusakan struktur jika dibandingkan dengan sistem struktur yang lain.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas, terdapat beberapa masalah yang timbul dalam mendesain ulang struktur atas gedung jogja apartel adalah sebagai berikut ini.

1. Bagaimana hasil redesain pada struktur Gedung Jogja *Apartel* dengan sistem struktur rangka bresing konsentris khusus jika dibandingkan dengan struktur *flat slab* apabila :
 - a. Ditinjau dari perbandingan gaya geser dasar
 - b. Ditinjau dari simpangan antar lantai
2. Bagaimana perbandingan rancangan anggaran biaya dari struktur atas gedung Jogja *Apartel* apabila didesain dengan struktur rangka bresing konsentris khusus?

1.3 Tujuan

Berdasarkan latar belakang diatas, tujuan dari mendesain ulang struktur atas gedung Jogja *Apartel* adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui hasil perbandingan gedung Jogja *Apartel* dengan sistem struktur rangka bresing konsentris khusus jika dibandingkan dengan dengan struktur *flat slab* jika ditinjau dari :
 - a. Perbandingan gaya geser dasar
 - b. Simpangan antar lantai
2. Mengetahui perbandingan anggaran biaya pada struktur Gedung Jogja *Apartel* sistem struktur rangka bresing konsentris khusus dan sistem flat slab.

1.4 Manfaat

Manfaat yang diperoleh dari perencanaan desain ulang struktur ini adalah sebagai berikut :

1. Memahami urutan perhitungan desain struktur rangka baja dengan menggunakan sistem struktur rangka baja bresing konsentris khusus,
2. Mengetahui perhitungan rancangan anggaran biaya pada struktur bangunan,
3. Dapat menjadi referensi untuk penelitian tugas akhir oleh mahasiswa lain dengan tema serupa sehingga dapat menjadi acuan dan wawasan baru.

1.5 Batasan Penelitian

Agar perencanaan struktur lebih mengarah pada rumusan masalah dan latar belakang, maka diperlukan batasan-batasan dalam desain ulang struktur gedung Jogja Apartel. Batasan-batasan yang digunakan adalah sebagai berikut ini.

1. Lokasi gedung Jogja Apartel berlokasi di Jalan Lowanu, No. 54, Sorosutan, Umbulharjo, Kota Yogyakarta;
2. Struktur yang didesain ulang adalah struktur bagian atas (*upper structure*);
3. Analisa dilakukan pada pelat, kolom dan balok;
4. Perhitungan pembebanan terdiri beban hidup, beban mati, beban notional, beban gempa;
5. Perencanaan elemen kord, kolektor, tangga dan *lift* tidak termasuk dalam pembahasan;
6. Sambungan baja tidak termasuk dalam pembahasan;
7. Analisa struktur menggunakan ETABS V18.1.1 ;
8. Pemodelan bangunan menggunakan Autodesk Revit;
9. Peraturan yang digunakan dalam penelitian ini meliputi :
 - a. SNI 1729:2015, tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural;
 - b. SNI 7860:2015, tentang Ketentuan Seismik untuk struktur Baja Bangunan dan Gedung;
 - c. SNI 03-1727-1989, tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung;
 - d. SNI 1727:2013, tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain;
 - e. SNI 2847:2013, tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung;
 - f. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia No. 28 Tahun 2016, tentang Pedoman Analisa Harga Satuan Pekerjaan Bidang Umum.
10. Perhitungan rancangan anggaran biaya (RAB) hanya mencakup harga material yang digunakan, tidak termasuk perhitungan waktu penyelesaian dan bekesting.

11. Asumsi perhitungan rancangan anggaran biaya pada sambungan adalah 15% dari berat keseluruhan.
12. Perhitungan rancangan anggaran biaya (RAB) hanya untuk konstruksi struktur tidak termasuk mekanikal dan elektrikal.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penelitian-Penelitian Terdahulu

Ringkasan beberapa peneliti terdahulu dibuat sebagai gambaran konsep penelitian yang akan dilakukan. Selain itu, ringkasan penelitian terdahulu dibuat untuk membandingkan penelitian yang akan dilakukan dengan peneliti sebelumnya sehingga terhindar dari plagiasi. Berikut ini adalah uraian tentang tinjauan umum dan penelitian sebelumnya.

2.1.1 Modifikasi Perencanaan Menggunakan Sistem Rangka Bresing Konsentris Khusus pada Gedung Apartemen Metropolis

Fauzi (2013) menyatakan dalam penelitian ‘Modifikasi Perencanaan Menggunakan Sistem Rangka Bresing Konsentris Khusus pada Gedung Apartemen Metropolis’. Penelitian tersebut perencanaan ulang menggunakan struktur baja dengan sistem rangka bresing konsentris khusus (SRBKK) dengan menggunakan jenis bresing inverted V, sehingga dapat menghasilkan perencanaan struktur gedung baja meliputi perencanaan pelat lantai, tangga, atap beton, balok anak, balok induk, kolom dan pondasi. Metode yang digunakan untuk penelitian ini adalah mengacu pada SNI 03-2847-2002, SNI 03-1729-2002, SNI 03-1726-2002 dan PPIUG 1983. Hasil penelitian didapatkan tebal pelat bondex $t = 0,75$ mm, profil balok induk IWF 450 x 200 x 9 x 14, balok anak IWF 350 x 175 x 7 x 11, kolom komposit King Cross 588 x 300 x 300 x 12 x 20 dengan beton 80 cm x 80 cm, bresing menggunakan profil Dobel Canal 300 x 100 x 10 x 16.

2.1.2 Redesain Struktur Atas (Upper Structure) Gedung Kantor DPPKAD Kab. Purworejo Menggunakan Konstruksi Baja

Sangidun (2017) menyatakan dalam penelitian ‘Redesain Struktur Atas (*Upper Structure*) Gedung Kantor DPPKAD Kab. Purworejo Menggunakan Konstruksi Baja’. Penelitian tersebut membahas perencanaan ulang gedung kantor DPPKAD Kab. Purworejo dari konstruksi beton bertulang menjadi konstruksi baja sekaligus membandingkan rancangan anggaran biaya konstruksi beton bertulang

dan konstruksi baja. Metode yang digunakan untuk penelitian ini adalah mengacu pada Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729:2015), Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002) dan Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012). Perencanaan gedung DPPKAD Kab. Purworejo menggunakan bantuan *software* SAP 2000 dan Teqla. Hasil dari penelitian tersebut adalah konstruksi baja pada gedung DPPKAD Kab Purworejo lebih mahal dibandingkan dengan konstruksi beton bertulang. Namun, penampang struktur lebih kecil sehingga mengurangi berat sendiri struktur dan dalam pengerjaannya lebih praktis.

2.1.3 Perencanaan Ulang Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta Menggunakan Struktur Baja dengan Metode Sisem Rangka Pemikul Momen Khusus

Baskoro (2019) menyatakan dalam penelitian ‘Perencanaan Ulang Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta Menggunakan Struktur Baja dengan Metode Sisem Rangka Pemikul Momen Khusus’. Penelitian tersebut membahas perencanaan ulang gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta yang terdiri dari 4 lantai dengan menggunakan struktur rangka baja. Metode yang digunakan pada struktur beton bertulang mengacu pada SNI 1729:2015 dan SNI 7860:2015. Kesimpulan yang didapat dari perhitungan ulang tersebut adalah struktur baja memenuhi SCWB (Strong Column Weak Beam) konsep dan memenuhi persyaratan deviasi, efek P-Delta dan tidak adanya torsional penyimpangan. Profil yang digunakan untuk struktur baja ini adalah kolom: IWF 600x300 dan H350x350, balok utama: IWF500x200 (bentang 10 m), IWF450x200 (bentang 8 m), IWF400x200 (bentang 7 m), IWF350x175 (bentang 5,5 m), IWF300x150 (IWF300x150 (bentang 3,6 m), balok sekunder: IWF 350x175 (bentang 8 m), IWF 250x125 (bentang 5,5 m dan 3,6 m. Dilihat dari sisi berat, baja strukturnya 39% lebih ringan dari struktur beton bertulang, namun dari sisi ekonomis struktur beton bertulang 30,1% lebih efisien dibandingkan dengan struktur baja.

2.2 Perbedaan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Saat Ini

Berdasarkan ketiga penelitian sebelumnya dapat diketahui perbedaan penelitian analisa yang akan diteliti dengan penelitian-penelitian sebelumnya. Perbedaan penelitian terdahulu dengan yang akan dilakukan yaitu sebagai berikut ini.

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Saat Ini

Peneliti	Fauzi (2013)	Sangidun (2017)	Sangidun (2019)	Prasetyani (2019)
Judul	Modifikasi Perencanaan Menggunakan Sistem Rangka Bresing Konsentris Khusus pada Gedung Apartemen Metropolis	Redesain Struktur Atas (<i>Upper Structure</i>) Gedung Kantor DPPKAD Kab. Purworejo Menggunakan Konstruksi Baja	Redesain Struktur Atas (<i>Upper Structure</i>) Gedung Kantor DPPKAD Kab. Purworejo Menggunakan Konstruksi Baja	Redesain Struktur Atas gedung Jogja Apartel dengan Sistem Struktur Rangka Bresing Konsentris Khusus
Lokasi	Surabaya	Kab. Purworejo	Kab. Purworejo	Yogyakarta
Tujuan	Menghasilkan perencanaan struktur gedung baja meliputi perencanaan pelat lantai, tangga, atap beton, balok anak, balok induk, kolom dan pondasi	Menganalisa struktur baja yang sesuai dengan spesifikasi desain struktur yang aman dan memenuhi SNI 1729:2015 dan SNI 03-1729-2002; dan Mengetahui perbedaan RAB dengan menggunakan beton bertulang dan baja.	Menganalisa struktur baja yang sesuai dengan spesifikasi desain struktur yang aman dan memenuhi SNI 1729:2015 dan SNI 03-1729-2002; dan Mengetahui perbedaan RAB dengan menggunakan beton bertulang dan baja.	Mengetahui perbandingan antara struktur <i>flat slab</i> dan struktur rangka bresing konsentris khusus dari segi gaya geser dasar, simpangan antar lantai dan rancangan anggaran biaya.
Metode	Mengacu pada SNI 03-2847-2002, SNI 03-1729-2002, SNI 03-1726-2002 dan PPIUG 1983	Perencanaan mengacu pada SNI 1729:2015, SNI 03-1729-2002 dan SNI 1726:2012 dengan bantuan <i>software</i> Tekla dan SAP 2000	Perencanaan mengacu pada SNI 1729:2015, SNI 03-1729-2002 dan SNI 1726:2012 dengan bantuan <i>software</i> Tekla dan SAP 2000	Perencanaan redesain baja mengacu pada SNI 1729:2015. Perencanaan pembebanan mengacu SNI 1726:2012. Pemodelan

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Saat Ini

Peneliti	Fauzi (2013)	Sangidun (2017)	Sangidun (2019)	Prasetyani (2019)
				struktur menggunakan Autodesk Revit dan analisis menggunakan ETABS
Hasil	Tebal pelat bondex $t= 0,75$ mm, profil balok induk IWF 450 x 200 x 9 x 14, balok anak IWF 350 x 175 x 7 x 11, kolom komposit King Cross 588 x 300 x 300 x 12 x 20 dengan beton 80 cm x 80 cm, bresing menggunakan profil Dobel Canal 300 x 100 x 10 x 16.	Konstruksi baja lebih mahal dibandingkan dengan konstruksi beton bertulang. Namun, penampang struktur lebih kecil sehingga mengurangi berat sendiri dan pengerjaan lebih praktis.	Konstruksi baja lebih mahal dibandingkan dengan konstruksi beton bertulang. Namun, penampang struktur lebih kecil sehingga mengurangi berat sendiri dan pengerjaan lebih praktis.	-

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Ketentuan Perencanaan Struktur

Perencanaan suatu struktur bangunan diperlukan ketentuan – ketentuan yang digunakan sebagai standar sehingga menghasilkan struktur yang stabil, cukup kuat, mampu layan, awet dan memenuhi tujuan lainnya seperti ekonomi dan kemudahan pelaksanaan. Suatu struktur gedung dikatakan stabil apabila gedung tersebut mampu menahan beban yang diterima dari luar sehingga dapat meminimalisir kegagalan struktur.

Analisis dan pemodelan pada eksisting dan redesain gedung Jogja Apartel menggunakan bantuan *software* guna mempermudah pengerjaan. *Software* yang digunakan dalam perencanaan ulang ini adalah ETABS v.18.1.1 dan Autodesk Revit 2019. Perhitungan dan analisis gedung Jogja Apartel berpedoman pada beberapa peraturan yang bertujuan agar struktur tersebut aman terhadap beban dari luar maupun dari gedung itu sendiri. Peraturan yang digunakan meliputi:

1. SNI 1729:2015, tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural;
2. SNI 7860:2015, tentang Ketentuan Seismik untuk struktur Baja Bangunan dan Gedung;
3. SNI 03-1727-1989, tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung;
4. SNI 1727:2013, tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain;
5. SNI 2847:2013, tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung;
6. Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia No. 28 Tahun 2016, tentang Pedoman Analisa Harga Satuan Pekerjaan Bidang Umum.

3.2 Perencanaan Pembebanan

Perencanaan pembebanan bertujuan untuk mengetahui beban yang bekerja pada suatu struktur bangunan. Perencanaan pembebanan pada penelitian ini meliputi beban mati yang mengacu pada PPIUG 1983, beban hidup yang mengacu pada SNI 1727:2013, beban gempa yang mengacu pada SNI 1726:2012 dan beban notional yang mengacu pada SNI 1729:2015.

3.2.1 Beban Mati

Beban mati yang digunakan dalam perhitungan struktur terdiri dari berat sendiri struktur (*self weight*) serta beban mati tambahan. Beban mati tambahan merupakan beban mati dengan elemen tambahan yang memiliki sifat tetap sehingga menjadi satu kesatuan. Beban mati mengacu pada Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk rumah dan Gedung 1983 dimana besar beban mati suatu elemen dapat dilihat sebagai berikut.

Tabel 3.1 Beban Mati Tambahan

Bahan Bangunan		
a	Baja	7850 kg/m ³
b	Beton bertulang	2400 kg/m ³
c	Pasir	1800 kg/m ³
d	Mortar	2200 kg/m ³
Komponen Gedung		
a	Keramik	24 kg/m ²
b	Spesi	21 kg/m ²
c	Pasir	64 kg/m ²
d	Plafon	20 kg/m ²
e	Instalasi listrik dan <i>plumbing</i>	20 kg/m ²
f	Lapisan <i>waterproof</i>	20 kg/m ²
g	<i>Floordeck (Superfloordeck)</i>	10,1 kg/m ²

3.2.2 Beban Hidup

Menurut SNI 1727 – 2013, beban hidup merupakan 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. Penentuan beban hidup

minimum mengacu pada SNI 1727:2013 dimana besarnya beban hidup yang digunakan pada gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada tabel 3.2 berikut ini

Tabel 3.2 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (KN/m ²)	Terpusatlb (KN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Rumah tinggal		
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	10 (0,48) ¹	
Ruang Pribadi dan koridor yang melayani mereka	40 (1,92)	
Ruang Publik dan koridor yang melayani mereka	100 (4,79)	
Atap		
Atap datar, berbung dan lengkung	20 (0,96) ⁿ	
Atap digunakan untuk taman atap	100 (4,79)	

Sumber: SNI 1727:2013

3.2.3 Beban Gempa

Perencanaan beban gempa merupakan faktor penting dalam struktur bangunan gedung. Hal tersebut dikarenakan Indonesia terletak di antara tiga lempeng bumi yaitu lempeng Pasifik, Eurasia dan Indo-Australia sehingga Indonesia rawan terhadap gempa. Menurut Setiawan (2013), beban gempa merupakan seluruh beban statik ekuivalen yang bekerja pada suatu struktur yang diakibatkan oleh adanya pergerakan tanah karena gempa bumi, baik pergerakan tanah arah vertikal maupun horizontal. Perencanaan beban gempa pada suatu gedung mengacu pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI-1726-2012). Urutan perhitungan beban gempa adalah sebagai berikut.

1. Menentukan kategori resiko struktur

Kategori resiko bangunan bertujuan untuk mengelompokkan fungsi bangunan terhadap kategori resiko bangunan. Penentuan kategori resiko bangunan sesuai dengan Tabel 3.3 berikut ini.

Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan, rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi 	II
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah 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, 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 non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV. 	IV

Sumber: SNI 1726:2012

2. Menentukan faktor keutamaan (I_e)

Faktor keutamaan (I_e) gempa suatu struktur bangunan dapat dilihat pada tabel 3.4 berikut.

Tabel 3.4 Faktor Keutamaan Gempa

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

Sumber: SNI 1726:2012

3. Menentukan parameter percepatan terpetakan (S_S dan S_I)

Parameter percepatan terpetakan ditentukan dengan menentukan nilai S_S dan S_I . Parameter S_S merupakan percepatan batuan dasar pada perioda pendek, sedangkan parameter S_I merupakan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik. Nilai dari parameter S_S dan S_I didapatkan dengan cara mengakses situs resmi dari Kementerian Pekerjaan Umum Bagian Pusat Pengembangan dan Evaluasi Pemukiman (puskim.pu.go.id).

4. Menentukan Klasifikasi Situs

Klasifikasi situs terdiri dari 6 jenis yaitu SA, SB, SC, SD, SE, dan SF yang mengacu pada SNI 1726-2012 pasal 5.1. Klasifikasi situs ditentukan dengan menghitung tahanan penetrasi rata-rata (\bar{N}). Jenis klasifikasi situs dapat dilihat pada tabel 3.5 berikut ini.

Tabel 3.5 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}
SA (Batuan keras)	N/A
SB (Batuan)	N/A
SC (Tanah Keras, sangat pada dan batuan lunak)	>50
SD (Tanah sedang)	15 - 50
SE (Tanah lunak)	<15

Sumber: SNI 1726:2012

5. Menentukan koefisien - koefisien situs dan parameter – parameter respon spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCE_R)

Respon spektral percepatan gempa maksimum (MCE_R) pada permukaan tanah memerlukan faktor amplikasi yaitu faktor amplikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) serta faktor aplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Besarnya nilai F_a dan nilai F_v dapat dilihat pada tabel 3.6 dan 3.7 berikut ini.

Tabel 3.6 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_S				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 1,0$	$S_S \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

Sumber: SNI 1726:2012

Tabel 3.7 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda 1 detik, S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

Sumber: SNI 1726:2012

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_I dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS^b = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) serta periode 1 detik (S_{MI}) ditentukan sesuai dengan rumus berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \times S_S \quad (3.1)$$

$$S_{MI} = F_v \times S_I \quad (3.2)$$

Keterangan:

S_{MS} = parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek,

F_a = faktor amplifikasi jangka pendek,

S_S = percepatan batuan dasar pada periode pendek,

S_{MI} = parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik,

F_v = faktor amplifikasi periode 1 detik, dan

S_I = percepatan batuan dasar pada periode 1 detik.

6. Menentukan parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) serta pada periode 1 detik (S_{DI}) ditentukan melalui rumus berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} \times S_{MI} \quad (3.4)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektral desain untuk jangka pendek.

S_{DI} = parameter percepatan spektral desain untuk periode 1 detik.

7. Menentukan spektrum respon desain

- a. Apabila periode lebih kecil dari T_0 , maka spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan 3.5

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.5)$$

- b. Apabila perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S , maka spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}
- c. Apabila periode lebih besar dari T_S , maka spektrum respon percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan 3.6

$$S_s = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.6)$$

dengan:

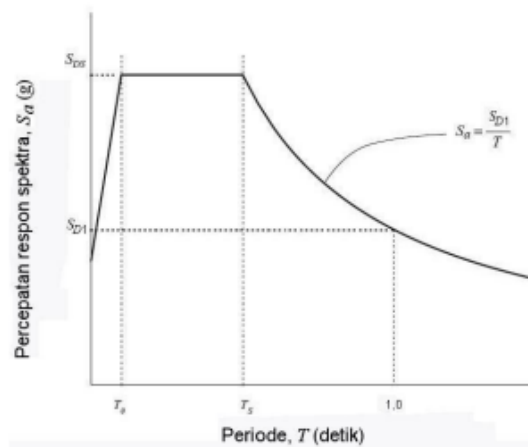
S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

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

T = perioda getar fundamental struktur

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

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$



Gambar 3.1 Spektrum Respons Desain

(Sumber : SNI 1726:2012)

8. Menentukan kategori desain seismik

Kategori desain seismik ditentukan berdasarkan kategori resiko dan parameter respons spektral percepatan desainnya (S_{DS} dan S_{DI}). Kategori desain seismik pada struktur mengacu pada tabel 3.8 dan 3.9 berikut ini.

Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{DS}

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

Sumber: SNI 1726:2012

Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{DI}

Nilai S_{DI}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DI} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2012

9. Menentukan perioda fundamental

Perioda fundamental (T) yang dihitung nilainya tidak boleh melebihi hasil dari koefisien untuk batasan atas pada perioda yang di hitung (C_u) dari tabel 3.9 dan perioda fundamental pendekatan (T_a). Perioda fundamental pendekatan yang akan digunakan pada penelitian ini menggunakan persamaan berikut :

$$T_\alpha = C_t h_n^x \quad (3.7)$$

h_n merupakan ketinggian struktur dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur. Nilai C_t dan x didapatkan dari tabel 3.10 berikut ini

Tabel 3.10 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung

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

Sumber: SNI 1726:2012

Tabel 3.11 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan X

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

Sumber: SNI 1726:2012

10. Menentukan sistem struktur

Sistem struktur dibagi berdasarkan elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya gempa lateral. Sistem struktur yang digunakan dalam mendesain suatu bangunan harus sesuai dengan batasan struktur serta batasan ketinggian struktur yang dijelaskan dalam SNI 1727:2013. Nilai koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan koefisien aplikasi defleksi (C_d) yang didapatkan akan digunakan dalam menentukan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar lantai tingkat desain. Nilai faktor R , Ω_0 , dan C_d ditentukan berdasarkan tabel 3.12 berikut ini.

Tabel 3.12 Nilai R , C_d , Ω_0 untuk Sistem Ganda dengan Rangka Pemikul Momen Khusus yang Mampu Menahan Paling Sedikit 25 Persen Gaya Gempa yang Ditetapkan

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Rangka baja dengan bresing eksentris	8	$2\frac{1}{2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	$2\frac{1}{2}$	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
Dinding geser beton bertulang khusus	7	$2\frac{1}{2}$	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
Dinding geser beton bertulang biasa	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	$2\frac{1}{2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TB	TB	TB
Dinding geser pelat baja dan beton komposit	$7\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}$	6	TB	TB	TB	TB	TB

**Lanjutan Tabel 3.13 Nilai R , C_d , Ω_0 untuk Sistem Ganda dengan Rangka
Pemikul Momen Khusus yang Mampu Menahan Paling Sedikit 25
Persen Gaya Gempa yang Ditetapkan**

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebihsistem, Ω_0	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	$2\frac{1}{2}$	6	TB	TB	TB	TB	TB
Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TI	TI	TI
Dinding geser batu bata bertulang khusus	$5\frac{1}{2}$	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	$3\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka baja dnegan bresing terkekang terhadap tekuk	8	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TB	TB	TB
Dinding geser pelat baja khusus	8	$2\frac{1}{2}$	$6\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB

Sumber : SNI 1726:2012

11. Menentukan koefisien respons seismik

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1 perhitungan koefisien desain seismik (C_s) harus ditentukan sesuai dengan persamaan 3.8 berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.8)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter kecepatan spektrum respons desain dalam perioda pendek

R = faktor modifikasi respons, dan

I_e = faktor keutamaan gempa.

Nilai C_s yang dihitung sesuai persamaan 3.8 tidak perlu melebihi persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.9)$$

Nilai C_s yang dihitung sesuai persamaan 3.9 harus tidak kurang dari persamaan berikut :

$$C_s = 0,44 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.10)$$

Apabila struktur yang memiliki lokasi daerah dimana nilai S_I sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{S_I}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

12. Menentukan berat total struktur (W)

Berat total struktur pada suatu bangunan diperoleh dari berat sendiri beban mati ditambah dengan beban hidup yang dihitung secara keseluruhan suatu struktur bangunan.

13. Menentukan gaya geser seismik

Pehitungan gaya geser seismik (V) harus sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s W \quad (3.12)$$

Keterangan:

V = gaya geser seismik (N),

C_s = koefisien respons seismik, dan

W = berat seismik efektif (N)

14. Menentukan kombinasi pembebanan

Menurut SNI 1729:2015, kombinasi pembebanan yang digunakan untuk elemen desain dengan metode LRFD pada struktur baja adalah menggunakan kombinasi – kombinasi beban sebagai berikut:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R) + 1,0N$
3. $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W) + 1,0N$
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R) + 1,0N$
5. $1,2D + 1,0E + L + 1,0N$
6. $0,9D + 1,0W + 1,0N$
7. $0,9D + 1,0E + 1,0N$

Pengaruh beban gempa (E) pada kombinasi 5 dan kombinasi 7 menurut SNI 1726:2012 perlu disesuaikan dengan persamaan berikut.

- a) Kombinasi 5 ($1,2D + 1,0E + L + 1,0N$)

$$E = E_h + E_v \quad (3.13)$$

- b) Kombinasi 7 ($0,9D + 1,0E + 1,0N$)

$$E = E_h - E_v \quad (3.14)$$

Pengaruh beban gempa horizontal (E_h) dan pengaruh gempa vertikal (E_v) ditentukan dengan persamaan berikut.

- a) Pengaruh beban gempa horizontal (E_h)

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.15)$$

- b) Pengaruh beban gempa vertikal (E_v)

$$E_v = 0,2 S_{DS} D \quad (3.16)$$

Jika pengaruh beban gempa telah disesuaikan dengan persamaan tersebut, maka kombinasi tersebut akan menjadi

$$5. (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + \rho Q_E + L$$

$$7. (0,9 - 0,2 S_{DS}) D + \rho Q_E + 1,6 H$$

Catatan :

- a) Faktor beban pada L dalam kombinasi 5 diijinkan sama dengan 0,5 untuk semua hunian dimana besarnya beban hidup merata kurang dari atau sama dengan 5 kN/m^2 , dengan pengecualian garasi atau ruang pertemuan;
- b) Faktor beban pada H harus ditetapkan sama dengan nol dalam kombinasi 7 jika aksi struktur akibat H berlawanan dengan aksi struktur akibat E . Jika tekanan tanah lateral memberikan tahanan terhadap aksi struktur dari gaya lainnya, faktor beban tidak boleh dimasukkan dalam H tetapi harus dimasukkan dalam tahanan desain.

15. Gaya geser dasar (*base shear*)

Menurut Umutay (2014) gaya geser dasar adalah pengganti atau penyederhanaan getaran gempa di dasar suatu struktur bangunan. Perhitungan gaya geser dasar mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.

16. Menentukan simpangan antar lantai

Menurut SNI 1726:2012, simpangan antar lantai (Δ) dihitung untuk mengetahui perbedaan defleksi pada pusat massa lapisan terbawah dan teratas suatu bangunan yang akan ditinjau. Apabila pusat massa tidak segaris secara vertikal, maka dilakukan perhitungan defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa diatasnya. Perhitungan defleksi pusat massa pada tingkat x (δ_x) (mm) adalah sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d + \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.17)$$

Keterangan:

δ_x = simpangan (mm)

C_d = faktor amplifikasi defleksi, dan
 δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang disyaratkan (mm).

17. Menentukan pengaruh P-delta

Menurut SNI 1726:2012, pengaruh P-delta ditentukan oleh persamaan berikut.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.18)$$

Keterangan :

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x ,

Δ = simpangan antar lantai tingkat desain,

I_e = faktor keutamaan gempa,

V_x = gaya geser seismik,

h_{sx} = tinggi tingkat dibawah tingkat x ,

C_d = faktor pembesaran defleksi.

3.2.4 Beban Notional

Beban notional merupakan beban lateral yang diterapkan pada portal untuk mewakili efek kesalahan atau ketidaksempurnaan elemen suatu struktur. Salah satu contoh dari ketidaksempurnaan elemen struktur adalah batang baja yang tidak lurus karena fabrikasi. Besarnya beban notional diatur dalam SNI 1729:2015 yaitu pada persamaan 3.20 berikut ini

$$N_i = 0,002 \alpha Y_i \quad (3.19)$$

Nilai α dapat dilihat pada persamaan 3.20 berikut ini.

$$\alpha = 1,0 \text{ (DFBK)} \quad (3.20)$$

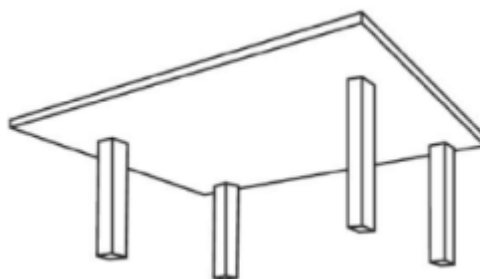
Keterangan:

N_i = beban notional yang digunakan pada level i (N), dan

Y_i = beban gravitasi yang digunakan pada level i (N).

3.3 Struktur Flat Slab

Flat slab merupakan sistem struktur dengan elemen struktur utamanya adalah pelat dan kolom. Struktur *flat slab* bekerja dengan beban diterima oleh pelat beton bertulang kemudian disalurkan langsung oleh kolom.



Gambar 3.2 Struktur Flat Slab

(Sumber : SNI 1726:2012)

Sistem *flat slab* memiliki ciri khusus dimana tidak adanya balok disepanjang garis kolom dalam, sedangkan balok – balok tepi sepanjang garis kolom luar bisa ada atau tidak (Purnama,2017). Perencanaan struktur *flat slab* terbukti baik dalam menerima beban gravitasi. Namun, struktur *flat slab* memiliki kekurangan yaitu dalam menerima beban lateral (gempa) belum terbukti ketepatan dan keakuratannya (Tavio dan Hemawan, 2009).

Suatu bangunan yang didesain menggunakan struktur *flat slab* hanya dapat didesain pada zona gempa rendah sampai menengah, sehingga pada saat perencanaan harus dapat memastikan zona gempa dari lokasi yang akan dibangun. (Auramauliddia, 2013 dalam Purnama,2017). Kelemahan struktur *flat slab* terjadi akibat fenomena *punching* shear akibat transfer gaya geser dan momen yang tidak seimbang antara pelat dan kolom ketika diberi beban lateral. Hal tersebut dapat menyebabkan terjadinya pengurangan daktilitas struktur yang dapat menyebabkan keruntuhan getas dari struktur. Berdasarkan kelemahan tersebut, maka SNI 03-1726-2012 membatasi penggunaan struktur *flat slab* menjadi lebih spesifik, yaitu dengan mengklasifikasikan sistem *flat slab* menjadi SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah) dan apabila digunakan sebagai sistem tunggal, maka kategori desain gempa boleh digunakan adalah B dan C tidak dibatasi, sedangkan untuk D, E dan F tidak diijinkan. Apabila dinding geser digunakan, maka kategori desain gempa boleh digunakan adalah B dan C tidak dibatasi, D dibatasi dengan ketinggian maksimum sebesar 48 m, sedangkan untuk E dan F dibatasi dengan tinggi maksimum sebesar 30 m (Tambusay,2014)

3.3.1 Balok

Balok merupakan komponen struktur utama yang berfungsi untuk menerima beban dari pelat lantai, selanjutnya disalurkan ke kolom hingga sampai ke tanah dasar. Syarat prosedur perencanaan balok lentur dan dan tulangan longitudinal adalah sebagai berikut:

1. Momen ultimate (M_u) yang bekerja lebih kecil dari kapasitas nominal balok, yaitu $\phi M_n > M_u$,
2. Kuat tekan beton (f_c') pada balok tidak boleh kurang dari 20 MPa,
3. Kuat tekan beton (f_c') ringan yang ditetapkan tidak boleh melebihi 35 MPa,
4. Mutu tulangan ulir yang digunakan harus memenuhi ASTM A706M dengan mutu 420 MPa,
5. Gaya aksial desak terfaktor $\frac{P}{\phi}$ pada balok tidak boleh melebihi $0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$
6. Ketentuan untuk dimensi balok :
 - a. Bentang bersih tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektif
 - b. Lebar balok minimal 250 mm dan tidak kurang dari $0,3 \cdot h$
7. Perencanaan tulangan longitudinal terdapat beberapa syarat, yaitu :
 - a. $\rho = A_s/A_g$ maksimal 0,025
 - b. Momen nominal positif pada joint $> 0,5$ momen nominal negatif
 - c. Momen nominal sepanjang balok $> 0,25$ momen nominal maksimum di ujung balok
 - d. Splice tidak boleh diletakkan pada daerah $2h$ dari ujung balok
8. Perencanaan tulangan geser balok beton bertulang

Perencanaan tulangan geser balok beton bertulang mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 11.1 dan 11.2 dimana desain tulangan geser pada balok dihitung berdasarkan persamaan berikut :

$$\phi \cdot V_n > V_u \quad (3.21)$$

Dimana :

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n = kemampuan geser nominal balok

V_c = kemampuan nominal geser beton

V_s = kemampuan nominal geser dari tulangan geser

ϕ = faktor reduksi untuk geser (0,75)

a. Daerah sendi plastis

Apabil beton dianggap konstan, dimana balok hanya dibebani oleh lentur dan geser, maka :

$$\frac{A_v \cdot f_{ys} \cdot h}{s} \geq \frac{V_u}{\phi} - 0,17 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot h \quad (3.22)$$

Apabila $V_c = 0$, maka :

$$\frac{A_v \cdot f_{ys} \cdot d}{s} \geq \frac{V_u}{\phi} \quad (3.23)$$

Syarat jarak maksimum sengkang pada balok :

$$s \leq d/4 \quad (3.24)$$

$$s \leq 6 \cdot d_b \quad (3.25)$$

$$s \leq 150 \text{ mm} \quad (3.49)$$

b. Daerah sendi plastis

$$x = \frac{V_u^- \cdot L_{netto}}{V_{u_{plastis}} + V_u^-} \quad (3.26)$$

$$s_1 = \frac{2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_s^2 \cdot f_{ys} \cdot d \cdot \phi_{geser}}{V_{u_{luarplastis}} - V_c \cdot \phi_{geser}} \quad (3.27)$$

Syarat jarak maksimum sengkang pada balok :

$$s \leq d/2 \quad (3.28)$$

3.3.2 Kolom

Kolom merupakan komponen struktur utama yang memiliki fungsi menopang beban dari pelat dan balok yang kemudian akan disalurkan ke pondasi hingga berakhir di tanah. Perhitungan kolom mengacu pada SNI 2847:2013 dimana urutan perencanaan desain kolom dapat dilihat sebagai berikut:

1. Perencanaan diagram Mu-Pu

a. Menghitung kondisi seimbang

Kondisi seimbang terjadi apabila $c = 1 \cdot C_b$. Berikut ini merupakan penjabaran perhitungan kolom pada kondisi seimbang.

$$d'' = \frac{d-d'}{2} \quad (3.29)$$

$$c = \left(\frac{600}{600+f_y} \right) \cdot d \quad (3.30)$$

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (3.31)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \quad (3.32)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \quad (3.33)$$

$$C_s = A_s' \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_y) \quad (3.34)$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T_s \quad (3.35)$$

$$M_{nb} = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T_s d'' \quad (3.36)$$

$$e_b = M_{nb} / P_{nb} \quad (3.37)$$

b. Menghitung kondisi aksial murni

Kondisi aksial murni adalah nilai $M_n = 0$ dan $e = 0$ dimana keadaan beban batas dianggap beton mengalami tegangan desk merata sebesar $0,85 f_c'$. Berikut ini merupakan penjabaran perhitungan dari kondisi aksial murni.

$$P_{no} = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y) \quad (3.38)$$

c. Menghitung kondisi lentur murni

Kondisi momen murni adalah nilai $P_n = 0$ dan $e = \sim$ dimana keadaan tersebut dihitung seperti balok dan mengabaikan tulangan desak. Berikut ini merupakan penjabaran perhitungan dari kondisi lentur murni.

$$Mn = Cc \left(d - \frac{a}{2} \right) + Cs (d - d') \quad (3.39)$$

d. Menghitung kondisi keruntuhan tarik

Kondisi keruntuhan tarik terjadi apabila penampang kolom diberi beban tekan eksentris dengan eksentrisitas yang besar. Berikut ini merupakan penjabaran dari perhitungan kondisi keruntuhan tarik.

$$Cc = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \quad (3.40)$$

$$Ts = As \cdot fy \quad (3.41)$$

$$Cs = As' \cdot (fs' - 0,85 \cdot fy) \quad (3.42)$$

$$Pnb = Cc + Cs - Ts \quad (3.43)$$

$$Mnb = Cc \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + Cs(d - d' - d'') + Td'' \quad (3.44)$$

$$e_b = \frac{Mn}{Pn} \quad (3.45)$$

e. Menghitung kondisi keruntuhan tekan

Keruntuhan tekan terjadi apabila gaya tekan (Pn) melebihi kondisi seimbang atau bisa juga eksentrisitas lebih kecil dari pada eksentrisitas kondisi seimbang. Berikut ini merupakan penjabaran perhitungan kondisi keruntuhan tekan.

$$Cc = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \quad (3.46)$$

$$Ts = As \cdot fy \quad (3.47)$$

$$Cs = As' \cdot (fs' - 0,85 \cdot fy) \quad (3.48)$$

$$Pnb = Cc + Cs - Ts \quad (3.49)$$

$$Mnb = Cc \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + Cs(d - d' - d'') + Td'' \quad (3.50)$$

$$e_b = \frac{Mn}{Pn} \quad (3.51)$$

2. Perhitungan geser kolom beton bertulang

a. Daerah sendi plastis

Mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.6.4 dimana pada daerah sendi plastis kolom harus memiliki tulangan transversal yang cukup. Panjang L_o daerah sendi plastis kolom yang akan digunakan tidak kurang dari :

- 1) Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok kolom atau pada segmen yang memiliki potensi terjadi leleh lentur,
- 2) 1/6 dari bentang bersih komponen struktur
- 3) 450 mm

Luas penampang terkekang pada kolom totalnya tidak boleh kurang dari salah satu persamaan dibawah:

$$Ash = 0,3 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f_{c'}}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right), \text{ dan } Ash = \frac{0,09 \cdot s \cdot h_c \cdot f_{c'}}{f_{yh}} \quad (3.52)$$

Keterangan :

h_c = lebar penampang inti beton yang terkekang
 $= b - 2(p_b + 0,5\phi_s)$

A_{ch} = luas penampang inti beton
 $= (b - 2p_b)^2$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pada pasal 21.5.3 menjelaskan bahwa spasi maksimum merupakan terkecil diantara :

- 1) $1/4$ dimensi penampang kolom terkecil
- 2) $6 \phi_p$
- 3) $S_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$
- 4) $S_{min} = 100 \text{ mm}$

Berikut ini merupakan penjabaran desain tulangan geser pada daerah sendi plastis.

- 1) V_e tidak perlu lebih besar dari V_{sway} yang dihitung berdasarkan M_{PR} balok

$$v_{sway} = \frac{\Sigma M_{PR_top} \times DF_{top} + M_{PR_bottom} \times DF_{bottom}}{l_n} \quad (3.53)$$

$$DF_{top} = \frac{l/l_{top}}{l/l_{top} + l/l_{bottom}} \quad (3.54)$$

$$DF_{bottom} = \frac{l/l_{bottom}}{l/l_{top} + l/l_{bottom}} \quad (3.55)$$

Keterangan :

L_n = bentang bersih kolom

L_{top} = bentang bersih kolom atas

L_{bottom} = bentang bersih kolom bawah

M_{PR} = jumlah momen M_{pr} untuk masing-masing balok di lantai atas dan bawah pada muka kolom.

- 2) V_e tidak boleh lebih kecil dari hasil analisa struktur, apabila hasil analisa struktur lebih besar dari V_e , maka nilai V yang digunakan adalah dari hasil analisa struktur
- 3) V_c diizinkan 0 apabila V_e akibat gempa lebih besar dari 0,5 V_u (SAP) dan gaya aksial terfaktor pada kolom tidak melebihi 0,05 $A_g f_c'$. Apabila gaya aksial terfaktor pada kolom melampaui 0,05 $A_g f_c'$, maka:

$$v_c = 0,167 \sqrt{f_c'} b d \quad (3.56)$$

- 4) Cek apakah diperlukan tulangan geser kolom?

$$\frac{v_u}{\phi} \geq 0,5 v_c \rightarrow \text{perlu tulangan geser} \quad (3.57)$$

b. Daerah luar sendi plastis

Berikut ini merupakan penjabaran desain tulangan geser pada luar daerah sendi plastis.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.58)$$

$$V_c = \left[1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right] \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d \quad (3.59)$$

Syarat jarak antar sengkang pada daerah luar sendi plastis adalah sebagai berikut :

- 1) $6 \phi_p$
- 2) $S_{min} = 150 \text{ mm}$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4 sengkang pada jarak s diletakkan sepanjang bentang non sendi plastis ($L1$) berikut :

$$L1 = Ln - 2Lo \quad (3.83)$$

Keterangan :

Ln = bentang bersih kolom

Lo = bentang sendi plastis

3.3.3 Dinding Geser

Dinding geser merupakan komponen struktur berbentuk dinding beton bertulang yang berfungsi untuk memberikan kekakuan yang cukup agar dapat menahan gaya geser dan gaya lateral pada bangunan tinggi. Perhitungan dinding geser mengacu pada SNI 2847:2013, dimana penjabaran mengenai tata cara perhitungan dinding geser adalah sebagai berikut ini.

1. Menentukan kebutuhan tulangan minimum

Menentukan kebutuhan tulangan minimum mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.9.2 yaitu :

- Rasio tulangan badan terdistribusi (ρ_l dan ρ_t) pada struktur dinding geser tidak kurang dari 0,0025. Nilai (ρ_l dan ρ_t) diizinkan kurang dari 0,0025 apabila V_u tidak melebihi dari $0,083 A_{cv} \sqrt{f'c}$.
- Jarak antar tulangan pada masing-masing arah pada struktur dinding geser tidak boleh melebihi 450 mm.
- Apabila nilai $V_u > 0,17 A_{cv} \sqrt{f'c}$, maka tulangan yang digunakan harus paling sedikit 2 lapis

2. Kapasitas geser

Mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.9.4 dimana nilai V_n pada struktur dinding geser tidak boleh melebihi :

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y) \quad (3.60)$$

Apabila $h_w / l_w \leq 1,5$, maka nilai koefisien α_c adalah 0,25, kemudian untuk $h_w / l_w > 1,5$ maka nilai koefisien α_c 0,17 dan h_w / l_w diantara 1,5 dan 2,0

maka nilai koefisien α_c adalah diantara 0,25 dan 0,17. hw / lw merupakan nilai rasio yang digunakan untuk menentukan V_n .

Pada segmen dinding vertikal, apabila semua segmen dinding vertikal secara bersamaan menahan gaya lateral, maka V_n harus kurang dari $0,66 A_{cv} / \sqrt{f'c'}$, dimana A_{cv} merupakan luas kombinasi bruto dari semua segmen dinding vertikal. Sementara itu, apabila salah satu dari segmen dinding vertikal individu dan juga pada segmen dinding horizontal (termasuk balok kopel) , maka nilai V_n harus kurang dari $0,83 A_{cw} / \sqrt{f'c'}$,. dimana A_{cw} merupakan luas penampang beton pada segmen dinding vertical individu yang ditinjau.

3. Kebutuhan elemen batas khusus

Kebutuhan elemen batas khusus mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.3 dimana elemen batas khusus diperlukan apabila tegangan tekan serat terjauh maksimum yang terkait dengan kombinasi beban termasuk pengaruh beban gempa (E) nilainya melebihi $0,2f'c'$. Elemen batas khusus diizinkan untuk dihentikan apabila tegangan tekan yang dihitung kurang dari $0,15 f'c'$.

3.4 Struktur Rangka Baja

Baja merupakan salah satu material yang memiliki daktilitas tinggi sehingga dapat mengurangi ukuran dan berat suatu struktur. Perencanaan suatu struktur bangunan baja terdiri dari dua metode yaitu metode LRFD (*Load Resistance Factor Design*) dan metode ASD (*Allowable Stress Design*). Perencanaan struktur rangka baja menggunakan metode LRFD dihitung berdasarkan tegangan kerja dimana struktur dikatakan aman apabila komponen struktural pada suatu bangunan memiliki kekuatan yang sama atau melebihi kekuatan yang diperlukan sesuai dengan kombinasi beban yang ditentukan. Persamaan metode LRFD dapat dilihat pada persamaan 3.1 berikut ini.

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.61)$$

Keterangan :

R_u = kekuatan perlu menggunakan kombinasi beban DFBK

R_n = kekuatan nominal

Φ = faktor ketahanan

ΦR_n = kekuatan desain

Perencanaan struktur rangka baja menggunakan metode ASD dihitung berdasarkan tegangan maksimum, dimana tegangan yang terjadi pada suatu elemen struktur tidak boleh melebihi tegangan izin yang telah ditentukan yaitu $\sigma_{maks} \leq \sigma_{ijin}$.

3.4.1 Sistem Rangka Bresing Konsentrik

Sistem rangka bresing konsentrik adalah pengembangan dari sistem portal tak pengaku atau *Momen Resisting Frames* (MRF) dimana sistem rangka bresing konsentrik memiliki tingkat kekakuan yang cukup baik. Hal tersebut bertolak belakang dengan sistem MRF yang hanya dapat digunakan sebagai penahan momen. Sistem rangka bresing konsentrik yang digunakan pada gedung Jogja Apartel adalah Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus, karena pada SNI 1726-2012 Tabel 9 tidak ada batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur. Bresing yang digunakan pada gedung Jogja Apartel menggunakan bresing diagonal. Bresing diagonal digunakan pada struktur gedung tingkat tinggi dengan tujuan agar struktur bangunan tetap stabil akibat gaya lateral.

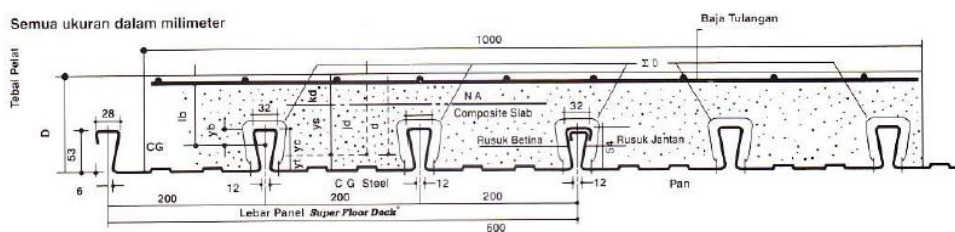


Gambar 3.3 Bresing Diagonal pada Struktur

3.4.2 Perencanaan Pelat Lantai Komposit

Pelat lantai komposit merupakan pelat lantai yang menggunakan yang menggunakan material *floordeck* dari bahan baja dan beton menjadi satu kesatuan.

Floordeck juga dapat berfungsi sebagai bekesting dan sekaligus pengganti tulangan positif pada pelat lantai. Pada penelitian ini, material *floordeck* yang digunakan peneliti adalah merek *Super Floordeck* dengan detail seperti pada gambar 3.2 berikut.



Gambar 3.4 Penampang Pelat Lantai Komposit

Sumber: PT. Supersteel Indah

Penampang panel pelat lantai komposit *Super Floordeck* memiliki sifat seperti pada tabel 3.13 berikut.

Tabel 3.14 Sifat Penampang Panel *Super Floordeck*

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			I_e	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah			
			Y_e	Y_t	I_p	Z_{pc}	Z_{pt}	I_n	Z_{nc}	Z_{nt}		10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	max	10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	Max	
mm	kg / m ²	mm ²	mm	mm	10 ⁸ x mm ⁴	10 ² x mm ³	10 ⁸ x mm ⁴	10 ⁸ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ⁸ x mm ⁴	10 mm Cf Bearing KN	Increm, Per 10 mm KN	max KN	10 mm Cf Bearing KN	Increm, Per 10 mm KN	Max KN
0,75	10,1	1241	38,6	15,4	0,511	13,15	33,14	0,309	10,21	-10,73	0,425	3,78	0,99	6,11	15,01	1,14	18,19	

Sumber: PT. Supersteel Indah

Keterangan:

I_p = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif (mm⁴),

I_n = momen inersia profil panel untuk daerah momen negatif/tegangan tarik (mm⁴),

I_e = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus (mm⁴),

Z_{nc} = momen tahanan dasar dek dalam daerah momen negatif/tegangan tekan (mm³),

Z_{nt} = momen tahanan puncak rusuk dalam daerah momen negatif/tegangan

tarik (mm^3),

Z_{pt} = momen tahanan dasar dek dalam daerah momen positif/tegangan tarik (mm^3), dan

Z_{pc} = momen tahanan puncak rusuk dalam daerah momen p ositif/tegangan tekan(mm^3).

Tabel 3.15 Perencanaan Praktis Tebal Pelat Panel Super Floordeck

BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT													
200		300		400		500		600		700		1000	
TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM ² /M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM ² /M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM ² /M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM ² /M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM ² /M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM ² /M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM ² /M
9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65
9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00
9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65
9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92
9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33
9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75		
10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12		
11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51		
11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81				
12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17				
13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95						
15	4.90	15	5.73	15	6.58								

Sumber: PT. Supersteel Indah

3.4.3 Perencanaan Struktur Balok, Kolom dan Bresing

1. Pengecekan Kekompakan Profil

Pengecekan kekompakan profil dilakukan untuk memastikan bahwa kondisi profil baja kompak, hal tersebut bertujuan agar mencegah terjadinya tekuk lokal yang bisa terjadi apabila elemen tidak kompak. Perhitungan kekompakan profil mengacu pada SNI 7860:2015 berikut ini.

Tabel 3.16 Perencanaan Klasifikasi Penampang Komponen Struktur Daktil Sedang dan Daktil Tinggi dengan Parameter Rasio Lebar-terhadap-Tebal

No	Deskripsi Elemen	Rasio Lebar-terhadap-Tebal	Batasan Rasio Tebal-Lebar	
			λ_{hd} Komponen Struktur Daktil Tinggi	λ_{md} Komponen Struktur Daktil Sedang
1	Sayap dari profil I, kanal dan T gilas atau tersusun; kaki dari profil siku tunggal atau ganda dengan pemisah; kaki bebas dari sepasang profil siku tanpa pemisah	b/t	$0,30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
2	Sayap dari profil tiang H menurut pasal D4 dalam SNI 7860:2015	b/t	$0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Tidak berlaku
3	Badan dari profil I gilas atau tersusun sebagai balok atau kolom	h/t_w	Untuk $C_a \leq 0,125$ $2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1-0,93 C_a)$	Untuk $C_a \leq 0,125$ $3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1-2,75 C_a)$
4	Pelat samping dari profil I tertutup yang digunakan sebagai balok atau kolom	h/t	Untuk $C_a \leq 0,125$ $0,77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,93- C_a) \geq$ $1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ dengan	Untuk $C_a \leq 0,125$ $1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,33- C_a) \geq$ $1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ dengan
5	Badan profil kotak tersusun yang digunakan sebagai balok atau kolom	h/t	$C_a = \frac{P_u}{\Phi_c P_y} (LRFD)$ $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y} (ASD)$	$C_a = \frac{P_u}{\Phi_c P_y} (LRFD)$ $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y} (ASD)$
6	Badan profil tiang H	h/t_w	$0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Tidak berlaku

Keterangan:

1. $b/t = \lambda$
2. penampang daktil sedang: $\lambda_{hd} < \lambda < \lambda_{md}$
3. penampang daktil tinggi: $\lambda < \lambda_{hd}$

Sumber: SNI 7860:2015

2. Perhitungan Kuat Lentur

Perencanaan struktur lentur umumnya dilakukan untuk merencanakan balok pada struktur bangunan. Perencanaan ini menggunakan profil baja IWF. Menurut SNI 1729:2015, perhitungan kuat lentur memperhatikan kondisi-kondisi batas berikut:

a. Material Leleh (Momen Plastis)

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z_x \quad (3.62)$$

keterangan : M_p = momen nominal plastis (Nmm)

Z_x = modulus plastis penampang (MPa)

f_y = tegangan leleh baja (mm³)

b. Tekuk Torsi Lateral

Menurut SNI 1729:2015, analisa tekuk torsi lateral dibagi menjadi 3 jenis berdasarkan jarak L_b , yaitu :

1) Apabila $L_b \leq L_p$, maka :

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z_x \quad (3.63)$$

2) Apabila $L_p < L_b \leq L_r$, maka:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,75 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.64)$$

3) Apabila $L_b \geq L_r$, maka:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.65)$$

Dimana nilai L_p dan L_r diperoleh dari rumus :

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.66)$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E} \right)^2}} \quad (3.67)$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1 h_{tw}}{6 b_f t_f} \right) + b^2}} \quad (3.68)$$

Keterangan:

M_n = momen nominal untuk profil kompak (Nmm),

M_p = momen plastis (Nmm),

F_y = tegangan leleh (MPa),

Z_x = modulus penampang plastis (MPa),

E = modulus elastis baja (Mpa),

J = konstanta torsi,

- S_x = modulus penampang elastis dari sumbu x (mm^3),
 h_o = jarak antara titik berat sayap (mm), dan
 C_b = perhitungan untuk M_{cr} .

3. Perhitungan Kuat Tekan

a. Panjang efektif

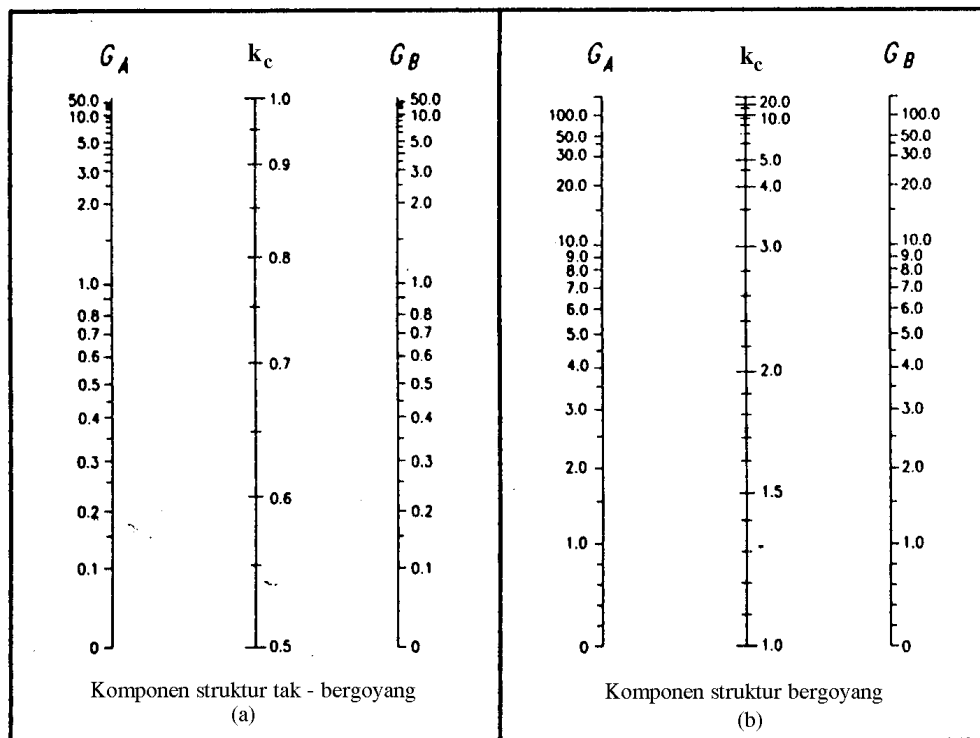
Menurut SNI 1729:2015, faktor panjang efektif (K) perlu dihitung untuk kelangsingan komponen struktur, dimana komponen struktur yang dirancang berdasarkan tekan, nilai rasio kelangsingan efektif tidak lebih dari 200. Perhitungan faktor panjang efektif menggunakan persamaan berikut.

$$\frac{KL}{r} < 200 \quad (3.69)$$

Keterangan:

- K = faktor panjang efektif
 L = panjang tanpa dibreising lateral dari komponen struktur (mm),
 r = radius girasi (mm).

Nilai faktor panjang efektif (K) adalah 1,0 apabila kekakuan lentur pada kolom tidak dihitung terhadap stabilitas lateral, sedangkan untuk komponen struktur tak bergoyang dan komponen struktur bergoyang menggunakan grafik faktor panjang efektif kolom yang terdapat pada gambar 3.3 berikut ini.



Gambar 3.5 Grafik Faktor Panjang Efektif Kolom

(Sumber : SNI 1729:2002)

b. Tekuk lentur

Menurut SNI 1729:2015, dalam menentukan kuat tekan nominal (P), keadaan batas dari tekuk lentur harus ditentukan. Perhitungan kuat tekan nominal (P) menggunakan persamaan berikut.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.70)$$

Nilai tegangan kritis (F_{cr}) diperoleh dari persamaan berikut:

Apabila, $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ (atau $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$), maka :

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (3.71)$$

Apabila, $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ (atau $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$), maka :

$$F_{cr} = 0,877F_e \quad (3.72)$$

Nilai tegangan tekuk kritis elastis (F_e) diperoleh dari persamaan berikut:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.73)$$

Keterangan:

F_e = tegangan tekuk kritis elastis (MPa),

E = modulus elastisitas baja (MPa),

K = faktor panjang efektif,

L = panjang tanpa dibreising lateral dari komponen struktur (mm),

r = radius girasi (mm).

c. Tekuk torsi dan tekuk torsi-lentur

Menurut SNI 1729:2015, dalam menentukan kuat tekan nominal (P_n), maka keadaan batas dari tekuk torsi dan tekuk torsi-lentur harus ditentukan. Nilai kekuatan tekan nominal (P_n) diperoleh dari persamaan berikut.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.74)$$

Nilai tegangan kritis (F_{cr}) diperoleh dari persamaan 3.31 dan 3.32, sedangkan nilai tegangan tekuk elastis torsi atau torsi-lentur (F_e) diperoleh dari persamaan berikut.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_2 L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (3.75)$$

Nilai J dan C_w diperoleh dari persamaan berikut.

$$J = \frac{1}{3} (H - t_f) t_w^3 + \frac{2}{3} b_f t_f^3 \quad (3.76)$$

$$C_w = \frac{1}{24} (H - t_f)^2 b_f^3 t_f \quad (3.77)$$

Keterangan:

C_w = konstanta lengkung (mm⁶),

H = tinggi profil (mm),

t_f = tebal sayap profil (mm),

t_w = tebal badan profil (mm),

- b_f = lebar profil (mm),
 G = modulus geser (MPa),
 J = konstanta torsi (mm⁴),
 I_x, I_y = major, minor aksial momen inersia (mm⁴).

d. Desain LRFD komponen struktur balok-kolom

Menurut SNI 1729:2015, suatu komponen struktur simetris ganda dan komponen struktur simetris tunggal yang mengalami interaksi lentur dan gaya tekan dimana $0,1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0,9$, melentur terhadap sumbu x atau y harus dibatasi oleh persamaan berikut:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 : \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.78)$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0,2 : \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.79)$$

keterangan :

- P_r = kuat aksial perlu (N)
 P_c = kuat aksial tersedia (N)
 M_r = kuat lentur perlu (N-mm)
 M_c = kuat lentur tersedia (N-mm)
 x = indeks sehubungan dengan sumbu kuat lentur
 y = indeks sehubungan dengan sumbu lemah lentur

BAB IV

METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Umum

Metode penelitian yang dilakukan dalam penelitian ini dengan menganalisis gedung eksisting (*flat slab*) dan gedung redesain (rangka baja). Kemudian dilakukan perhitungan desain pelat, balok, kolom serta dinding geser/bresing yang mengacu pada peraturan yang berlaku. Penggunaan *software* juga di perlukan untuk memudahkan dalam analisa struktur serta dalam mendapatkan volume beton serta baja untuk keperluan rancangan anggaran biaya. *Software* yang digunakan untuk analisa struktur adalah ETABS V.18 dan untuk keperluan pemodelan serta volume beton menggunakan Revit 2019.

Perencanaan pelat, balok, kolom dan dinding geser/bresing mempertimbangkan fungsi ruangan serta beban-beban yang bekerja pada struktur gedung Jogja Apartel. Data yang digunakan untuk penyusunan tugas akhir ini adalah data primer yang berupa gambar arsitektural dan data tanah sedangkan untuk data sekunder yang digunakan meliputi mutu bahan yang digunakan, data pembebanan, dan data keperluan perhitungan desain.

4.2 Tahapan Perencanaan

Tahapan perencanaan bertujuan untuk menggambarkan sistematika perencanaan suatu bangunan. Tahapan perencanaan dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

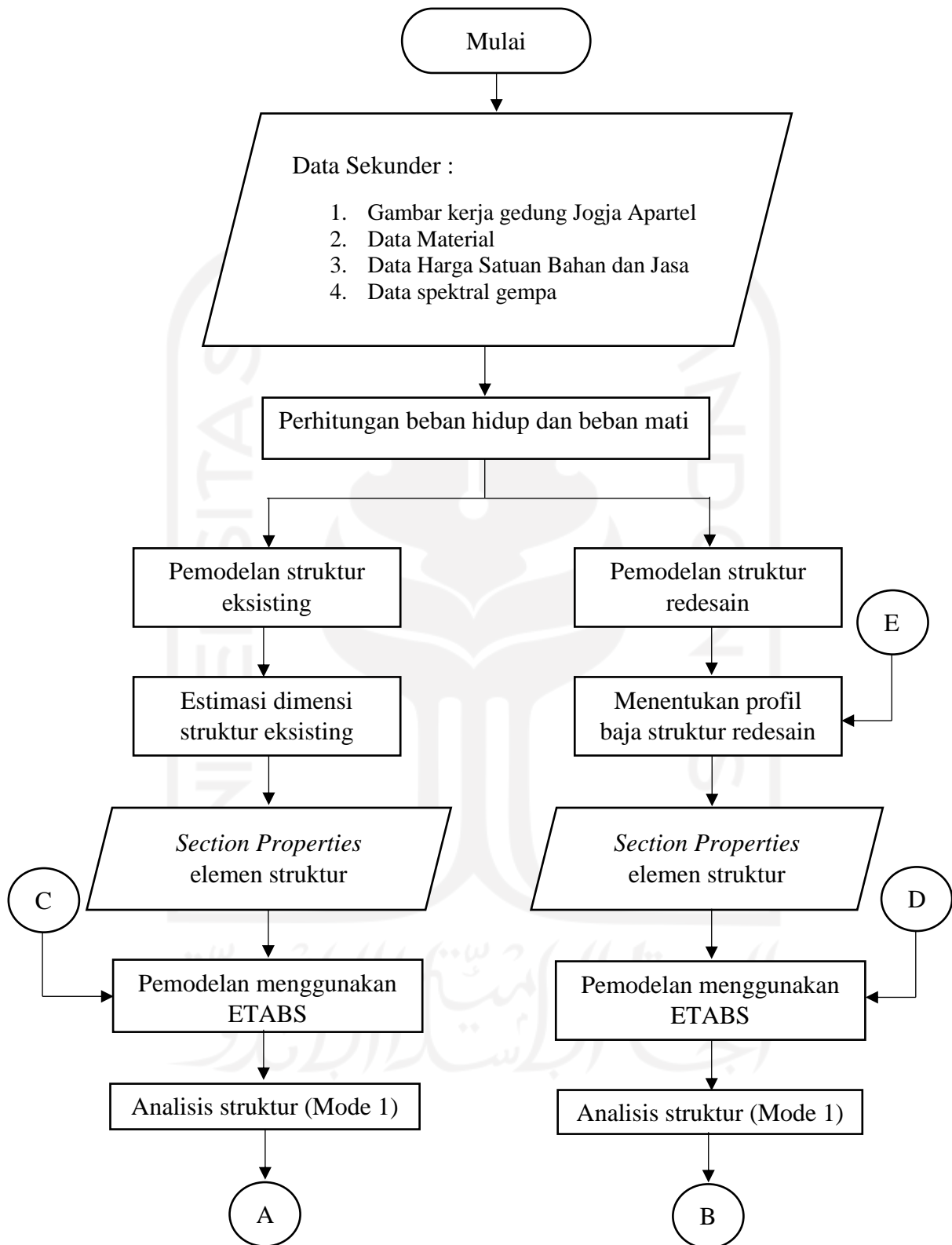
1. Pengumpulan data yang mendukung perancangan struktur. Data yang dimaksud berupa gambar kerja gedung Jogja Apartemen, mutu bahan yang digunakan, data uji tanah, data pembebanan serta daftar harga untuk wilayah Yogyakarta. Data tersebut digunakan untuk keperluan pemodelan struktur yang selanjutnya akan dianalisis dengan menggunakan *software* ETABS V18.1.1.
2. Pemodelan struktur gedung Jogja Apartel dengan menggunakan bantuan *software* Revit 2019 yang kemudian di-*export* menjadi file ETABS V18.1.1.

Penggunaan *software* Revit 2019 dilakukan untuk mendapatkan volume beton, berat tulangan serta berat profil baja pada struktur gedung yang digunakan untuk keperluan rancangan anggaran biaya (RAB). Sedangkan file di-*export* menjadi format .dxr digunakan untuk keperluan analisis agar pemodelan lebih mudah. Pemodelan struktur juga meliputi penentuan dimensi serta input beban sesuai dengan perencanaan model struktur tersebut.

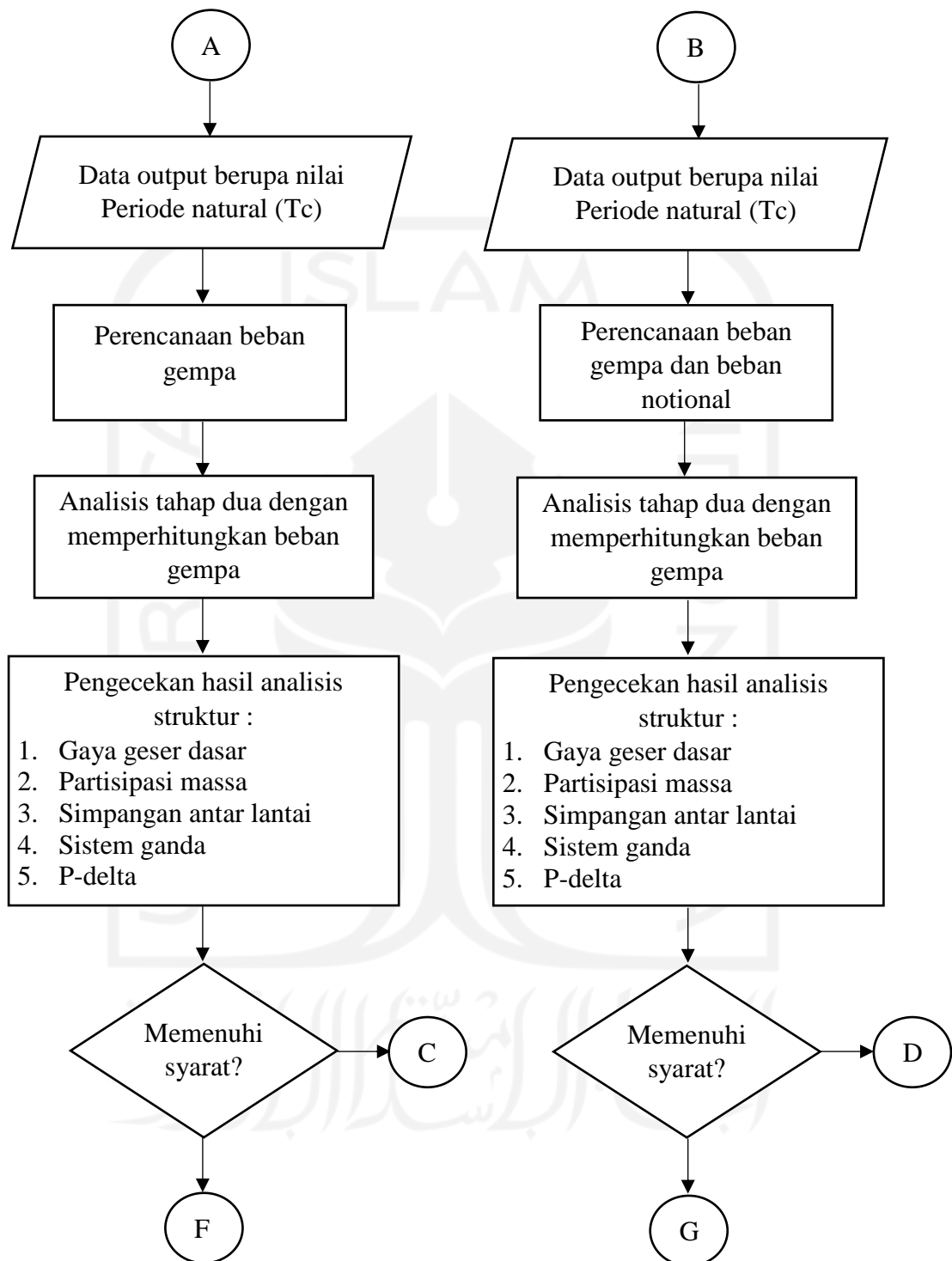
3. Analisis struktur dengan menggunakan *software* ETABS V18.1.1. Penggunaan bantuan *software* dilakukan untuk mempermudah analisis struktur. Hasil yang didapatkan dari analisis dan perhitungan dengan menggunakan *software* ETABS V18.1.1 adalah gaya dalam yang terdapat pada komponen kolom dan balok. Gaya dalam tersebut kemudian dianalisis sesuai dengan peraturan yang berlaku.
4. Penggambaran hasil desain bangunan dengan menggunakan bantuan *software* yaitu Revit 2019.
5. Perhitungan rancangan anggaran biaya (RAB) dengan menggunakan bantuan *software* *Microsoft Excel*. Perhitungan tersebut mencakup Rancangan Anggaran Biaya seluruh kebutuhan material.

Berikut ini adalah bagan alir dari perencanaan ulang gedung Jogja Apartel dengan menggunakan struktur baja.

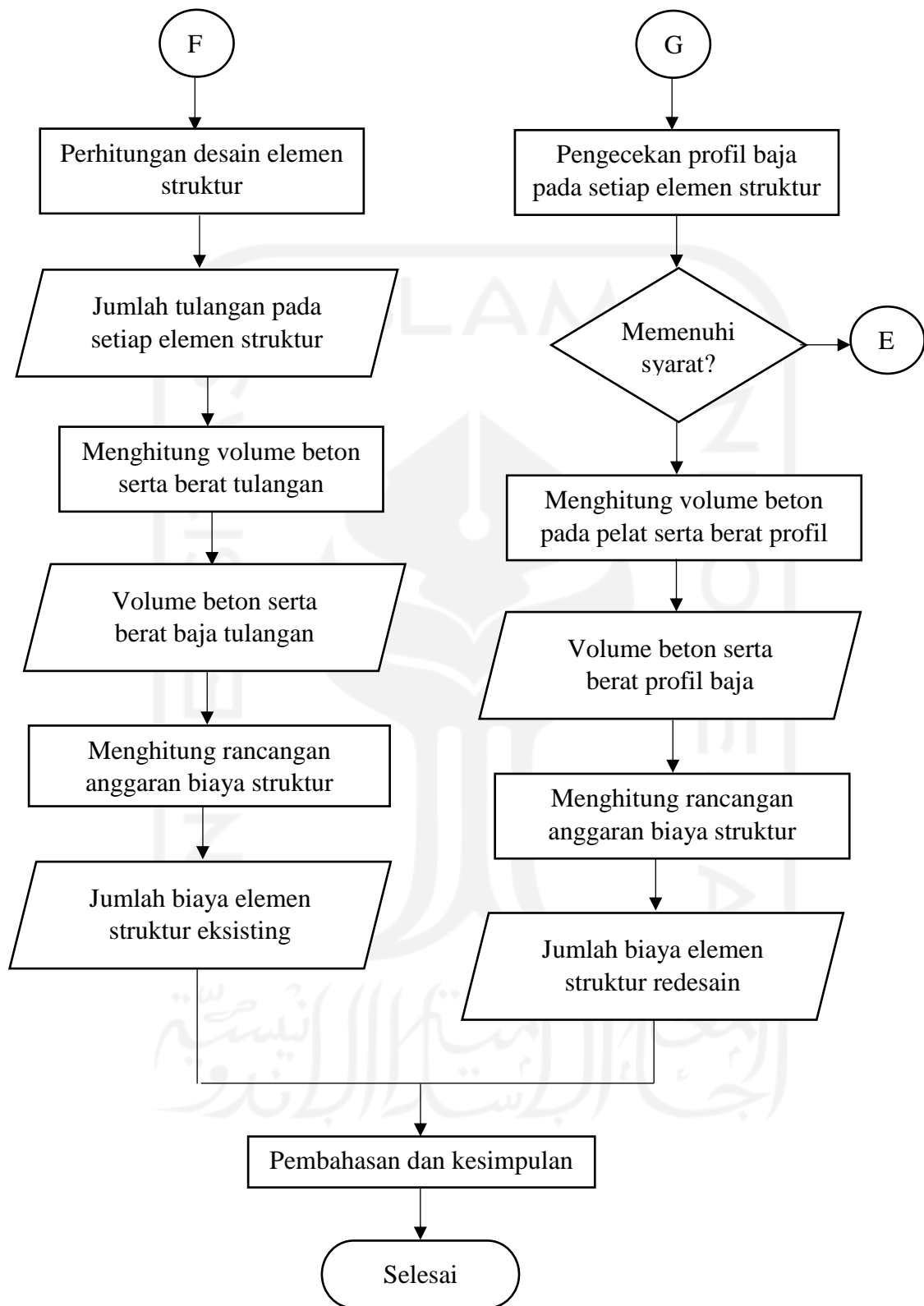
-



Gambar 4.1 Bagan Alir Penelitian



Gambar 4.2 (Lanjutan) Bagan Alir Penelitian



Gambar 4.3 (Lanjutan) Bagan Alir Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Konfigurasi Bangunan

Data perencanaan digunakan sebagai tahap awal dalam analisis gedung yang akan didesain ulang pada penelitian ini. Dasar – dasar perencanaan terdiri dari data struktur dan data material.

5.1.1 Konfigurasi Bangunan

Bangunan gedung Jogja Apartel terdiri dari 12 lantai. Data struktur dari bangunan gedung Jogja Apartel yang akan didesain ulang adalah sebagai berikut.

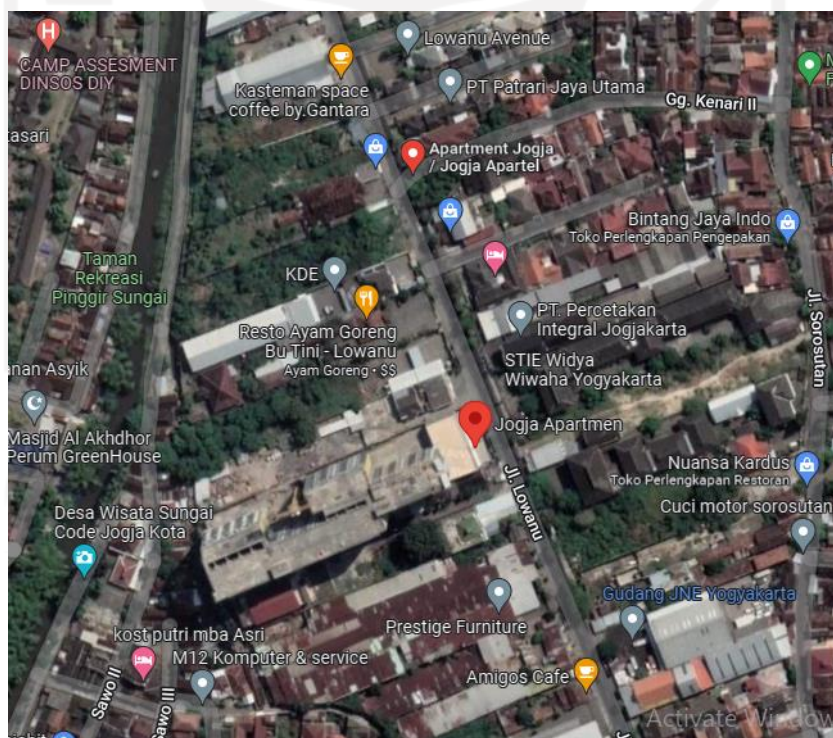
1. Nama Gedung : Jogja Apartel
2. Jenis bangunan : Gedung bertingkat
3. Fungsi bangunan : Apartemen
4. Lokasi bangunan : Jalan Lowanu, No 54 Sorosutan, Umbulharjo, Sleman,
Yogyakarta
5. Jumlah lantai : 12 lantai
6. Tinggi bangunan : 39,75 m

Adapun denah lokasi gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2 berikut.



Gambar 5.1 Denah Lokasi Gedung Jogja Apartel

Sumber : <https://www.google.com/maps>



Gambar 5.2 Denah Lokasi Gedung Jogja Apartel

Sumber : <https://www.google.com/maps>

5.1.2 Data Mutu Bahan

Mutu bahan yang digunakan dalam perencanaan gedung Jogja Apartel adalah sebagai berikut :

1. Struktur *flat slab*

- a. Mutu beton pada kolom dan dinding geser yang digunakan adalah K450 atau 39 MPa. Elemen struktur lain menggunakan mutu beton K300 atau 26 MPa,
- b. Kolom, balok dan dinding geser menggunakan selimut beton sebesar 40 mm. Sedangkan pelat menggunakan selimut beton sebesar 20 mm.
- c. Tulangan ulir (*deform*) menggunakan diameter 16 mm atau lebih dimana kuat tarik leleh baja tulangan (f_y) sebesar 400 MPa. Sedangkan untuk tulangan polos menggunakan diameter dibawah 16 mm dengan kuat tarik leleh baja tulangan sebesar 240 MPa.

2. Struktur rangka baja

- a. Profil baja yang digunakan adalah *Wide Flange (WF)* pada struktur kolom dan balok. Sedangkan untuk bresing menggunakan profil baja H.
- b. Mutu profil baja yang digunakan pada balok dan bresing adalah :
 - 1) Tegangan putus profil baja (f_u) : 410 MPa
 - 2) Tegangan leleh profil baja (f_y) : 250 MPa
- c. Mutu profil baja yang digunakan kolom adalah :
 - 1) Tegangan putus profil baja (f_u) : 500 MPa
 - 2) Tegangan leleh profil baja (f_y) : 290 MPa
- d. Mutu beton yang digunakan pada pelat lantai adalah 26 MPa

5.1.3 Penentuan Jenis Tanah

Penentuan jenis tanah dilakukan dengan menggunakan metode penetrasi rata rata (\bar{N}) dimana nilai N diperoleh dari hasil uji *standar penetration test* (SPT). Nilai SPT pada gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut ini.

Tabel 5.1 Analisis data N-SPT gedung Jogja Apartel

Kedalaman (d) m	Ketebalan Lapis (di)	N-SPT	di/N
2	2	14	0,143
4	2	17	0,118
6	2	17	0,118
8	2	23	0,087
10	2	23	0,087
12	2	43	0,047
14	2	16	0,125
16	2	42	0,048
18	2	47	0,043
20	2	44	0,045
22	2	51	0,039
24	2	56	0,036
26	2	56	0,036
28	2	57	0,035
30	2	58	0,034
Jumlah	30		1,039

Berdasarkan tabel diatas, dapat diketahui nilai $\bar{N} = 30 / 1,039 = 28,874$ dimana $15 < \bar{N} < 50$ sehingga lokasi gedung Jogja Apartel termasuk jenis tanah sedang.

5.2 Perhitungan Pembebanan Struktur

Perhitungan pembebanan struktur pada perencanaan ulang gedung Jogja Apartel terdiri dari beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi merupakan beban yang bekerja searah dengan gravitasi, terdiri dari beban hidup dan beban mati. Sedangkan, beban laeral merupakan beban yang bekerja tegak lurus dengan arah gravitasi, terdiri dari beban gempa dan beban notional. Perhitungan pembebanan struktur pada gedung Jogja Apartel adalah sebagai berikut.

5.2.1 Beban Mati

Beban mati pada suatu struktur terdiri dari beban sendiri struktur dan beban mati tambahan. Berat sendiri struktur dapat dihitung secara otomatis oleh program

ETABS, sedangkan beban mati tambahan pada struktur berupa beban merata pada pelat lantai dan pelat atap yang terdiri dari material bangunan yang bersifat permanen. Perbedaan beban mati struktur eksisting dan struktur redesain yaitu pada struktur redesain terdapat material *floordeck*, sehingga ada penambahan beban mati. Perhitungan beban mati tambahan dijabarkan seperti berikut.

1. Beban mati struktur eksisting

a. Beban mati tambahan pelat lantai

Keramik	= 1 cm x 24 kg/m ² /cm	= 24 kg/m ²
Spesi	= 3 cm x 21 kg/m ² /cm	= 21 kg/m ²
Pasir	= 4 cm x 16 kg/m ² /cm	= 64 kg/m ²
Plafon		= 20 kg/m ²
Instalasi listrik dan <i>plumbing</i>		= 20 kg/m ²
Total beban mati tambahan pada pelat lantai		= 149 kg/m ² = 1,46 kN/m ²

b. Beban mati tambahan pelat atap

Lapisan <i>waterproof</i>		= 5 kg/m ²
Spesi	= 3 cm x 21 kg/m ² /cm	= 21 kg/m ²
Pasir	= 4 cm x 16 kg/m ² /cm	= 64 kg/m ²
Plafon		= 20 kg/m ²
Total beban mati tambahan pada pelat lantai		= 110 kg/m ² = 1,08 kN/m ²

2. Beban mati struktur redesain

a. Beban mati tambahan pelat lantai

Keramik	= 1 cm x 24 kg/m ² /cm	= 24 kg/m ²
Spesi	= 3 cm x 21 kg/m ² /cm	= 21 kg/m ²
Pasir	= 4 cm x 16 kg/m ² /cm	= 64 kg/m ²
Plafon		= 20 kg/m ²
Instalasi listrik dan <i>plumbing</i>		= 20 kg/m ²
<i>Floordeck</i>		= 10,1 kg/m ²
Total beban mati tambahan pada pelat lantai		= 159 kg/m ² = 1,56 kN/m ²

b. Beban mati tambahan pelat atap

Lapisan <i>waterproof</i>		= 5	kg/m ²
Spesi	= 3 cm x 21 kg/m ² /cm	= 21	kg/m ²
Pasir	= 4 cm x 16 kg/m ² /cm	= 64	kg/m ²
Plafon		= 20	kg/m ²
<i>Floordeck</i>		= 10,1	kg/m ²
Total beban mati tambahan pada pelat lantai		= 120	kg/m ²
		= 1,18	kN/m ²

5.2.2 Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan dalam penelitian ini mengacu pada SNI 1727:2013 dimana beban hidup pelat lantai apartemen sebesar 1,92 kN/m² dengan tambahan beban partisi sebesar 0,72 kN/m², sehingga beban hidup keseluruhan pada pelat lantai adalah 2,64 kN/m². Kemudian untuk beban hidup pelat atap adalah sebesar 0,96 kN/m².

5.3 Struktur Eksisting

5.3.1 Preliminary Design

1. Estimasi dimensi balok

Penjabaran perhitungan dari dimensi balok adalah sebagai berikut :

$$\text{Tinggi balok } (h) = \left(\frac{1}{10} \text{ sampai } \frac{1}{16} \right) \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$\text{Lebar balok } (b) = \frac{h}{2} \text{ sampai } = \frac{2}{3} h$$

Perhitungan dimensi pada Balok Induk 1 (B)

Diketahui : panjang bentang (l) = 8000 mm, maka :

$$\begin{aligned} H &= \frac{1}{16} \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) \\ &= \frac{1}{16} \times \left(0,4 + \frac{400}{700} \right) \\ &= 485,714 \text{ mm, dibulatkan menjadi } 650 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= \frac{h}{2} \\ &= \frac{650}{2} \\ &= 325, \text{ dibulatkan menjadi } 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi, dimensi balok pada B1 adalah 400 mm x 500 mm.

Perhitungan estimasi dimensi pada balok lainnya menggunakan cara yang sama seperti pada contoh diatas sehingga rekapitulasi perhitungan estimasi dimensi balok dapat dilihat pada tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.2 Rekapitulasi Estimasi Dimensi Balok

No	Balok	Panjang (mm)	Tinggi (mm)	Lebar (mm)
1	B1	8000	650	400
2	B2	7500	700	500
3	B3	7000	600	350
4	B4	6000	500	300
5	B5	5500	500	300
6	B6	5000	450	300
7	B7	4750	400	300
8	B8	4250	350	250
9	B9	4200	350	250
10	B10	4000	350	250
11	B11	3750	350	250
12	B12	3500	450	350
13	B13	3000	500	350
14	B14	2900	250	150
15	B15	2000	200	150
16	B16	1500	150	100
17	B17	1250	150	100
18	BA1	5000	450	300
19	BA2	5700	500	300

2. Estimasi dimensi balok

Estimasi tebal pelat mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2 dimana perhitungan tebal minimum pelat tanpa balok interior. Perencanaan tebal pelat menggunakan pelat yang terdapat dari data struktur gedung yaitu 250 mm. Berikut ini merupakan detail pengelompokan tipe pelat yang berdasarkan bentang panjang dan bentang pendek yang dapat dilihat pada tabel 5.3 dibawah ini.

Tabel 5.3 Rekapitulasi Estimasi Tebal Pelat

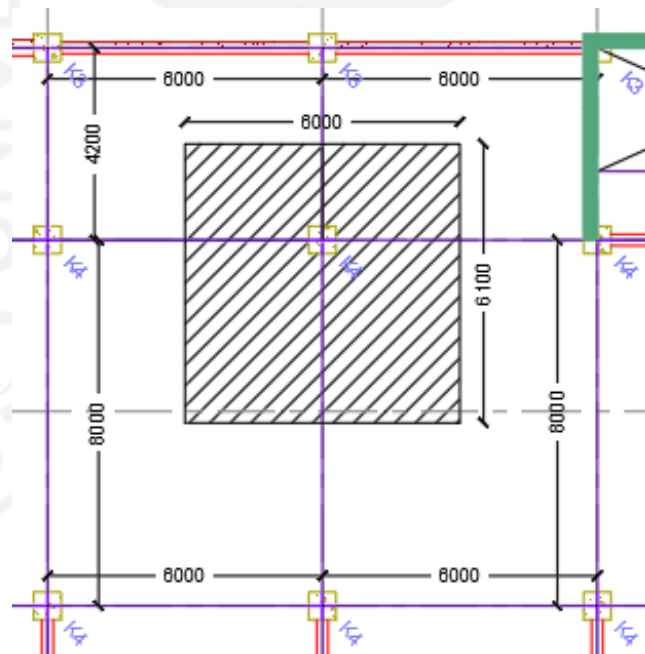
Type Pelat	Ly	Lx	Ly/Lx	Jenis Pelat	Tebal Pelat Pakai (mm)
PL1	5500	5000	1,100	Dua Arah	250
PL2	7750	5000	1,550	Dua Arah	250
PL3	7000	5350	1,308	Dua Arah	250
PL4	5000	3000	1,667	Dua Arah	250
PL5	5500	5000	1,100	Dua Arah	250
PL6	5000	3000	1,667	Dua Arah	250
PL7	5000	2000	2,500	Satu Arah	250
PL8	7750	5000	1,550	Dua Arah	250
PL9	3750	3000	1,250	Dua Arah	250
PL10	4200	3000	1,400	Dua Arah	250
PL11	5000	4200	1,190	Dua Arah	250
PL12	8000	5000	1,600	Dua Arah	250
PL13	8000	6500	1,231	Dua Arah	250
PL14	8000	7500	1,067	Dua Arah	250
PL15	6000	4200	1,429	Dua Arah	250
PL16	4200	3000	1,400	Dua Arah	250
PL17	8000	6000	1,333	Dua Arah	250
PL18	8000	4750	1,684	Dua Arah	250
PL19	7500	4750	1,579	Dua Arah	250
PL20	5500	4750	1,158	Dua Arah	250
PL21	7500	5500	1,364	Dua Arah	250
PL22	6000	5500	1,091	Dua Arah	250
PL23	6000	2000	3,000	Satu Arah	250
PL24	7500	1500	5,000	Satu Arah	250
PL25	6000	1500	4,000	Satu Arah	250
PK1	5000	2000	2,500	Satu Arah	250
PK2	5000	1250	4,000	Satu Arah	250
PA1	5500	5000	1,100	Dua Arah	250
PA2	7750	5000	1,550	Dua Arah	250
PA5	5500	5000	1,100	Dua Arah	250
PA6	5000	3000	1,667	Dua Arah	250
PA7	5000	2000	2,500	Satu Arah	250
PA8	7750	5000	1,550	Dua Arah	250
PA9	3750	3000	1,250	Dua Arah	250
PA10	4200	3000	1,400	Dua Arah	250
PA11	5000	4200	1,190	Dua Arah	250
PA12	8000	5000	1,600	Dua Arah	250
PA13	8000	6500	1,231	Dua Arah	250
PA14	8000	7500	1,067	Dua Arah	250

Lanjutan Tabel 5.3 Rekapitulasi Estimasi Tebal Pelat

Tipe Pelat	Ly	Lx	Ly/Lx	Jenis Pelat	Tebal Pelat Pakai (mm)
PA15	6000	4200	1,429	Dua Arah	250
PA16	4200	3000	1,400	Dua Arah	250
PA17	8000	6000	1,333	Dua Arah	250
PA18	8000	4750	1,684	Dua Arah	250
PA19	7500	4750	1,579	Dua Arah	250
PA20	5500	4750	1,158	Dua Arah	250
PA21	7500	5500	1,364	Dua Arah	250
PA22	6000	5500	1,091	Dua Arah	250
PA23	6000	2000	3,000	Satu Arah	250
PA24	7500	1500	5,000	Satu Arah	250
PA25	6000	1500	4,000	Satu Arah	250

3. Estimasi dimensi kolom

Estimasi dimensi kolom ditentukan dengan menggunakan konsep perhitungan *tributary area*. Kolom yang ditinjau adalah K4, dimana perhitungan estimasi kolom K4 adalah sebagai berikut :



Gambar 5.3 Tinjauan Kolom Tipe K4

Perhitungan estimasi kolom mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 10.8.4, dimana dalam perencanaan kolom harus memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai. Selain itu, momen maksimum dari beban terfaktor pada bentang terdekat dari lantai yang akan ditinjau juga harus diperhitungkan. Penjabaran perhitungan dari estimasi kolom dengan kodefikasi K4 adalah sebagai berikut:

Tebal pelat = 250 mm

Tinggi tiap lantai = 3250 mm

Dimensi Pelat = 6 m x 6,1 m

a. Beban rencana pelat atap

Berikut ini merupakan penjabaran dari perhitungan beban rencana yang diterima K4 pada pelat atap, dapat dilihat pada tabel 5.4 dibawah ini.

Tabel 5.4 Perhitungan Beban Rencana pada Pelat Atap

Beban Mati				
a	Berat Sendiri	= 6 x 6,1 x 0,15 x 24	131,76	kN
b	Berat beban mati	= 6 x 6,1 x 1,08	39,528	kN
	Total Beban Mati		171,288	kN
Beban Hidup				
a	Berat beban hidup	= 6 x 6,1 x 0,96	35,136	kN
	Total Beban pada Pelat Atap		206,424	kN

b. Beban rencana pelat lantai

Berikut ini merupakan penjabaran dari perhitungan beban rencana yang diterima K4 pada pelat lantai, dapat dilihat pada tabel 5.5 dibawah ini.

Tabel 5.5 Perhitungan Beban Rencana pada Pelat Lantai

Beban Mati				
a	Berat Sendiri	= 6 x 6,1 x 0,15 x 24	219,6	kN
b	Berat beban mati	= 6 x 6,1 x 1,46	53,436	kN
	Total Beban Mati		273,036	kN
	Total beban mati yang diterima		3003,396	kN

Lanjutan Tabel 5.5 Perhitungan Beban Rencana pada Pelat Lantai

Beban Hidup			
a	Berat beban hidup	= 6 x 6,1 x 1,46	96,624 kN
	Total beban hidup yang diterima		765,864 kN
	Total Beban pada Pelat Atap		3100,02 kN

c. Menentukan estimasi dimensi berdasarkan berat beban

Perhitungan selanjutnya yaitu dengan menentukan nilai P_u yang didapatkan dari beban beban rencana pada pelat lantai maupun pelat atap. Kemudian adalah menentukan luas kolom (A_g) yang akan digunakan untuk mendapatkan dimensi kolom. Penjabaran perhitungan dari estimasi kolom adalah sebagai berikut ini.

Diketahui :

$$\begin{aligned} \text{Total berat beban mati pelat (Pd)} &= 3003,396 \text{ kN} \\ &\quad \underline{171,288 \text{ kN} +} \\ &= 3274,684 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total berat beban hidup pelat (Pl)} &= 35,136 \text{ kN} \\ &\quad \underline{765,864 \text{ kN} +} \\ &= 801,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban beban terfaktor (Pu)} &= 1,2 \cdot Pd + 1,6 \cdot Pl \\ &= 1,2 \times 3274,884 + 1,6 \times 801,00 \\ &= 5211,461 \text{ kN} \\ &= 5211461 \text{ N} \end{aligned}$$

$$f'_c = 39 \text{ Mpa}$$

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

$$\phi P_{n_{\max}} = 0,8 \phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$\phi P_{n_{\max}} = 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 26 \times (A_g - 0,02 \times A_g) + 200 \times 0,02 \times A_g]$$

$$\phi P_{n_{\max}} = 21,74 A_g$$

$$A_g = \frac{P_u}{21,74}$$

$$A_g = \frac{5211461}{21,74}$$

$$= 239717,617 \text{ mm}^2$$

$$b=h = \sqrt{239717,617}$$

$$= 489,609 \text{ mm}$$

Jadi nilai b_{pakai} yang digunakan adalah 900 mm, sedangkan h_{pakai} adalah 700 mm.

Berikut ini merupakan rekapitulasi dari perhitungan estimasi kolom yang dapat dilihat pada tabel 5.6.

Tabel 5.6 Rekapitulasi Estimasi Dimensi Kolom

No	Kolom	b (mm)	h (mm)
1	K1	1100	900
2	K2	1100	900
3	K3	900	700
4	K4	900	700
5	K5	700	700
6	K6	700	700
7	K7	700	700
8	K8	700	700

4. Estimasi dinding geser

Perhitungan estimasi dinding geser mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1 dimana terdapat ketentuan dalam menentukan tebal dinding geser, yaitu tebal dinding geser tidak boleh kurang dari $1/25$ tinggi atau panjang bentang tertumpu, dimana yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm. Penjabaran perhitungan dari estimasi tebal dinding geser adalah sebagai berikut:

Diketahui :

$$\text{Panjang dinding} = 3500 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi dinding} = 3250 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal dinding} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Cek syarat} : 300 \text{ mm} \geq \frac{H}{25} = \frac{3250}{25} = 130 \text{ mm (OK)}$$

$$300 \text{ mm} \geq \frac{L}{25} = \frac{3500}{25} = 140 \text{ mm (OK)}$$

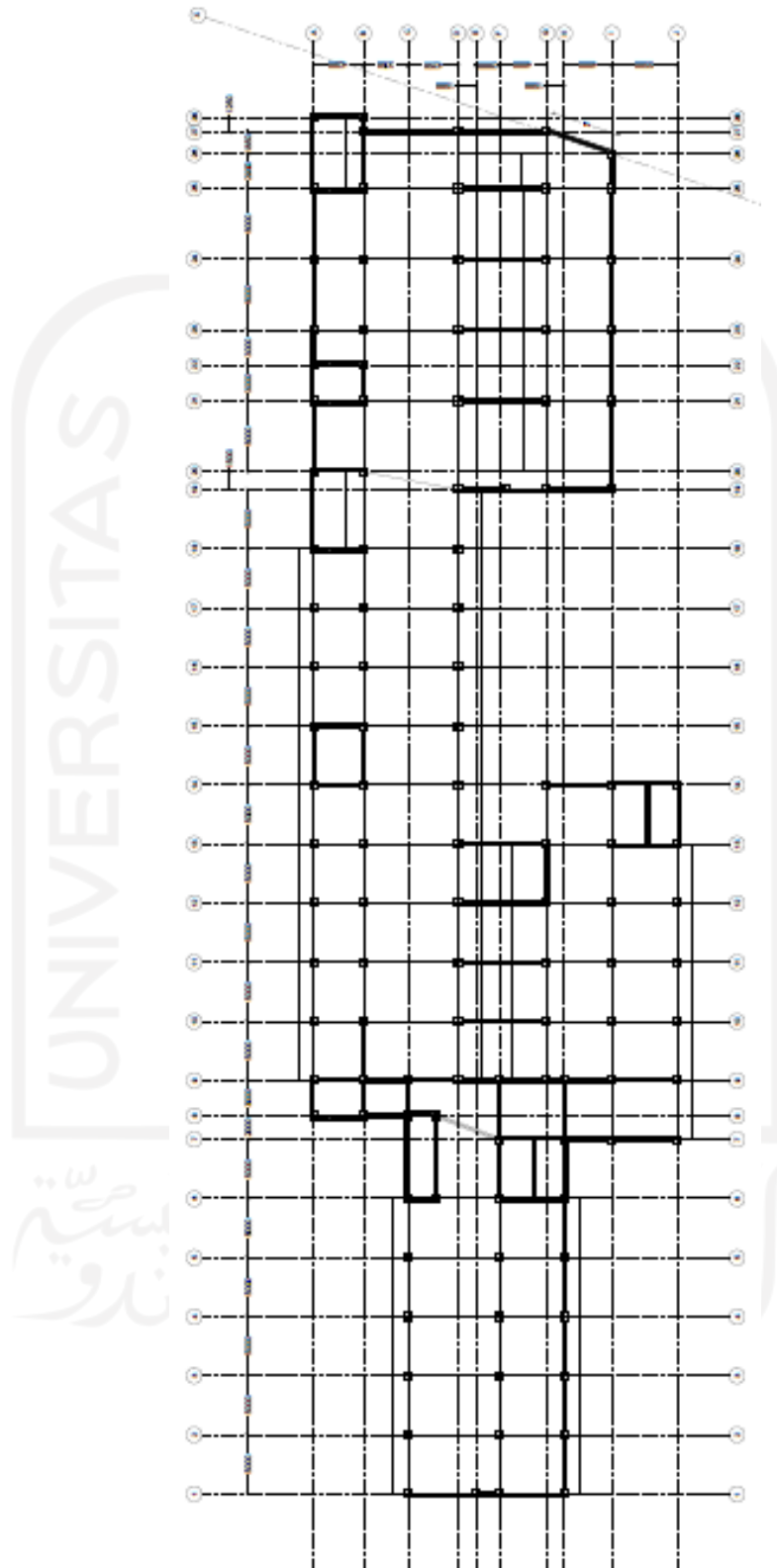
$$300 \text{ mm} \geq 100 \text{ mm (OK)}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan estimasi tebal dinding geser yang dapat dilihat pada tabel 5.7 dibawah ini.

Tabel 5.7 Rekapitulasi Estimasi Dimensi Kolom

Kode Shearwall	Tebal (mm)	Tinggi (mm)	Panjang (mm)	t > H/25	t > L/25	t > 100	Cek Syarat
SW1	300	3250	4200	130	168	100	OK
	300	3250	6500	130	260	100	OK
SW2	300	3250	5800	130	232	100	OK
SW3	300	3250	4200	130	168	100	OK
	300	3250	3000	130	120	100	OK
SW4	300	3250	4200	130	168	100	OK
	300	3250	6500	130	260	100	OK
SW5	300	3250	3500	130	140	100	OK
SW6	300	3250	5000	130	200	100	OK
	300	3250	5000	130	200	100	OK
SW7	300	3250	4200	130	168	100	OK
	300	3250	3000	130	120	100	OK
SW8	300	3250	2400	130	96	100	OK
	300	3250	7000	130	280	100	OK
SW9	300	3250	5000	130	200	100	OK
	300	3250	5000	130	200	100	OK
SW10	300	3250	5500	130	220	100	OK
	300	3250	5750	130	230	100	OK

Berikut ini merupakan denah struktur dari preliminary design gedung Jogja Apartel struktur eksisting dapat dilihat pada gambar 5.3.



Gambar 5.4 Denah Struktur Eksisting

Sumber : *autocad*

5.3.2 Beban Gempa Struktur Eksisting

Beban gempa yang digunakan pada struktur eksisting mengacu pada SNI 1726:2012, tentang tata Cara Perencanaan dan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Perhitungan beban gempa dapat dilihat sebagai berikut ini.

1. Lokasi gedung = Yogyakarta
2. Fungsi gedung = Apartemen
3. Kategori risiko bangunan = II (SNI 1726:2012 Tabel 1)
4. Faktor keutamaan gempa = 1 (SNI 1726:2012 Tabel 2)
5. Klasifikasi situs = Tanah Sedang (SD)
6. Parameter percepatan dasar periode pendek (S_s) = 1,37
7. Parameter percepatan dasar periode 1 detik (S_1) = 0,505
8. Faktor percepatan getaran periode pendek (F_a) = 1
9. Faktor percepatan getaran periode 1 detik (F_v) = 1,5

10. Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS})

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \\ &= 1 \times 1,37 \\ &= 1,37 \end{aligned}$$

11. Parameter spektrum respon percepatan pada perioda 1 detik (S_{M1})

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,5 \times 0,505 \\ &= 0,757 \end{aligned}$$

12. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (S_{DS})

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} \times S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} \times 1,37 \\ &= 0,913 \end{aligned}$$

13. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1 detik (S_{D1})

$$\begin{aligned} S_{D1} &= \frac{2}{3} \times S_{M1} \\ &= \frac{2}{3} \times 0,757 \end{aligned}$$

$$= 0,505$$

14. Koefisien resiko terpetakan, perioda spektral (C_{RS}) = 0,912

15. Koefisien risiko terpetakan, perioda respons spektral 1 detik (C_{R1}) = 0,95

$$16. SD_{sr} = S_{DS} \times C_{RS}$$

$$= 0,913 \times 0,912$$

$$= 0,833$$

$$17. SD_{1r} = S_{D1} \times C_{R1}$$

$$= 0,505 \times 0,95$$

$$= 0,479$$

18. Katrgori desain seismik (KDS) = D

19. Koefisien modifikasi respons (R) = 7

20. Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5

21. Koefisien batas atas (C_u) = 1,4

22. Nilai parameter perioda pendekatan (α) = 0,75

23. Perioda fundamental (T_a)

$$T_a = C_t h_n^x$$

$$= 0,0466 \times 39,75^{0,9}$$

$$= 1,282$$

24. Periode bangunan (T_c)

Nilai T_c didapatkan dari analisis ETABS menggunakan analisis “*Modal*”.

Setelah itu didapatkan nilai T_c sebagai berikut :

The screenshot shows the 'ET Modal Periods And Frequencies' window. The table displays the following data:

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0,956	1,047	6,5755	43,2376

Gambar 5.5 Nilai Tc Struktur Eksisting

Berdasarkan gambar diatas dapat diketahui bahwa nilai Tc adalah 0,956.

25. Tpakai

Berdasarkan perhitungan sebelumnya, didapatkan :

$$T_c : 0,956$$

$$T_a : 1,282$$

$$C_u T_a : 1,795$$

Nilai T pakai didapatkan berdasarkan ketentuan yaitu :

$$T_c > C_u T_a \quad \text{gunakan } T = C_u T_a$$

$$T_a < T_c < C_u T_a \quad \text{gunakan } T = T_c$$

$$T_c < T_a \quad \text{gunakan } T = T_a$$

Berdasarkan keterangan diatas dapat diketahui bahwa nilai Tc lebih kecil dari Ta sehingga, Tpakai adalah 1,282.

26. Koefisien respon seismik (Cs)

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1, koefisien respons seismik C_s harus ditentukan oleh persamaan berikut :

$$C_{s1} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0,833}{\left(\frac{7}{1}\right)}$$

$$= 0,119$$

Nilai C_{s1} tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_{s2} = \frac{S_{D1r}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0,479}{1,282\left(\frac{7}{1}\right)}$$

$$= 0,0535$$

Nilai C_{s1} harus tidak kurang berikut ini :

$$C_{s3} = 0,044S_{Dsr}I_e$$

$$= 0,044 \cdot 0,833 \cdot 1$$

$$= 0,0367$$

Berdasarkan perhitungan diatas dapat diketahui bahwa nilai $C_{s3} < C_{s1} > C_{s2}$, maka nilai C_s yang digunakan adalah sebesar 0,0535

27. Berat bangunan(W)

Berat bangunan struktur eksisting diperoleh dari ETABS dimana berat yang diperoleh adalah sebagai berikut :

Story	Object Type	Material	Weight kN	Floor Area m²	Unit Weight kN/m²	Number Pieces	Number Studs
Level 5	Wall	Beton f'c 39 ...	2626,715	2308,41	1,1379		
Level 5	Floor	BETON 26 MPa	13850,4749	2308,41	6		
Level 3_Str	Column	Beton f'c 39 ...	5552,82	2308,41	2,4055	113	
Level 3_Str	Beam	BETON 26 MPa	1390,8163	2308,41	0,6025	57	0
Level 3_Str	Wall	Beton f'c 39 ...	2626,715	2308,41	1,1379		
Level 3_Str	Floor	BETON 26 MPa	13850,4749	2308,41	6		
Level 2_Str	Column	Beton f'c 39 ...	6834,24	2308,41	2,9606	113	
Level 2_Str	Beam	BETON 26 MPa	1390,8163	2308,41	0,6025	57	0
Level 2_Str	Wall	Beton f'c 39 ...	3232,88	2308,41	1,4005		
Level 2_Str	Floor	BETON 26 MPa	13850,4749	2308,41	6		
Sum	Column	Beton f'c 39 ...	67915,26	27789,1	2,444	1356	
Sum	Beam	BETON 26 MPa	16689,7952	27789,1	0,6006	684	0
Sum	Wall	Beton f'c 39 ...	32126,7453	27789,1	1,1561		
Sum	Floor	BETON 26 MPa	166734,5988	27789,1	6		
Total	All	All	283466,3993	27789,1	10,2006	2040	0

Gambar 5.6 Berat Bangunan Struktur Eksisting

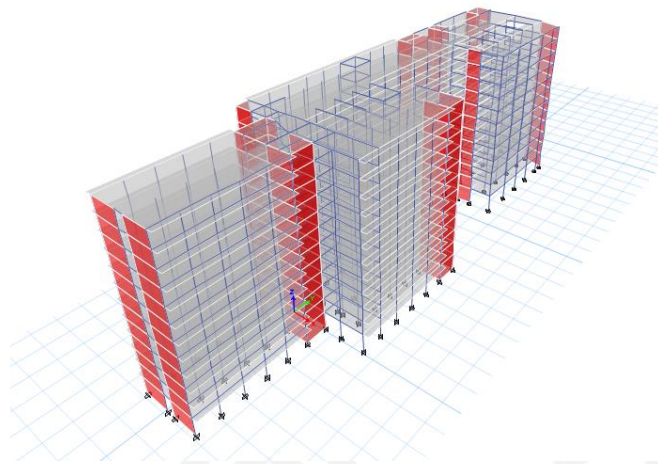
Sumber : ETABS

28. Gaya geser serismik (V)

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ &= 0,0535 \times 283466,39 \\ &= 14163,40 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.3.3 Pengecekan Hasil Analisis Struktur Eksisting

Pengecekan hasil analisis struktur eksisting pada penelitian ini terdiri dari kontrol gaya geser dasar (*base shear*) struktur, kontrol partisipasi massa, kontrol simpangan antar lantai, kontrol sistem ganda struktur, dan kontrol P-delta. Pemodelan eksisting gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada gambar 5.7 dibawah ini.



Gambar 5.7 Pemodelan Struktur Eksisting Gedung Jogja Apartel

1. Kontrol gaya geser dasar (*base shear*) struktur

Perhitunagn kontrol gaya geser dasar (*base shear*) struktur mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 dimana nilai gaya geser statik harus 85% lebih kecil dari gaya geser dinamik. Apabila nilai gaya geser dinamik lebih kecil, maka desain respon spektra perlu dikalikan faktor skala $\left(0,85 \times \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}}\right)$. Nilai $V_{dinamik}$ dan V_{statik} yang didapatkan dari analisis struktur dengan menggunakan program ETABS yang dapat dilihat pada gambar 5.8 berikut ini.

Output Case	Case Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m
Ex Dinamik	LinRespSpec	19140,5218	1967,1843	351,4755	51086,0134	494063,2676	705399,2403	0	0
Ey Dinamik	LinRespSpec	1985,437	20842,4923	138,4094	539786,776	40209,3183	121643,7665	0	0
EX Static	LinStatic	-19381,3345	0	0	0	-557650,0061	577622,9241	0	0
EX Static	LinStatic	-19381,3345	0	0	5,255E-07	-557650,0061	689157,0566	0	0
EX Static	LinStatic	-19381,3345	0	0	0	-557650,0061	466088,7916	0	0
EY Static	LinStatic	0	-19381,3345	0	557650,0061	0	10443,8224	0	0
EY Static	LinStatic	0	-19381,3345	0	557650,0061	0	-21341,0164	0	0
EY Static	LinStatic	0	-19381,3345	0	557650,0061	0	42228,6611	0	0
1.2 D+L	Combination	0	0	476687,6627	14190045	268220,6538	2,896E-06	0	0
Envelope	Combination	25656,9988	27862,4419	545843,29	16957164	963440,5064	964460,0814	0	0
Envelope	Combination	-25656,9988	-27862,4419	241248,8246	6483685,0109	-526752,1606	-964460,0814	0	0

Gambar 5.8 Gaya Geser Dasar Struktur Eksisting

Setelah mendapatkan nilai gaya geser, dilakukan pengecekan apakah nilai dimana nilai gaya geser statik harus 85% lebih kecil dari gaya geser dinamik. Perhitungan dilakukan dengan membagi $V_{\text{dinamik}}/V_{\text{statik}}$ ekuivalen, kemudian dicek apakah nilai $V_{\text{dinamik}}/V_{\text{statik}}$ ekuivalen lebih dari atau sama dengan 0,85 (85%). Hasil dari perbandingan gaya geser dasar struktur eksisting dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut ini.

Tabel 5.8 Perbandingan Gaya Geser Dasar Struktur

	Arah X (kN)	Arah Y (kN)
V_{statik} ekuivalen	19381,3345	19381,3345
V_{dinamik}	19140,52	20842,49
$V_{\text{dinamik}}/V_{\text{statik}}$ ekuivalen	0,988	1,075
Kontrol	OK	OK

Berdasarkan tabel 5.8 dapat diketahui bahwa gaya geser dasar arah X dan arah Y telah memenuhi syarat pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 dimana nilai $V_{\text{dinamik}}/V_{\text{statik}}$ ekuivalen lebih dari 85%.

2. Kontrol partisipasi massa

Kontrol partisipasi massa struktur pada penelitian ini mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 dimana untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi maka harus menyertakan jumlah ragam yang cukup yaitu paling sedikit 90% dari massa aktual pada masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Jumlah ragam yang didapatkan dari analisis struktur menggunakan program ETABS dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut ini.

Case	Mode	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	0,6273	0,0024	1,952E-05
Modal	2	0,6273	0,6805	2,354E-05
Modal	3	0,679	0,7039	3,654E-05
Modal	4	0,6827	0,8908	3,963E-05
Modal	5	0,8706	0,8942	0,0002
Modal	6	0,8733	0,8965	0,0007
Modal	7	0,8737	0,8965	0,055
Modal	8	0,8744	0,9497	0,0552
Modal	9	0,9399	0,9506	0,0563
Modal	10	0,9412	0,9742	0,0603
Modal	11	0,9728	0,985	0,0671
Modal	12	0,9917	0,9979	0,069

Gambar 5.9 Respon Ragam Struktur Eksisting

Berdasarkan gambar diatas dapat diketahui bahwa nilai ragam struktur telah memenuhi syarat dimana jumlah ragam telah melebihi 90%, yaitu pada mode 9 untuk arah X sebesar 0,9399 dan mode 8 untuk arah Y sebesar 0,9497.

3. Kontrol simpangan antar lantai

Kontrol simpangan antar lantai (*story drift*) mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.6 dimana simpangan antar lantai (Δ) tidak boleh melebihi nilai yang di ijinakan ($\Delta_a = 0,025h_{sx}$). Rekapitulasi nilai defleksi pada lokasi yang disyaratkan (δ_{xe}) dapat dilihat pada gambar 5.10 untuk arah X dan gambar 5.11 untuk arah Y berikut ini.

ET Joint Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None

Filter: ((Output Case) = 'Ex Dinamik')

Story	Label	Unique Name	Output Case	Ux mm
Roof	106	2486	Ex Dinamik	22,623
Level 12 B	106	2270	Ex Dinamik	20,392
Level 12 A	106	2054	Ex Dinamik	18,109
Level 11	106	1838	Ex Dinamik	15,795
Level 10	106	1622	Ex Dinamik	13,471
Level 9	106	1406	Ex Dinamik	11,17
Level 8	106	1190	Ex Dinamik	8,93
Level 7	106	974	Ex Dinamik	6,8
Level 6	106	758	Ex Dinamik	4,836
Level 5	106	542	Ex Dinamik	3,101
Level 3_Str	106	312	Ex Dinamik	1,668
Level 2_Str	106	311	Ex Dinamik	0,615
Base	106	2702	Ex Dinamik	0

Record: << < 1 > >> of 13

Add Tables... Done

Gambar 5.10 Nilai Defleksi Arah X

ET Joint Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None

Filter: ((Output Case) = 'Ey Dinamik')

Story	Label	Unique Name	Output Case	Uy mm
Roof	106	2486	Ey Dinamik	22,951
Level 12 B	106	2270	Ey Dinamik	20,927
Level 12 A	106	2054	Ey Dinamik	18,788
Level 11	106	1838	Ey Dinamik	16,582
Level 10	106	1622	Ey Dinamik	14,33
Level 9	106	1406	Ey Dinamik	12,066
Level 8	106	1190	Ey Dinamik	9,829
Level 7	106	974	Ey Dinamik	7,666
Level 6	106	758	Ey Dinamik	5,627
Level 5	106	542	Ey Dinamik	3,772
Level 3_Str	106	312	Ey Dinamik	2,167
Level 2_Str	106	311	Ey Dinamik	0,887
Base	106	2702	Ey Dinamik	0

Record: << < 1 > >> of 13

Add Tables... Done

Gambar 5.11 Nilai Defleksi Arah Y

Setelah mendapatkan nilai defleksi arah X dan Y, maka dilakukan perhitungan simpangan antar lantai. Contoh perhitungan simpangan pada lantai 2 arah X adalah sebagai berikut :

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

$$\delta_x = \frac{5,5 \cdot 0,615}{1}$$

$$\delta_x = 3,383$$

Rekapitulasi perhitungan pengecekan simpangan antar lantai untuk arah X dan Y dapat dilihat pada Tabel 5.9 untuk arah X dan 5.10 untuk arah Y.

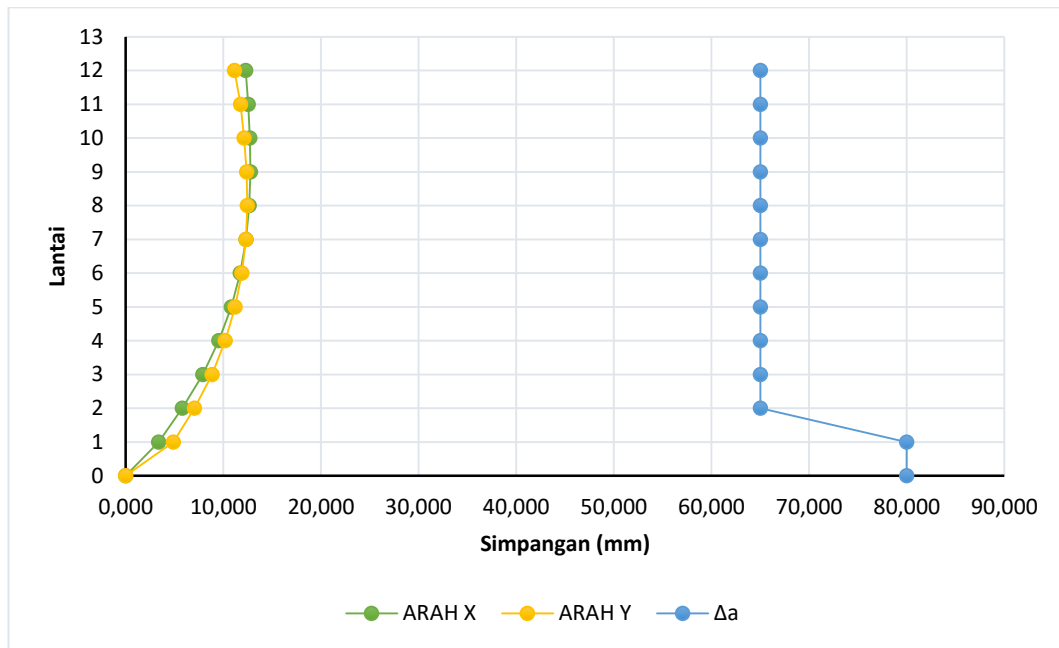
Tabel 5.9 Kontrol Simpangan antar Lantai Arah X

No	Lantai	Δ_{total}	δ_{xe}	Cd	δ_x	Tinggi Tingkat	Δa	Cek
		mm	mm		mm		mm	
12	Atap	22,623	2,231	5,5	12,271	3250	65	OK
11	12B	20,392	2,283	5,5	12,557	3250	65	OK
10	12A	18,109	2,314	5,5	12,727	3250	65	OK
9	11	15,795	2,324	5,5	12,782	3250	65	OK
8	10	13,471	2,301	5,5	12,656	3250	65	OK
7	9	11,17	2,24	5,5	12,320	3250	65	OK
6	8	8,93	2,13	5,5	11,715	3250	65	OK
5	7	6,8	1,964	5,5	10,802	3250	65	OK
4	6	4,836	1,735	5,5	9,543	3250	65	OK
3	5	3,101	1,433	5,5	7,882	3250	65	OK
2	3	1,668	1,053	5,5	5,792	3250	65	OK
1	2	0,615	0,615	5,5	3,383	4000	80	OK
0	0	0	0	5,5	0,000	0	80	OK

Tabel 5.10 Kontrol Simpangan antar Lantai Arah Y

No	Lantai	Δ_{total}	δ_{ye}	Cd	δ_y	Tinggi Tingkat	Δa	Cek
		mm	mm		mm		mm	
12	Atap	22,951	2,024	5,5	11,132	3250	65	OK
11	12B	20,927	2,139	5,5	11,765	3250	65	OK
10	12A	18,788	2,206	5,5	12,133	3250	65	OK
9	11	16,582	2,252	5,5	12,386	3250	65	OK
8	10	14,33	2,264	5,5	12,452	3250	65	OK
7	9	12,066	2,237	5,5	12,304	3250	65	OK
6	8	9,829	2,163	5,5	11,897	3250	65	OK
5	7	7,666	2,039	5,5	11,215	3250	65	OK
4	6	5,627	1,855	5,5	10,203	3250	65	OK
3	5	3,772	1,605	5,5	8,828	3250	65	OK
2	3	2,167	1,280	5,5	7,040	3250	65	OK
1	2	0,887	0,887	5,5	4,879	4000	80	OK
0	0	0	0	5,5	0,000	0	0	OK

Berdasarkan tabel diatas dapat diketahui bahawa simpangan antar lantai struktur eksisting telah memenuhi syarat, sehingga didapatkan grafik simpangan antar lantai pada gambar 5.12 berikut ini.



Gambar 5.12 Kontrol Simpangan antar Lantai

4. Kontrol sistem ganda struktur

Kontrol sistem ganda struktur mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1 dimana rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain yang bekerja. Kontrol sistem ganda (bresing) struktur eksisting pada penelitian ini dapat dilihat pada tabel 5.11 berikut ini.

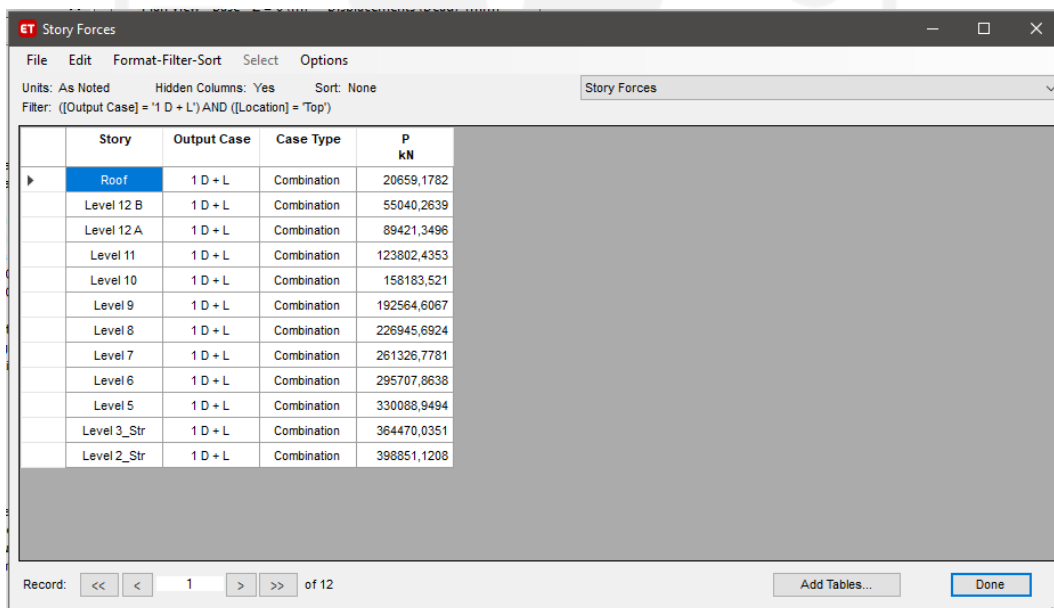
Tabel 5.11 Kontrol Sistem Ganda Struktur

RS	Fx		Fy	
	<i>Flat Slab</i>	<i>Shearwall</i>	<i>Flat Slab</i>	<i>Shearwall</i>
Total (kN)	19140,5218	18440,91	20842,4923	19004,87
Total keseluruhan (kN)	37581,43		39847,36	
Presentase	50,931	49,069	34,908	65,092
cek	OK	OK	OK	OK

Berdasarkan tabel diatas dapat diketahui bahwa kontrol sistem ganda struktur arah X dan arah Y rangka pemikul momennya telah melebihi 25% gaya gempa desain yang bekerja sehingga kontrol sistem ganda struktur memenuhi syarat.

5. Kontrol pengaruh P-delta terhadap struktur

Kontrol pengaruh P-delta terhadap struktur mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.7 dimana pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk perhitungan apabila koefisien stabilitas (θ) sama dengan atau kurang dari 0,10. Nilai P_x , V_x dan V_y didapatkan dari analisis ETABS dimana P_x pada gambar 5.13, V_x pada gambar 5.14 dan V_y pada lantai 5.15 berikut ini.



The screenshot shows the 'Story Forces' window in ETABS. The table displays the following data:

Story	Output Case	Case Type	P kN
Roof	1 D + L	Combination	20659,1782
Level 12 B	1 D + L	Combination	55040,2639
Level 12 A	1 D + L	Combination	89421,3496
Level 11	1 D + L	Combination	123802,4353
Level 10	1 D + L	Combination	158183,521
Level 9	1 D + L	Combination	192564,6067
Level 8	1 D + L	Combination	226945,6924
Level 7	1 D + L	Combination	261326,7781
Level 6	1 D + L	Combination	295707,8638
Level 5	1 D + L	Combination	330088,9494
Level 3_Str	1 D + L	Combination	364470,0351
Level 2_Str	1 D + L	Combination	398851,1208

Gambar 5.13 Nilai P_x

Story	Output Case	Case Type	VX kN
Roof	Ex Dinamik	LinRespSpec	3377,3108
Level 12 B	Ex Dinamik	LinRespSpec	6592,2263
Level 12 A	Ex Dinamik	LinRespSpec	8949,7527
Level 11	Ex Dinamik	LinRespSpec	10695,287
Level 10	Ex Dinamik	LinRespSpec	12120,5624
Level 9	Ex Dinamik	LinRespSpec	13438,5045
Level 8	Ex Dinamik	LinRespSpec	14715,1612
Level 7	Ex Dinamik	LinRespSpec	15924,9445
Level 6	Ex Dinamik	LinRespSpec	17043,2976
Level 5	Ex Dinamik	LinRespSpec	18037,452
Level 3_Str	Ex Dinamik	LinRespSpec	18775,1318
Level 2_Str	Ex Dinamik	LinRespSpec	19140,5218

Gambar 5.14 Nilai Vx

Story	Output Case	Case Type	VY kN
Roof	Ey Dinamik	LinRespSpec	3470,345
Level 12 B	Ey Dinamik	LinRespSpec	6909,1606
Level 12 A	Ey Dinamik	LinRespSpec	9534,7265
Level 11	Ey Dinamik	LinRespSpec	11564,8938
Level 10	Ey Dinamik	LinRespSpec	13244,9229
Level 9	Ey Dinamik	LinRespSpec	14730,538
Level 8	Ey Dinamik	LinRespSpec	16090,2957
Level 7	Ey Dinamik	LinRespSpec	17364,1614
Level 6	Ey Dinamik	LinRespSpec	18551,839
Level 5	Ey Dinamik	LinRespSpec	19587,1374
Level 3_Str	Ey Dinamik	LinRespSpec	20387,3721
Level 2_Str	Ey Dinamik	LinRespSpec	20842,4923

Gambar 5.15 Nilai Vy

Perhitungan nilai koefisien stabilitas (θ) pada lantai 2 arah X adalah sebagai berikut :

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

$$\theta = \frac{398851,1 \cdot 3,383 \cdot 1}{19140,5 \cdot 4000 \cdot 5,5}$$

$$\theta = 0,0032$$

Nilai koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi dari θ_{max} yang telah ditentukan.

Perhitungan θ_{max} adalah sebagai berikut :

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25$$

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25$$

$$\theta_{max} = 0,09091$$

Berdasarkan perhitungan diatas, dapat diketahui bahwa Nilai koefisien stabilitas (θ) lebih kecil dari θ_{max} , sehingga P-delta pada lantai 2 (story 1) arah X telah memenuhi syarat. Kontrol pengaruh P-delta terhadap struktur pada penelitian ini dapat dilihat pada tabel 5.12 pada arah X dan tabel 5.13 pada arah Y berikut ini.

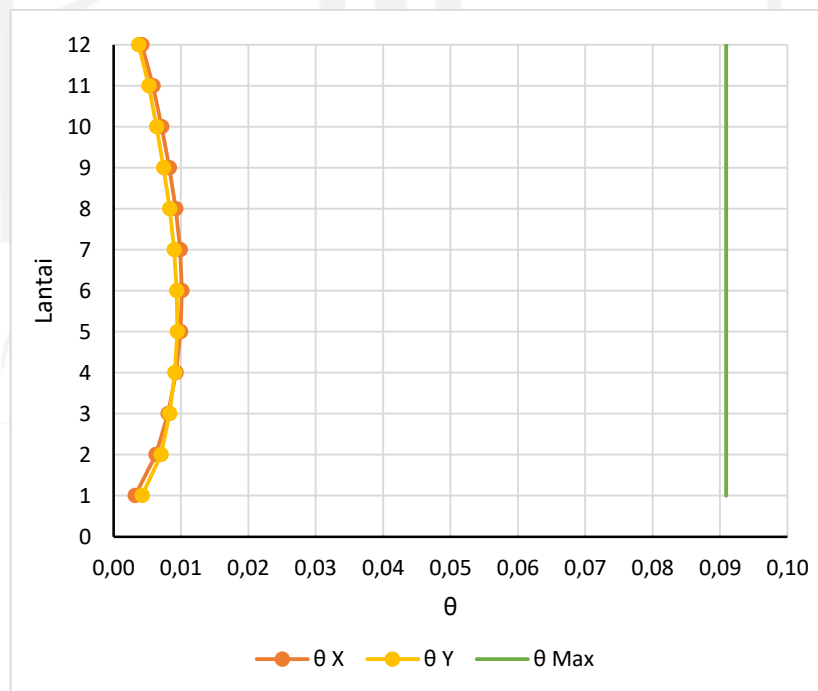
Tabel 5.12 P-Delta arah X

No	Lantai	Px	Δ	Ie	Vx	hsx	Cd	θ	Cek
		kN	mm		kN	mm			
12	Atap	20659,2	12,271	1	3377,3	3250	5,5	0,0042	Aman
11	12B	55040,3	12,557	1	6592,2	3250	5,5	0,0059	Aman
10	12A	89421,3	12,727	1	8949,8	3250	5,5	0,0071	Aman
9	11	123802,4	12,782	1	10695,3	3250	5,5	0,0083	Aman
8	10	158183,5	12,656	1	12120,6	3250	5,5	0,0092	Aman
7	9	192564,6	12,320	1	13438,5	3250	5,5	0,0099	Aman
6	8	226945,7	11,715	1	14715,2	3250	5,5	0,0101	Aman
5	7	261326,8	10,802	1	15924,9	3250	5,5	0,0099	Aman
4	6	295707,9	9,543	1	17043,3	3250	5,5	0,0093	Aman
3	5	330088,9	7,882	1	18037,5	3250	5,5	0,0081	Aman
2	3	364470,0	5,792	1	18775,1	3250	5,5	0,0063	Aman
1	2	398851,1	3,383	1	19140,5	4000	5,5	0,0032	Aman

Tabel 5.13 P-Delta arah Y

No	Lantai	Py	Δ	Ie	Vy	hsx	Cd	θ	Cek
		kN	mm		kN	mm			
12	Atap	20659,2	11,132	1	3470,3	3250	5,5	0,0037	Aman
11	12B	55040,3	11,765	1	6909,2	3250	5,5	0,0052	Aman
10	12A	89421,3	12,133	1	9534,7	3250	5,5	0,0064	Aman
9	11	123802,4	12,386	1	11564,9	3250	5,5	0,0074	Aman
8	10	158183,5	12,452	1	13244,9	3250	5,5	0,0083	Aman
7	9	192564,6	12,304	1	14730,5	3250	5,5	0,0090	Aman
6	8	226945,7	11,897	1	16090,3	3250	5,5	0,0094	Aman
5	7	261326,8	11,215	1	17364,2	3250	5,5	0,0094	Aman
4	6	295707,9	10,203	1	18551,8	3250	5,5	0,0091	Aman
3	5	330088,9	8,828	1	19587,1	3250	5,5	0,0083	Aman
2	3	364470,0	7,040	1	20387,4	3250	5,5	0,0070	Aman
1	2	398851,1	4,879	1	20842,5	4000	5,5	0,0042	Aman

Berdasarkan tabel diatas diperoleh grafik kontrol dapat diketahui bahwa kontrol P-delta arah X dan arah Y telah memenuhi syarat, sehingga didapatkan grafik yang dapat dilihat pada gambar 5.16 berikut ini.



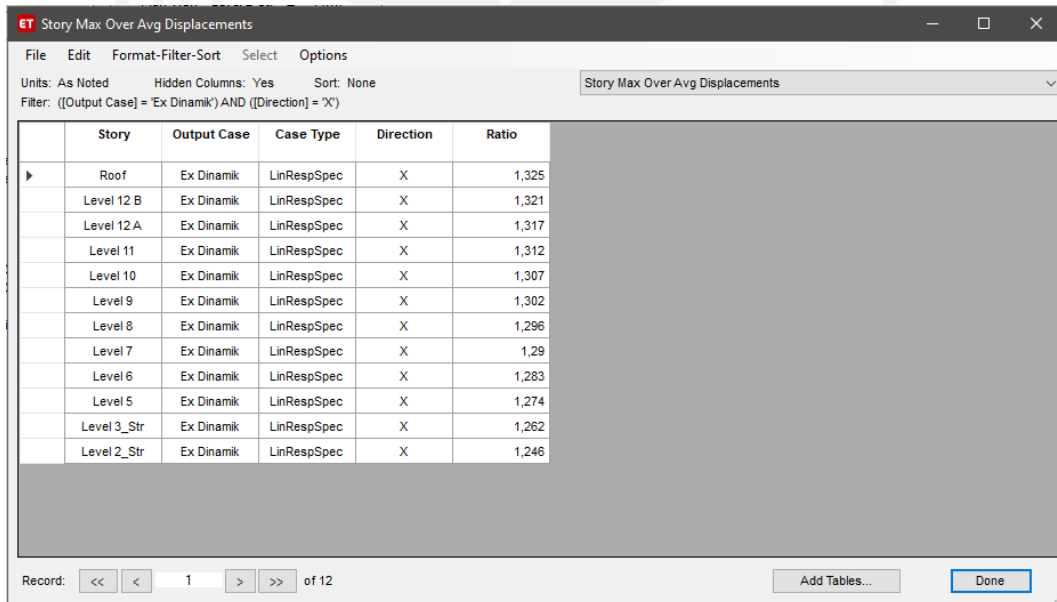
Gambar 5.16 Kontrol P-Delta

6. Kontrol ketidakberaturan horizontal struktur eksisting

Ketidakberaturan horizontal ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012 pada Tabel 10, dimana terdapat 5 tipe dan penjelasan mengenai ketidakberaturan. Urutan pengecekan ketidakberaturan horizontal pada struktur gedung eksisting adalah sebagai berikut.

a. Ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih

Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada apabila simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur pada ketidakberaturan torsi dan melintang di sebuah ujung struktur terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur pada ketidakberaturan torsi berlebihan. Nilai $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ didapatkan dari ETABS yang dapat dilihat pada gambar 5.17 untuk arah X dan 5.18 untuk arah Y berikut ini.



Story	Output Case	Case Type	Direction	Ratio
Roof	Ex Dinamik	LinRespSpec	X	1,325
Level 12 B	Ex Dinamik	LinRespSpec	X	1,321
Level 12 A	Ex Dinamik	LinRespSpec	X	1,317
Level 11	Ex Dinamik	LinRespSpec	X	1,312
Level 10	Ex Dinamik	LinRespSpec	X	1,307
Level 9	Ex Dinamik	LinRespSpec	X	1,302
Level 8	Ex Dinamik	LinRespSpec	X	1,296
Level 7	Ex Dinamik	LinRespSpec	X	1,29
Level 6	Ex Dinamik	LinRespSpec	X	1,283
Level 5	Ex Dinamik	LinRespSpec	X	1,274
Level 3_Str	Ex Dinamik	LinRespSpec	X	1,262
Level 2_Str	Ex Dinamik	LinRespSpec	X	1,246

Gambar 5.17 Nilai $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ Arah X Struktur Eksisting

Story	Output Case	Case Type	Direction	Ratio
Roof	Ey Dinamik	LinRespSpec	Y	1,064
Level 12 B	Ey Dinamik	LinRespSpec	Y	1,063
Level 12 A	Ey Dinamik	LinRespSpec	Y	1,063
Level 11	Ey Dinamik	LinRespSpec	Y	1,062
Level 10	Ey Dinamik	LinRespSpec	Y	1,062
Level 9	Ey Dinamik	LinRespSpec	Y	1,061
Level 8	Ey Dinamik	LinRespSpec	Y	1,06
Level 7	Ey Dinamik	LinRespSpec	Y	1,058
Level 6	Ey Dinamik	LinRespSpec	Y	1,056
Level 5	Ey Dinamik	LinRespSpec	Y	1,054
Level 3_Str	Ey Dinamik	LinRespSpec	Y	1,05
Level 2_Str	Ey Dinamik	LinRespSpec	Y	1,043

Gambar 5.18 Nilai $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ Arah Y Struktur Redesain

Nilai $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ yang terdapat pada gambar diatas kemudian diolah berdasarkan ketentuan, sehingga hasil kontrol ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih dapat dilihat pada tabel 5.14 berikut.

Tabel 5.14 Pengecekan Ketidakberaturan Torsi

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
Atap	1,325	1A	1,064	OK
12B	1,321	1A	1,063	OK
12A	1,317	1A	1,063	OK
11	1,312	1A	1,062	OK
10	1,307	1A	1,062	OK
9	1,302	1A	1,061	OK
8	1,296	1A	1,06	OK
7	1,29	1A	1,058	OK
6	1,283	1A	1,056	OK
5	1,274	1A	1,054	OK
3	1,262	1A	1,05	OK
2	1,246	1A	1,043	OK

Berdasarkan tabel 5.14, arah X termasuk kategori ketidakberaturan struktur horizontal 1A sedangkan pada arah Y semua lantai tidak terjadi ketidakberaturan torsi, sehingga struktur eksisting dianggap memiliki ketidakberaturan torsi 1A.

b. Ketidakberaturan sudut dalam

Ketidakberaturan sudut dalam pada struktur eksisting gedung Jogja Apartel lebih besar 15% dari dimensi denah struktur. Perhitungan ketidakberaturan sudut dalam adalah sebagai berikut :

1) Arah X

$$Lx/Px = 33,2/17,75 = 0,53 > 0,15$$

2) Arah Y

$$Ly/Py = 116,5/56,5 = 0,49 > 0,15$$

Berdasarkan perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa pada arah X dan arah Y struktur eksisting Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan sudut dalam.

c. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma diperhitungkan apabila terapat daerah terbuka 50% dari daerah diafragma total yang melingkupinya. Perhitungan pengecekan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma adalah sebagai berikut.

Diketahui :

$$\text{Luas bukaan} = 1324,30 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas keseluruhan} = 3576,55 \text{ m}^2$$

$$\text{Diskontinuitas diafragma} = \frac{\text{Luas bukaan}}{\text{Luas total}} \times 100\% > 50\%$$

$$= \frac{1324,30}{3576,55} \times 100\% > 50\%$$

$$= 37,02\% < 50\%$$

Berdasarkan perhitungan pengecekan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, dapat diketahui bahwa struktur eksisting gedung Jogja Apartel tidak memiliki ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

d. Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang

Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang diketahui apabila suatu struktur terdapat diskontinuitas terhadap lintasan tahanan gaya lateral. Struktur Jogja Apartel tidak memiliki ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang.

e. Pengecekan ketidakberaturan sistem non paralel

Ketidakberaturan sistem non paralel terjadi apabila terdapat elemen penahan gaya lateral vertikal non paralel terhadap sumbu utama sistem penahan gaya gempa. Struktur gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan sistem non paralel yaitu pada *shearwall 2* (SW2).

7. Kontrol ketidakberaturan vertikal struktur eksisting

Ketidakberaturan horizontal ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012 pada Tabel 11, dimana terdapat 6 tipe dan penjelasan mengenai ketidakberaturan. Urutan pengecekan ketidakberaturan vertikal pada struktur gedung eksisting adalah sebagai berikut.

a. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak terjadi apabila suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% tingkat di atasnya atau kurang dari 80% pada kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya. Sedangkan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan terjadi apabila suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% tingkat di atasnya atau kurang dari 70% pada kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya. Perhitungan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan adalah sebagai berikut :

1) Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak

$$\begin{aligned} 70\% \text{ Kekakuan arah } X \text{ lantai } 3 &= 70\% \cdot 15657459,07 \\ &= 10960221,35 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Kekakuan lantai } 2 = 27459613,66 \text{ kN/m}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa kekakuan lantai 2 arah X lebih besar dari 70% kekakuan pada tingkat di atasnya (lantai 3) sehingga tidak terjadi ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak.

2) Ketidakberaturan kekakuan berlebihan

$$60\% \text{ Kekakuan arah X lantai 3} = 60\% \cdot 15657459,07 \\ = 9394475,443 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kekakuan lantai 2} = 27459613,66 \text{ kN/m}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa kekakuan lantai 2 arah X lebih besar dari 60% kekakuan pada tingkat di atasnya (lantai 3) sehingga tidak terjadi ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak.

Berikut ini merupakan rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan dapat dilihat pada tabel 5.15 berikut.

Tabel 5.15 Pengecekan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
Atap	1297509,17		1596286,1	
12B	2476527,49	OK	3027852,11	OK
12A	3318627,49	OK	4041869,04	OK
11	3953308,33	OK	4803648,31	OK
10	4531430,12	OK	5479974,53	OK
9	5176313,61	OK	6184691,67	OK
8	5978204,11	OK	7005191,67	OK
7	7037786,35	OK	8049391,6	OK
6	8556170,55	OK	9482817,91	OK
5	10995366,9	OK	11629242,3	OK
3	15657459,1	OK	15380535	OK
2	27459613,7	OK	22544613,9	OK

Berdasarkan tabel diatas, dapat diketahui bahwa struktur gedung Jogja Apartel tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan.

b. Ketidakberaturan berat (massa)

Ketidakberaturan berat(massa) terjadi apabila massa efektif semua tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat didekatnya. Perhitungan ketidakberaturan massa pada lantai 2 adalah sebagai berikut :

$$150\% \text{ massa lantai 3} = 150\% \cdot 2966158,86$$

$$= 4449238,29 \text{ kN/m}$$

$$\text{Massa lantai 2} = 3071498,95 \text{ kN/m}$$

$$150\% \text{ massa lantai dasar} = 150\% \cdot 561813,84$$

$$= 842720,76 \text{ kN/m}$$

Berdasarkan perhitungan diatas dapat diketahui bahwa massa pada lantai 2 termasuk ketidakberaturan vertikal 2 (ketidakberaturan massa) karena pada tingkat didekatnya terdapat massa efektif yang lebih dari 150%. Rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan berat (massa) pada struktur Jogja Apartel dapat dilihat pada tabel 5.16 berikut.

Tabel 5.16 Pengecekan Ketidakberaturan Berat

Lantai	Massa	Cek
	kg	
Atap	2387169,02	OK
12B	2966158,86	OK
12A	2966158,86	OK
11	2966158,86	OK
10	2966158,86	OK
9	2966158,86	OK
8	2966158,86	OK
7	2966158,86	OK
6	2966158,86	OK
5	2966158,86	OK
3	2966158,86	OK
2	3071498,95	V.2
Base	561813,84	V.2

Berdasarkan tabel diatas, dapat diketahui pada lantai dasar dan lantai 2 struktur gedung Jogja Apartel terdapat ketidakberaturan berat (massa) sedangkan untuk lantai 3 sampai atap tidak memiliki ketidak beraturan

dimana massa efektif semua tingkat kurang dari 150% massa efektif tingkat didekatnya.

c. Pengecekan ketidakberaturan geometri vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal terjadi apabila dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan gempa tingkat didekatnya. Berikut ini merupakan perhitungan pengecekan ketidakberaturan geometri vertikal pada lantai 2.

$$\begin{aligned} 130\% L \text{ lantai 3} &= 130\% \cdot 900 \\ &= 1170 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Massa lantai 2} = 900 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} 130\% L \text{ lantai dasar} &= 130\% \cdot 1100 \\ &= 1430 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas dapat diketahui bahwa dimensi lantai 2 kurang dari 130% dimensi horizontal pada tingkat didekatnya, sehingga pada lantai 2 tidak memiliki ketidakberaturan vertikal. Rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan geometri vertikal struktur Jogja Apartel dapat dilihat pada tabel 5.17 berikut.

Tabel 5.17 Pengecekan Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Lantai	L	Cek
	mm	
Atap	700	
12B	700	OK
12A	700	OK
11	700	OK
10	700	OK
9	700	OK
8	700	OK
7	700	OK
6	900	OK
5	900	OK
3	900	OK
2	900	OK
Base	1100	OK

Berdasarkan tabel diatas dapat diketahui bahwa struktur gedung Jogja Apartel tidak memiliki ketidakberaturan geometri vertikal.

- d. Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal

Pengecekan diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan berat (massa) lateral vertikal terjadi apabila pergeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan ditingkat dibawahnya. Pada struktur gedung Jogja Apartel kolom maupun *shearwall* menerus atau tidak terputus pada lantai tertentu sehingga tidak terjadi diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan berat (massa) lateral vertikal.

- e. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan.

Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat terjadi apabila kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat diatasnya. Sedangkan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan terjadi apabila kuat lateral tingkatnya kurang dari 65% kuat lateral tingkat diatasnya.

Berikut ini merupakan perhitungan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan pada lantai 2:

- 1) Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat

$$80\% \text{ Kekuatan arah } X \text{ lantai } 3 = 80\% \cdot 18775,132$$

$$= 15020,105 \text{ kN}$$

$$\text{Kekakuan lantai } 2 = 19140,5218 \text{ kN}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa kekakuan lantai 2 arah X lebih besar dari 80% kekakuan pada tingkat diatasnya (lantai 3) sehingga tidak terjadi diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat.

- 2) Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan

$$65\% \text{ Kekuatan arah } X \text{ lantai } 3 = 65\% \cdot 18775,132$$

$$= 12203,836 \text{ kN}$$

$$\text{Kekakuan lantai } 2 = 19140,5218 \text{ kN}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa kekakuan lantai 2 arah X lebih besar dari 65% kekakuan pada tingkat di atasnya (lantai 3) sehingga tidak diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan.

Rekapitulasi pengecekan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan dapat dilihat pada tabel 5.18 berikut.

Tabel 5.18 Pengecekan Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Lateral Tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
Atap	3377,3108		3470,345	
12B	6592,2263	OK	6909,1606	OK
12A	8949,7527	OK	9534,7265	OK
11	10695,287	OK	11564,8938	OK
10	12120,5624	OK	13244,9229	OK
9	13438,5045	OK	14730,538	OK
8	14715,1612	OK	16090,2957	OK
7	15924,9445	OK	17364,1614	OK
6	17043,2976	OK	18551,839	OK
5	18037,452	OK	19587,1374	OK
3	18775,1318	OK	20387,3721	OK
2	19140,5218	OK	20842,4923	OK

Berdasarkan tabel diatas dapat diketahui bahwa struktur Jogja Apartel tidak terdapat diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan.

8. Konsekuensi ketidakberturan horizontal dan vertikal

Struktur gedung Jogja Apartel memiliki beberapa ketidakberaturan horizontal dan vertikal, dimana terdapat konsekuensi ketidakberaturan horizontal dan vertikal yang harus dipenuhi. Konsekuensi tersebut tercantum pada pasal referensi yang terdapat pada SNI 1726:2012 tabel 10 untuk ketidakberaturan

horizontal dan tabel 11 untuk ketidakberaturan vertikal. Berikut ini merupakan penjabaran mengenai konsekuensi ketidakberaturan horizontal dan vertikal.

a. Prosedur analisis yang boleh digunakan

Berdasarkan SNI 1726:2012 pada tabel 13, prosedur analisis yang boleh digunakan menyesuaikan dengan kategori desain seismik pada struktur. Struktur gedung Jogja Apartel terdapat pada kategori desain seismik D dengan kategori resiko I, sehingga prosedur analisis yang boleh digunakan adalah analisis spektrum respons ragam yang mengacu pada pasal 7.9 SNI 1726:2012 serta prosedur riwayat respon seismik yang mengacu pada pasal 11, SNI 1726:2012.

b. Eksentrisitas torsi tak terduga (A_x)

Eksentrisitas torsi tak terduga dilakukan apabila struktur yang direncanakan memiliki ketidakberaturan 1a dan ketidakberaturan 1b. Pehitungan eksentrisitas torsi tak terduga dilakukan dengan menambahkan 5% dari nilai faktor pembesaran momen torsi. Perhitungan faktor pembesaran torsi (A_x) pada lantai 2 arah X adalah :

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \cdot \delta_{avg}} \right)^2 < 3$$

$$A_x = \left(\frac{1,246}{1,2} \right)^2 < 3$$

$$A_x = 1,078 < 3$$

Berikut ini merupakan hasil perhitungan eksentrisitas pembesaran torsi yang dapat dilihat pada tabel 5.19 untuk arah X dan tabel 5.20 untuk arah Y.

Tabel 5.19 Eksentrisitas Torsi Tak Terduga Arah X

Arah X	A_{max}/A_{avg}	A_x	%	Ecc. (m)
Atap	1,325	1,219	6,1%	7,102
Lantai 12B	1,321	1,212	6,1%	7,059
Lantai 12A	1,317	1,205	6,0%	7,016
Lantai 11	1,312	1,195	6,0%	6,963
Lantai 10	1,307	1,186	5,9%	6,910
Lantai 9	1,302	1,177	5,9%	6,857

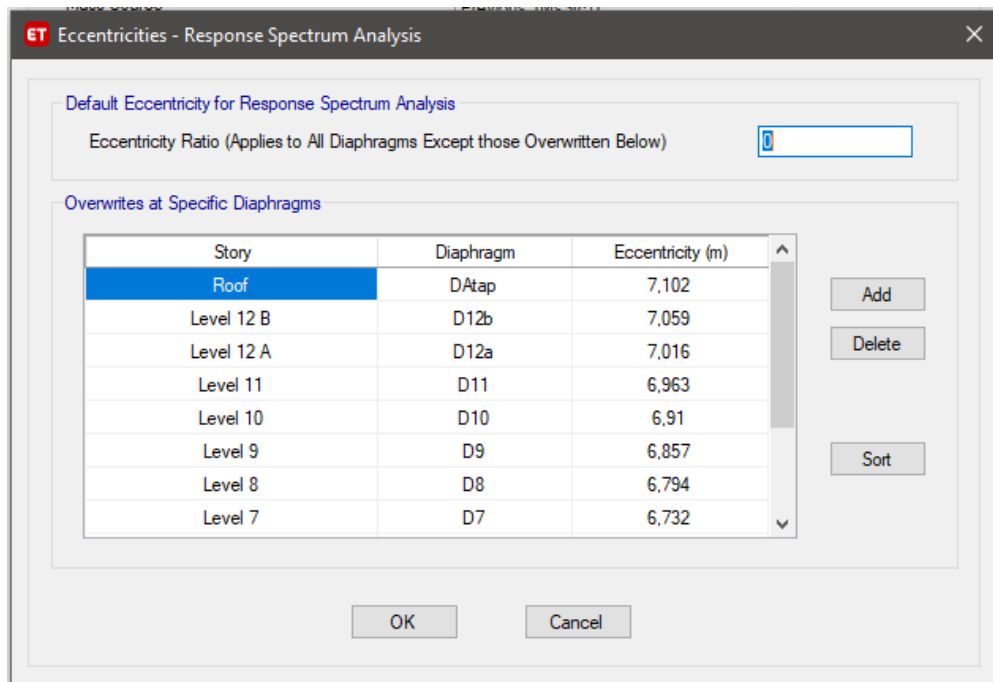
Lanjutan Tabel 5.19 Eksentrisitas Torsi Tak Terduga Arah X

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
Lantai 8	1,296	1,166	5,8%	6,794
Lantai 7	1,290	1,156	5,8%	6,732
Lantai 6	1,283	1,143	5,7%	6,659
Lantai 5	1,274	1,127	5,6%	6,566
Lantai 3	1,262	1,106	5,5%	6,442
Lantai 2	1,246	1,078	5,4%	6,280

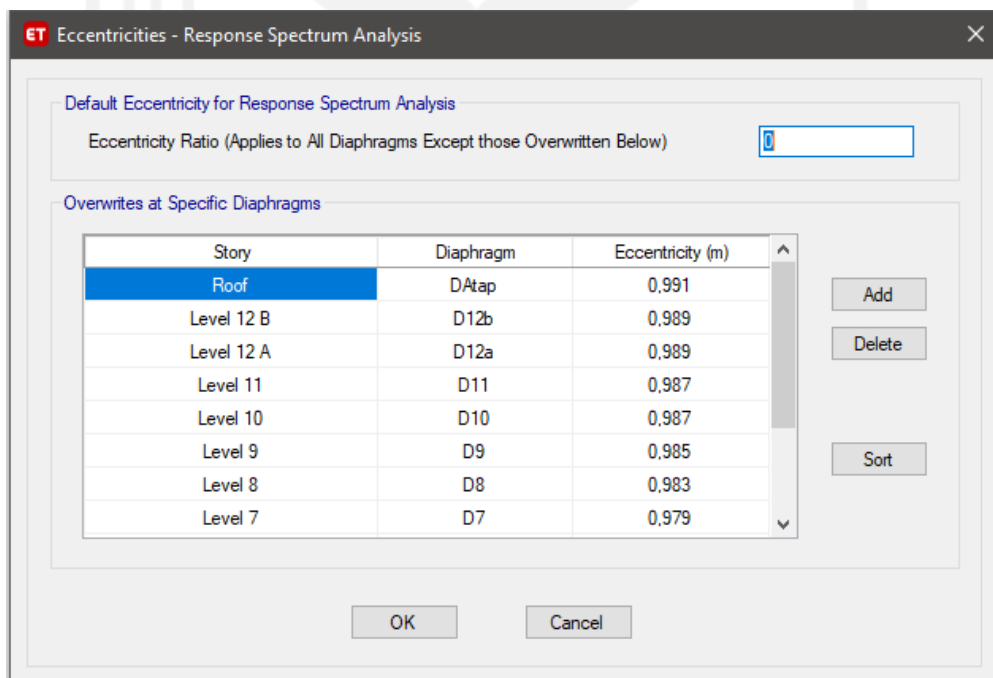
Tabel 5.20 Eksentrisitas Torsi Tak Terduga Arah Y

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
Atap	1,064	0,786	3,9%	0,991
Lantai 12B	1,063	0,785	3,9%	0,989
Lantai 12A	1,063	0,785	3,9%	0,989
Lantai 11	1,062	0,783	3,9%	0,987
Lantai 10	1,062	0,783	3,9%	0,987
Lantai 9	1,061	0,782	3,9%	0,985
Lantai 8	1,060	0,780	3,9%	0,983
Lantai 7	1,058	0,777	3,9%	0,979
Lantai 6	1,056	0,774	3,9%	0,976
Lantai 5	1,054	0,771	3,9%	0,972
Lantai 3	1,050	0,766	3,8%	0,965
Lantai 2	1,043	0,755	3,8%	0,952

Nilai eksentrisitas yang didapatkan kemudian di-*input* pada program analisis struktur pada bagian “*Load Case*” menyesuaikan arah gempa yang dapat dilihat pada gambar 5.19 untuk arah X dan 5.20 untuk arah Y.

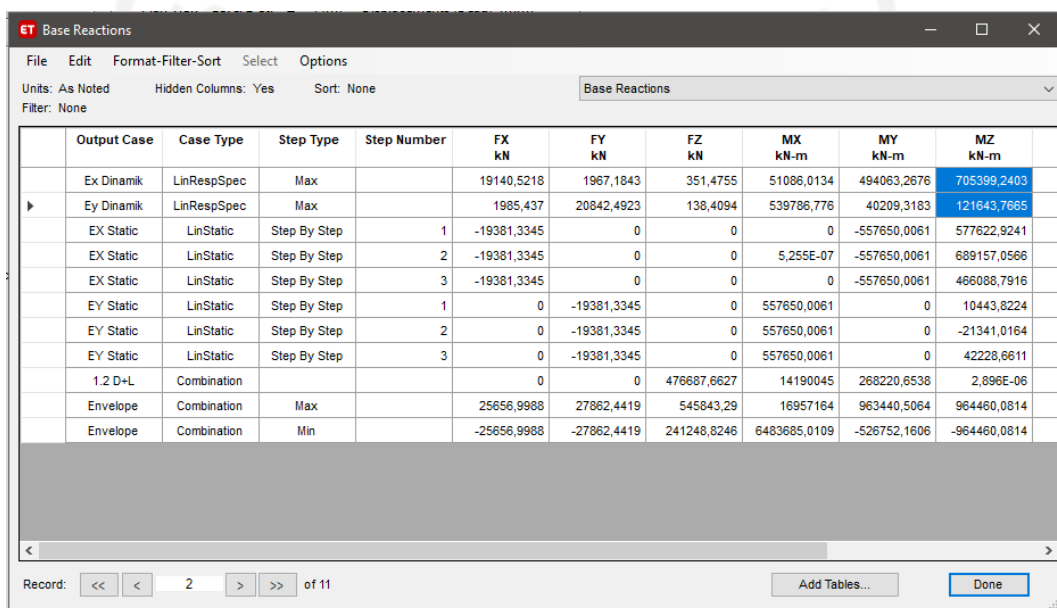


Gambar 5.19 Input Eksentrisitas Arah X Struktur Eksisting



Gambar 5.20 Input Eksentrisitas Arah Y Struktur Eksisting

Setelah menginput nilai eksentrisitas pada masing-masing arah, kemudian dilakukan "run analysis" kembali, sehingga apabila ada penambahan eksentrisitas, maka momen torsi nilainya berubah jika dibandingkan dengan sebelum ada penambahan eksentrisitas tak terduga. Perbandingan nilai momen torsi sebelum dan sesudah penambahan eksentrisitas tak terduga dapat dilihat pada gambar 5.21 untuk sebelum penambahan eksentrisitas dan gambar 5.22 untuk setelah penambahan eksentrisitas.



	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		19140,5218	1967,1843	351,4755	51086,0134	494063,2676	705389,2403
▶	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		1985,437	20842,4923	138,4094	539786,776	40209,3183	121643,7665
	EX Static	LinStatic	Step By Step	1	-19381,3345	0	0	0	-557650,0061	577622,9241
	EX Static	LinStatic	Step By Step	2	-19381,3345	0	0	5,255E-07	-557650,0061	689157,0566
	EX Static	LinStatic	Step By Step	3	-19381,3345	0	0	0	-557650,0061	466088,7916
	EY Static	LinStatic	Step By Step	1	0	-19381,3345	0	557650,0061	0	10443,8224
	EY Static	LinStatic	Step By Step	2	0	-19381,3345	0	557650,0061	0	-21341,0164
	EY Static	LinStatic	Step By Step	3	0	-19381,3345	0	557650,0061	0	42228,6611
	1.2 D+L	Combination			0	0	476687,6627	14190045	268220,6538	2,896E-06
	Envelope	Combination	Max		25656,9988	27862,4419	545843,29	16957164	963440,5064	964460,0814
	Envelope	Combination	Min		-25656,9988	-27862,4419	241248,8246	6483685,0109	-526752,1606	-964460,0814

Gambar 5.21 Momen Torsi sebelum Penambahan Eksentrisitas Struktur Eksisting

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		19140,5218	1967,1843	351,4755	51086,0134	494063,2676	835965,7094
Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		1985,437	20842,4923	138,4094	539786,776	40209,3183	141918,3558
EX Static	LinStatic	Step By Step	1	-19381,3345	0	0	0	-557650,0061	577622,9241
EX Static	LinStatic	Step By Step	2	-19381,3345	0	0	5,255E-07	-557650,0061	689157,0566
EX Static	LinStatic	Step By Step	3	-19381,3345	0	0	0	-557650,0061	466088,7916
EY Static	LinStatic	Step By Step	1	0	-19381,3345	0	557650,0061	0	10443,8224
EY Static	LinStatic	Step By Step	2	0	-19381,3345	0	557650,0061	0	-21341,0164
EY Static	LinStatic	Step By Step	3	0	-19381,3345	0	557650,0061	0	42228,6611
1.2 D+L	Combination				0	476687,6627	14190045	268220,6538	2,896E-06
Envelope	Combination	Max		25656,9988	27862,4419	545843,29	16957164	963440,5064	1142103,581
Envelope	Combination	Min		-25656,9988	-27862,4419	241248,8246	6483685,0109	-526752,1606	-1142104

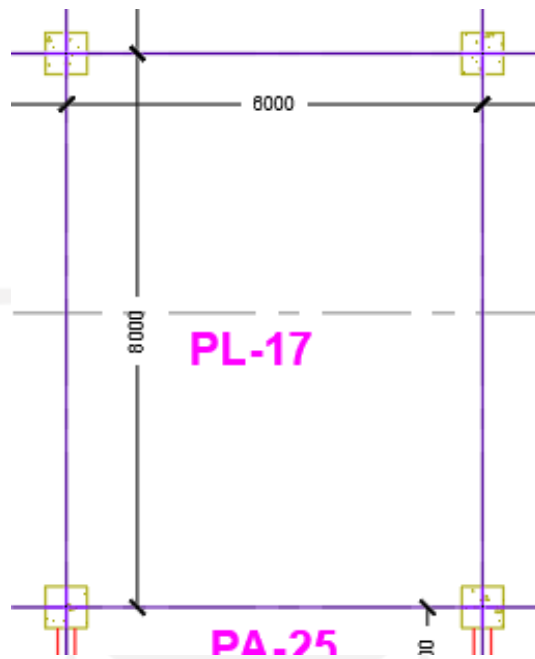
Gambar 5.22 Momen Torsi setelah Penambahan Eksentrisitas Struktur Eksisting

Berdasarkan gambar diatas dapat diketahui bahwa terjadi penambahan nilai momen torsi dimana sebelum penambahan nilai momen torsi adalah sebesar 705399,2403 untuk arah X dan 121643,7665 untuk arah Y. Kemudian, setelah penambahan nilai momen torsi adalah 835965,7094 untuk arah X dan 141918,3558 untuk arah Y.

5.3.4 Desain Struktur Eksisting

1. Perhitungan Desain Pelat

Perhitungan desain pelat mengacu pada SNI 2847:2013 dimana prosedur desain pelat menggunakan metode perencanaan langsung. Berikut ini merupakan penjabaran perhitungan pelat yaitu pada PL17.



Gambar 5.23 Pelat dengan Kodefikikasi PL17

Direncanakan PL X dengan :

Tebal Pelat = 250 mm

Mutu beton ($f'c$) = 26 MPa

Mutu baja = 400 MPa

Diameter tulangan = 16 mm

Selimut beton = 20 mm

l_{nx} = $l_x - (\frac{1}{2} \cdot b_{B-11}) - (\frac{1}{2} \cdot b_{B-11})$

$$= 6000 - (0,5 \times 250) - (0,5 \times 250)$$

$$= 5750 \text{ mm}$$

$l_{ny} = l_y$ = $l_y - (\frac{1}{2} \cdot b_{B-11}) - (\frac{1}{2} \cdot b_{B-11})$

$$= 8000 - (0,5 \times 300) - (0,5 \times 300)$$

$$= 7700 \text{ mm}$$

a. Menentukan beban yang bekerja pada pelat lantai

1) Beban Mati (Q_d)

Tabel 5.21 Beban Mati Total

Jenis Beban		Total (kN/m ²)
Berat sendiri	0,15 mm x 24 kN/m ³	6
Beban mati tambahan		1,46
Beban Mati Total		7,46

2) Beban Hidup (Q_l)

Beban hidup yang digunakan pada pelat lantai adalah sebesar 2,64 kN/m²

3) Beban Ultimate (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \cdot Q_d + 1,6 \cdot Q_l \\ &= (1,2 \times 7,46) + (1,6 \times 2,64) \\ &= 13,18 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Menentukan momen statis total terfaktor

1) Arah pendek

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{Q_u \cdot l_y \cdot l_{nx}^2}{8} \\ &= \frac{13,18 \times 8000 \times 5750^2}{8} \\ &= 435,76 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (-)M_u &= 0,65 \cdot M_0 \\ &= 0,65 \times 435,76 \\ &= 283,246 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (+)M_u &= 0,35 \cdot M_0 \\ &= 0,35 \times 435,76 \\ &= 152,517 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Arah panjang

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot l_x \cdot l_{ny}^2}{8}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{13,18 \times 6000 \times 7700^2}{8} \\
 &= 586,08 \text{ kNm} \\
 (-)Mu &= 0,65 \cdot M_0 \\
 &= 0,65 \times 586,08 \\
 &= 380,953 \text{ kNm} \\
 (+)Mu &= 0,35 \cdot M_0 \\
 &= 0,35 \times 586,08 \\
 &= 205,129 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung distribusi momen

Perhitungan distribusi momen ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013, dimana nilai M_0 harus didistribusikan yaitu 0,65 untuk momen terfaktor negatif dan 0,35 untuk momen terfaktor positif. adalah sebagai berikut:

1) Distribusi momen pada arah memendek

Tabel 5.22 Distribusi Momen Arah Memendek PL17

Lajur Kolom	Momen Positif	212,43 kNm
	Momen Negatif	91,51 kNm
Lajur Tengah	Momen Positif	70,81 kNm
	Momen Negatif	61,01 kNm

2) Distribusi momen pada arah memanjang

Tabel 5.23 Distribusi Momen Arah Memanjang PL17

Lajur Kolom	Momen Positif	285,71 kNm
	Momen Negatif	123,08 kNm
Lajur Tengah	Momen Positif	95,24 kNm
	Momen Negatif	82,05 kNm

Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan momen pelat berdasarkan perhitungan diatas, dimana besarnya momen pada masing - masing pelat dapat dilihat pada tabel 5.24.

Tabel 5.24 Rekapitulasi Distribusi Momen

Kode Pelat	Distribusi Momen (kNm)							
	Arah Memendek				Arah Memanjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PL1	99,667	42,933	33,222	28,622	108,587	46,776	36,196	31,184
PL2	140,439	60,497	46,813	40,331	222,886	96,012	74,295	64,008
PL3	146,231	62,992	48,744	41,994	192,887	83,090	64,296	55,393
PL4	30,369	13,082	10,123	8,721	53,225	22,928	17,742	15,285
PL5	99,667	42,933	33,222	28,622	108,587	46,776	36,196	31,184
PL6	30,369	13,082	10,123	8,721	53,225	22,928	17,742	15,285
PL7	5,272	3,295	5,272	3,295	-	-	-	-
PL8	140,439	60,497	46,813	40,331	222,886	96,012	74,295	64,008
PL9	22,777	9,812	7,592	6,541	28,679	12,354	9,560	8,236
PL10	25,510	10,989	8,503	7,326	36,648	15,787	12,216	10,525
PL11	62,656	26,990	20,885	17,994	74,515	32,099	24,838	21,399
PL12	144,970	62,448	48,323	41,632	238,096	102,564	79,365	68,376
PL13	250,986	108,117	83,662	72,078	309,524	133,334	103,175	88,889
PL14	337,727	145,482	112,576	96,988	357,144	153,846	119,048	102,564
PL15	75,187	32,388	25,062	21,592	109,597	47,211	36,532	31,474
PL16	25,510	10,989	8,503	7,326	36,648	15,787	12,216	10,525
PL17	212,435	91,510	70,812	61,007	285,715	123,077	95,238	82,051
PL18	130,111	56,048	43,370	37,365	226,191	97,436	75,397	64,957
PL19	121,979	52,545	40,660	35,030	197,769	85,193	65,923	56,795
PL20	89,452	38,533	29,817	25,689	103,157	44,437	34,386	29,625
PL21	166,027	71,520	55,342	47,680	228,996	98,644	76,332	65,763
PL22	132,822	57,216	44,274	38,144	143,520	61,824	47,840	41,216
PL24	2,966	1,853	2,966	1,853	-	-	-	-
PL25	2,966	1,853	2,966	1,853	-	-	-	-
PK1	26,360	-	26,360	-	-	-	-	-
PK2	10,300	-	10,300	-	-	-	-	-
PA1	75,862	32,679	25,287	21,786	82,651	35,604	27,550	23,736
PA2	106,896	46,047	35,632	30,698	169,650	73,080	56,550	48,720
PA3	111,304	47,946	37,101	31,964	146,817	63,244	48,939	42,163
PA4	23,116	9,958	7,705	6,638	40,513	17,452	13,504	11,634
PA5	75,862	32,679	25,287	21,786	82,651	35,604	27,550	23,736
PA6	23,116	9,958	7,705	6,638	40,513	17,452	13,504	11,634
PA7	4,013	2,508	4,013	2,508	-	-	-	-
PA8	106,896	46,047	35,632	30,698	169,650	73,080	56,550	48,720

Lanjutan Tabel 5.24 Rekapitulasi Distribusi Momen

Kode Pelat	Distribusi Momen (kNm)							
	Arah Memendek				Arah Memanjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PA9	17,337	7,468	5,779	4,979	21,829	9,403	7,276	6,269
PA10	19,417	8,364	6,472	5,576	27,895	12,016	9,298	8,011
PA11	47,691	20,544	15,897	13,696	56,718	24,432	18,906	16,288
PA12	110,344	47,533	36,781	31,689	181,227	78,067	60,409	52,045
PA13	191,039	82,294	63,680	54,863	235,595	101,487	78,532	67,658
PA14	257,062	110,734	85,687	73,823	271,841	117,101	90,614	78,067
PA15	57,229	24,653	19,076	16,435	83,420	35,935	27,807	23,957
PA16	19,417	8,364	6,472	5,576	27,895	12,016	9,298	8,011
PA17	161,695	69,653	53,898	46,436	217,473	93,681	72,491	62,454
PA18	99,035	42,661	33,012	28,441	172,166	74,164	57,389	49,443
PA19	92,845	39,995	30,948	26,663	150,533	64,845	50,178	43,230
PA20	68,086	29,329	22,695	19,553	78,519	33,823	26,173	22,549
PA21	126,372	54,437	42,124	36,292	174,301	75,084	58,100	50,056
PA22	101,098	43,550	33,699	29,033	109,241	47,058	36,414	31,372
PA23	4,013	2,508	4,013	2,508	-	-	-	-
PA24	2,257	1,411	2,257	1,411	-	-	-	-
PA25	2,257	1,411	2,257	1,411	-	-	-	-

d. Menghitung kebutuhan tulangan pelat

Data yang akan digunakan dalam menghitung kebutuhan tulangan pelat lantai pada PL17 adalah sebagai berikut:

Tebal pelat (h)	= 250	mm
Diameter tulangan pokok	= 19	mm
Tebal selimut beton	= 20	mm
Mutu beton ($f'c$)	= 26	MPa
Mutu baja (f_y)	= 400	MPa
Mu	= 212,434	kNm

Urutan perhitungan kebutuhan tulangan pelat lantai pada PL17 adalah sebagai berikut ini:

1) Menghitung jarak titik berat pada tulangan pokok

$$\begin{aligned} d_s &= P_b + \frac{d_p}{2} \\ &= 20 + \frac{16}{2} \\ &= 28 \text{ mm} \end{aligned}$$

2) Menghitung tinggi efektif pelat

$$\begin{aligned} d &= h - d_s \\ &= 250 - 28 \\ &= 222 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Menghitung tinggi balok tekan

$$\begin{aligned} Mn &= C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ \frac{M_u}{\phi} &= 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ \frac{a^2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b}{2} - (a \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + \frac{M_u}{\phi} &= 0 \\ \frac{a^2 \cdot 0,85 \cdot 26 \cdot 1000}{2} - (a \cdot 0,85 \cdot 26 \cdot 1000 \cdot 222) + \frac{33,22}{0,9} &= 0 \\ a &= 7,66 \text{ mm} \end{aligned}$$

4) Menghitung luas tulangan

$$\begin{aligned} A_{Sperlu} &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 26 \cdot a \cdot 1000}{400} \\ &= 422,99 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{Smin1} &= \frac{f_y}{4} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{400}{4} \cdot 1000 \cdot 222 \\ &= 777 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{Smin2} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{\sqrt{26}}{4 \cdot 400} \cdot 1000 \cdot 222 \\ &= 707,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka A_{Spakai} adalah 777 mm²

5) Menghitung jarak tulangan

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_p^2 \cdot 1000}{A_{s_{pakai}}} \\
 &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot 1000}{777} \\
 &= 258,77 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan menentukan jumlah tulangan pada pelat PL17 digunakan P16-250. Perhitungan kebutuhan tulangan lainnya dihitung dengan cara yang sama, sehingga didapatkan rekapitulasi kebutuhan tulangan pelat yang dapat dilihat pada tabel 5.25 berikut ini.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Penulangan Pelat

Kode Pelat	Arah Memendek				Arah Memanjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PL-1	P19-150	P19-350	P16-250	P16-250	P19-150	P19-350	P16-250	P16-250
PL-2	P19-70	P19-200	P16-200	P16-200	P19-70	P19-200	P16-200	P16-200
PL-3	P19-100	P19-200	P16-200	P16-200	P19-100	P19-200	P16-200	P16-200
PL-4	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250
PL-5	P19-150	P19-350	P16-250	P16-250	P19-150	P19-350	P16-250	P16-250
PL-6	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250
PL-7	P16-250	P16-250	P16-250	P16-250	-	-	-	-
PL-8	P19-70	P19-200	P16-200	P16-200	P19-70	P19-200	P16-200	P16-200
PL-9	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250
PL-10	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250
PL-11	P19-250	P19-350	P16-250	P16-250	P19-250	P19-350	P16-250	P16-250
PL-12	P19-70	P19-150	P16-150	P16-150	P19-70	P19-150	P16-150	P16-150
PL-13	P19-50	P19-100	P16-100	P16-100	P19-50	P19-100	P16-100	P16-100
PL-14	P19-50	P19-100	P16-100	P16-100	P19-50	P19-100	P16-100	P16-100
PL-15	P19-150	P19-250	P16-250	P16-250	P19-150	P19-250	P16-250	P16-250
PL-16	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250
PL-17	P19-50	P19-150	P16-150	P16-150	P19-50	P19-150	P16-150	P16-150
PL-18	P19-70	P19-200	P16-200	P16-200	P19-70	P19-200	P16-200	P16-200
PL-19	P19-100	P19-200	P16-200	P16-200	P19-100	P19-200	P16-200	P16-200
PL-20	P19-200	P19-250	P16-250	P16-250	P19-200	P19-250	P16-250	P16-250
PL-21	P19-70	P19-200	P16-200	P16-200	P19-70	P19-200	P16-200	P16-200
PL-22	P19-100	P19-250	P16-250	P16-250	P19-100	P19-250	P16-250	P16-250
PL-23	P16-250	P16-250	P16-250	P16-250	-	-	-	-
PL-24	P16-250	P16-250	P16-250	P16-250	-	-	-	-

Lanjutan Tabel 5.25 Rekapitulasi Penulangan Pelat

Kode Pelat	Arah Memendek				Arah Memanjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PL-25	P19-250	P19-250	P16-250	P16-250	-	-	-	-
PK-1	P16-250	-	P16-250	-	-	-	-	-
PK-2	P16-250	-	P16-250	-	-	-	-	-
PA1	P19-250	P19-350	P16-250	P16-250	P19-250	P19-350	P16-250	P16-250
PA2	P19-100	P19-250	P16-250	P16-250	P19-100	P19-250	P16-250	P16-250
PA3	P19-100	P19-300	P16-250	P16-250	P19-100	P19-300	P16-250	P16-250
PA4	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250
PA5	P19-250	P19-350	P16-250	P16-250	P19-250	P19-350	P16-250	P16-250
PA6	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250
PA7	P16-250	P16-250	P16-250	P16-250	-	-	-	-
PA8	P19-100	P19-250	P16-250	P16-250	P19-100	P19-250	P16-250	P16-250
PA9	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250
PA10	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250
PA11	P19-250	P19-350	P16-250	P16-250	P19-250	P19-350	P16-250	P16-250
PA12	P19-100	P19-250	P16-250	P16-250	P19-100	P19-250	P16-250	P16-250
PA13	P19-70	P19-150	P16-150	P16-150	P19-70	P19-150	P16-150	P16-150
PA14	P19-50	P19-150	P16-150	P16-150	P19-50	P19-150	P16-150	P16-150
PA15	P19-250	P19-350	P16-250	P16-250	P19-250	P19-350	P16-250	P16-250
PA16	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250	P19-350	P19-350	P16-250	P16-250
PA17	P19-70	P19-200	P16-200	P16-200	P19-70	P19-200	P16-200	P16-200
PA18	P19-100	P19-250	P16-250	P16-250	P19-100	P19-250	P16-250	P16-250
PA19	P19-100	P19-300	P16-250	P16-250	P19-100	P19-300	P16-250	P16-250
PA20	P19-250	P19-350	P16-250	P16-250	P19-250	P19-350	P16-250	P16-250
PA21	P19-100	P19-250	P16-250	P16-250	P19-100	P19-250	P16-250	P16-250
PA22	P19-150	P19-350	P16-250	P16-250	P19-150	P19-350	P16-250	P16-250
PA23	P16-250	P16-250	P16-250	P16-250	-	-	-	-
PA24	P16-250	P16-250	P16-250	P16-250	-	-	-	-
PA25	P19-250	P19-250	P16-250	P16-250	-	-	-	-

2. Perhitungan Desain Balok

Balok merupakan elemen struktur yang memiliki fungsi untuk mentransfer beban menuju kolom. Perhitungan desain balok mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 25.1. Penjabaran perhitungan desain balok pada B1 adalah sebagai berikut:

Diketahui :

Panjang balok (L)	= 8000	mm
Lebar balok (b)	= 400	mm
Tinggi balok (h)	= 600	mm
Diameter tulangan pokok (ϕ_p)	= 22	mm
Diameter tulangan Sengkang (ϕ_s)	= 16	mm
Selimit beton (P_b)	= 40	mm
Kuat tekan beton (f'_c)	= 26	MPa
Tegangan leleh baja pokok (f_y)	= 400	MPa
Tegangan leleh baja sengkang (f_{ys})	= 240	MPa
Modulus elastisitas baja (E_s)	= 200000	MPa
Regangan maksimum beton (ϵ_c)	= 0,003	
β_1	= 0,85	

a. Rekapitulasi momen balok

Momen balok diperoleh dari analisis struktur dengan bantuan software ETABS. Momen yang didapatkan berupa momen tumpuan, momen lapangan, gaya geser dan torsi. Berikut ini merupakan rekapitulasi momen balok yang dapat dilihat pada tabel 5.27.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Momen Balok

Kode Balok	M tumpuan (kNm)		M lapangan (kNm)		Geser (kN)	Torsi (kN)
	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)		
B-1	540,64	334,18	185,64	201,32	79,77	66,46
B-2	456,72	317,41	120,61	182,61	96,32	83,57
B-3	92,17	33,33	18,32	61,38	48,52	75,69
B-4	218,43	177,90	99,41	110,60	62,09	79,20
B-5	222,09	168,93	87,22	102,72	84,11	65,42
B-6	232,96	199,37	105,69	106,51	79,92	66,36
B-7	106,26	47,36	18,43	49,12	63,63	61,63
B-8	145,16	116,07	53,92	73,17	48,73	74,20
B-9	138,48	115,97	69,18	50,24	69,25	40,11
B-10	335,31	300,29	114,27	159,86	102,70	38,79
B-11	158,69	132,16	106,30	97,79	28,33	31,18
B-12	103,97	79,78	37,06	47,91	28,41	29,97
B-13	153,03	142,52	111,45	65,24	43,78	65,24

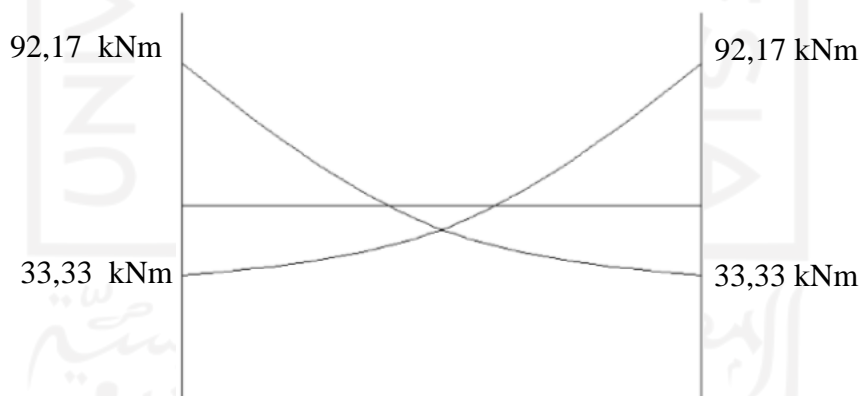
Lanjutan Tabel 5.27 Rekapitulasi Momen Balok

Kode Balok	M tumpuan (kNm)		M lapangan (kNm)		Geser (kN)	Torsi (kN)
	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)		
B-14	142,10	137,54	86,03	99,58	17,58	141,79
B-15	281,12	283,05	278,11	254,81	21,91	136,96
B-16	30,26	34,06	36,90	31,50	20,79	129,89
B-17	87,93	74,16	71,82	89,91	47,71	59,90
BA-1	30,11	7,16	5,99	13,53	16,31	89,24
BA-2	120,46	76,53	30,10	45,17	42,55	63,59

b. Redistribusi Momen Balok

Redistribusi momen merupakan suatu konsep rekayasa struktur yang digunakan untuk menyerhankan detail tulangan terutama pada bagian tumpuan. Menurut SNI 2847 :2013 pasal 8.4.1 menjelaskan bahwa batas maksimal redistribusi momen yang diizinkan sebesar $20\left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_0}\right)$ persen.

Perhitungan redistribusi momen pada B3 adalah sebagai berikut:



Gambar 5.24 Diagram Momen Ultimate B3, Struktur Eksisting

$$\begin{aligned}
 M_u^+ &= 33,33 && \text{kNm} \\
 M_u^- &= 92,17 && \text{kNm} \\
 \Sigma M &= (92,17 + 33,33 + 92,17 + 33,33) \\
 &= 251,011 && \text{kNm} \\
 50\% M_u^- &= 50\% \times 92,17
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 20,33 \text{ kNm} \\
 M_{u\text{ coba}}^- &= M_u^- - (10\% \times M_u^-) \\
 &= 92,17 - (10\% \times 119,83) \\
 &= 82,96 \text{ kNm} \\
 M_u^+ &= \frac{\Sigma M - (2 \times M_u^-)}{2} \\
 &= \frac{251,011 - (2 \times 82,96)}{2} \\
 &= 42,55 \text{ kNm} > 50\% M_u^- \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Perhitungan balok yang lainnya sama dengan perhitungan pada balok B3 sehingga didapatkan rekapitulasi distribusi momen yang terdapat pada Tabel 5.27 berikut.

Tabel 5.27 Rekapitulasi Momen Distribusi Balok

Kode Balok	Tumpuan (kNm)		Lapangan (kNm)	
	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)
B-1	540,64	334,18	185,64	201,32
B-2	456,72	317,41	120,61	182,61
B-3	82,96	42,55	27,53	52,17
B-4	218,43	177,90	99,41	110,60
B-5	222,09	168,93	87,22	102,72
B-6	232,96	199,37	105,69	106,51
B-7	102,01	51,61	21,86	45,68
B-8	145,16	116,07	53,92	73,17
B-9	138,48	115,97	69,18	50,24
B-10	335,31	300,29	114,27	159,86
B-11	158,69	132,16	106,30	97,79
B-12	103,97	79,78	37,06	47,91
B-13	153,03	142,52	111,45	65,24
B-14	142,10	137,54	86,03	99,58
B-15	281,12	283,05	278,11	254,81
B-16	30,26	34,06	36,90	31,50
B-17	87,93	74,16	71,82	89,91
BA-1	25,60	11,68	6,53	12,99
BA-2	120,46	76,53	30,10	45,17

c. Desain tulangan longitudinal

Desain tulangan longitudinal dilakukan setelah mendapatkan momen tumpuan dan lapangan. Berikut ini merupakan penjabaran urutan perhitungan dari desain tulangan longitudinal.

Diketahui :

$$Mu^- \text{ tumpuan} = 540,64 \quad \text{kNm}$$

$$Mu^+ \text{ tumpuan} = 272,32 \quad \text{kNm}$$

$$Mu^- \text{ lapangan} = 152,23 \quad \text{kNm}$$

$$Mu^+ \text{ lapangan} = 136,15 \quad \text{kNm}$$

1) Tumpuan negatif

Asumsi tulangan 2 lapis

$$\begin{aligned} d_s &= P_b + \phi_s + \phi_p + \frac{s}{2} \\ &= 40 + 16 + 22 + \frac{25}{2} \\ &= 90,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - d_s \\ &= 600 - 90,50 \\ &= 509,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= 0,85 \cdot f'c \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 26 \cdot 400 \\ &= 8840 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Faktor reduksi = 0,9

$$a^2 \cdot \frac{m}{2} - a \cdot m \cdot d + \frac{Mu}{0,9} = 0$$

$$a^2 \cdot \frac{8840}{2} - a \cdot 8840 \cdot 509,50 + \frac{540,64 \cdot 10^6}{0,9} = 0$$

$$a = 157,814 \text{ mm}$$

Menghitung jumlah tulangan yang digunakan, dengan asumsi tulangan tarik telah luluh

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{a \cdot m}{f_y} \\ &= \frac{157,814 \cdot 8840}{400} \\ &= 3487,6894 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{0,25 \cdot \pi \cdot \phi_p^2} \\
 &= \frac{3487,6894}{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2} \\
 &= 9,17 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Tulangan yang digunakan pada tumpuan negatif adalah 10 buah

2) Tumpuan positif

Asumsi tulangan 2 lapis

$$\begin{aligned}
 d_s &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\
 &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\
 &= 67 \text{ mm} \\
 d &= h - d_s \\
 &= 600 - 67 \\
 &= 533 \text{ mm} \\
 m &= 0,85 \cdot f'c \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 26 \cdot 400 \\
 &= 8840 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi = 0,9

$$\begin{aligned}
 a^2 \cdot \frac{m}{2} - a \cdot m \cdot d + \frac{M_u}{0,9} &= 0 \\
 a^2 \cdot \frac{8840}{2} - a \cdot 8840 \cdot 533 + \frac{334,18 \cdot 10^6}{0,9} &= 0 \\
 a &= 90,473 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung jumlah tulangan yang digunakan, dengan asumsi tulangan tarik telah luluh

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{a \cdot m}{f_y} \\
 &= \frac{90,473 \cdot 8840}{400} \\
 &= 1999,453 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{0,25 \cdot \pi \cdot \phi_p^2} \\
 &= \frac{1999,453}{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2} \\
 &= 5,26 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Tulangan yang digunakan pada tumpuan positif adalah 6 buah

3) Lapangan negatif

Asumsi tulangan 2 lapis

$$d_s = P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2}$$

$$= 40 + 16 + \frac{22}{2}$$

$$= 67 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s$$

$$= 600 - 67$$

$$= 533 \text{ mm}$$

$$m = 0,85 \cdot f'c \cdot b$$

$$= 0,85 \cdot 26 \cdot 400$$

$$= 8840 \text{ Nmm}$$

Faktor reduksi = 0,9

$$a^2 \cdot \frac{m}{2} - a \cdot m \cdot d + \frac{Mu}{0,9} = 0$$

$$a^2 \cdot \frac{8840}{2} - a \cdot 8840 \cdot 533 + \frac{185,64 \cdot 10^6}{0,9} = 0$$

$$a = 52,06 \text{ mm}$$

Menghitung jumlah tulangan yang digunakan, dengan asumsi tulangan tarik telah luluh

$$A_s = \frac{a \cdot m}{f_y}$$

$$= \frac{52,06 \cdot 8840}{400}$$

$$= 1150,6 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{0,25 \cdot \pi \cdot \phi_p^2}$$

$$= \frac{1150,6}{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2}$$

$$= 3,03 \text{ buah}$$

Tulangan yang digunakan pada tumpuan positif adalah 4 buah

4) Lapangan positif

Asumsi tulangan 2 lapis

$$\begin{aligned}
 d_s &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\
 &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\
 &= 67 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - d_s \\
 &= 600 - 67 \\
 &= 533 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= 0,85 \cdot f'c \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 26 \cdot 400 \\
 &= 8840 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi = 0,9

$$a^2 \cdot \frac{m}{2} - a \cdot m \cdot d + \frac{Mu}{0,9} = 0$$

$$a^2 \cdot \frac{8840}{2} - a \cdot 8840 \cdot 533 + \frac{201,32 \cdot 10^6}{0,9} = 0$$

$$a = 57,34 \text{ mm}$$

Menghitung jumlah tulangan yang digunakan, dengan asumsi tulangan tarik telah luluh

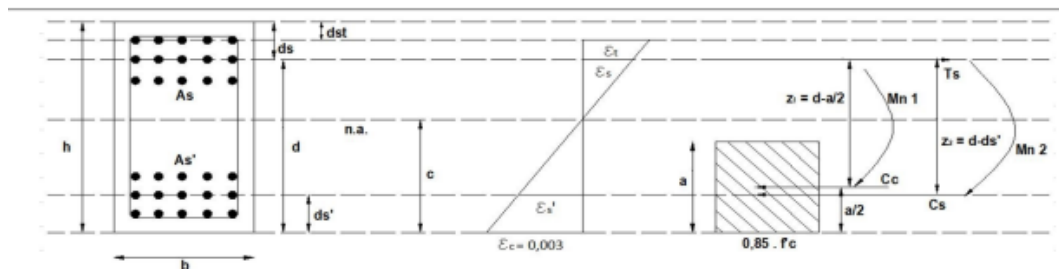
$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{a \cdot m}{f_y} \\
 &= \frac{57,34 \cdot 8840}{400} \\
 &= 1267,52 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{0,25 \cdot \pi \cdot \phi_p^2} \\
 &= \frac{1267,52}{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2} \\
 &= 3,33 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Tulangan yang digunakan pada tumpuan positif adalah 4 buah

d. Perhitungan momen nominal balok

1) Momen negatif tumpuan



Gambar 5.25 Diagram Momen Ultimate Negatif Tumpuan

Menghitung luas tulangan

$$\begin{aligned} A_s &= 10 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 3081,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s'} &= 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 2280,80 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung jarak titik berat tulangan

$$\begin{aligned} ds &= \frac{n_1 \left(P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \right) + n_2 \left(P_b + \phi_s + \phi_p + \frac{\phi_p}{2} \right)}{n_1 + n_2} \\ &= \frac{6 \cdot \left(40 + 16 + \frac{22}{2} \right) + 4 \cdot \left(40 + 16 + 22 + 25 + \frac{22}{2} \right)}{6 + 4} \\ &= 85,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dst &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\ &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\ &= 67 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds' &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\ &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\ &= 67 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 600 - 85,8 \\ &= 514,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung luas tulangan pada kondisi seimbang

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\left(\varepsilon_c + \frac{f_y}{E} \right)} \cdot d$$

$$= \frac{0,003}{(0,003 + \frac{400}{200000})} \cdot 514,2$$

$$= 308,52$$

$$\begin{aligned} C_{C_{balance}} &= 0,85 \cdot f'c \cdot c_b \cdot \beta_1 \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 26 \cdot 308,52 \cdot 0,85 \cdot 400 \\ &= 2318219,28 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{balance}} &= \frac{C_{C_{balance}}}{f_y} \\ &= \frac{2318219,28}{400} \\ &= 5795,55 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{maks}} &= 0,75 \cdot A_{S_{balance}} \\ &= 0,75 \cdot 5795,55 \\ &= 4346,66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{min1}} &= \frac{1,4 \cdot b \cdot d}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 514,2}{400} \\ &= 719,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{min2}} &= \frac{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \\ &= \frac{400 \cdot 514,2 \cdot \sqrt{26}}{4 \cdot 400} \\ &= 655,48 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Asumsi baja tarik telah leleh dan baja desak belum leleh

$$c^2 \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b + c \cdot (A_s' \cdot \epsilon_c \cdot E - A_s \cdot f_y) - A_s' \cdot \epsilon_c \cdot E \cdot ds' = 0$$

$$c = 121,04 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{d-c}{c} \cdot \epsilon_c \\ &= \frac{514,2-121,04}{121,04} \cdot 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,0097 > \epsilon_y \text{ (OK)}$$

$$\epsilon_s' = \frac{121,04-67}{121,04} \cdot 0,003$$

$$= 0,0013 < \epsilon_c \text{ (OK)}$$

$$a = c \cdot \beta_1$$

$$= 121,04 \cdot 0,85$$

$$= 102,89 \text{ mm}$$

Menghitung momen nominal

$$\begin{aligned} M_n^- &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + As' \cdot \varepsilon_s' \cdot E \cdot (d - ds') \\ &= 0,85 \cdot 26 \cdot 102,89 \cdot 400 \cdot \left(514,2 - \frac{102,89}{2}\right) + 2280,80 \cdot \\ &\quad 0,0013 \cdot 200000 \cdot (514,2 - 67) \\ &= 694130130,13 \text{ Nmm} \\ &= 694,13 \text{ kNm} \end{aligned}$$

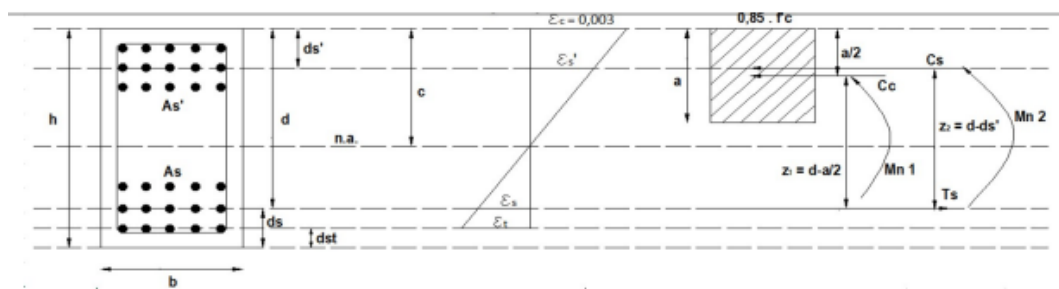
Menghitung regangan tarik

$$\begin{aligned} \varepsilon_{CCL} &= \frac{d_t - c_{balance}}{d - c_{balance}} \cdot \varepsilon_y \\ &= 0,002 \\ \varepsilon_t &= \frac{d_t - c}{c} \cdot \varepsilon_c \\ &= 0,0102 > 0,005 \Rightarrow (\phi) = 0,9 \end{aligned}$$

Kontrol momen

$$\begin{aligned} M_n^- \cdot \phi &= 694,13 \times 0,9 \\ &= 624,72 \text{ kNm} > Mu^- = 578,15 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

2) Momen positif tumpuan



Gambar 5.26 Diagram Momen Ultimate Positif Tumpuan

Menghitung luas tulangan

$$\begin{aligned} As &= 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 2280,80 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As' &= 10 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 3801,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung jarak titik berat tulangan

$$\begin{aligned} ds &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\ &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\ &= 67 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dst &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\ &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\ &= 67 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds' &= \frac{n1 \left(P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \right) + n2 \left(P_b + \phi_s + \phi_p + \frac{\phi_p}{2} \right)}{n1+n2} \\ &= \frac{6 \cdot \left(40 + 16 + \frac{22}{2} \right) + 4 \cdot \left(40 + 16 + 22 + 25 + \frac{22}{2} \right)}{6+4} \\ &= 85,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 600 - 67 \\ &= 533 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung luas tulangan pada kondisi seimbang

$$\begin{aligned} c_b &= \frac{\varepsilon_c}{\left(\varepsilon_c + \frac{f_y}{E} \right)} \cdot d \\ &= \frac{0,003}{\left(0,003 + \frac{400}{200000} \right)} \cdot 533 \\ &= 319,80 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Cc_{balance} &= 0,85 \cdot f'c \cdot c_b \cdot \beta_1 \cdot b \\ &= 0,85 \cdot 26 \cdot 319,80 \cdot 0,85 \cdot 400 \\ &= 2102605,05 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{balance} &= \frac{Cc_{balance}}{f_y} \\ &= \frac{2102605,05}{400} \\ &= 5256,51 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{maks} &= 0,75 \cdot As_{balance} \\ &= 0,75 \cdot 5256,51 \\ &= 3942,38 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{min1}} &= \frac{1,4 \cdot b \cdot d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 514,2}{400} \\
 &= 652,93 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{min2}} &= \frac{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \\
 &= \frac{400 \cdot 652,93 \cdot \sqrt{26}}{4 \cdot 400} \\
 &= 594,51 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Asumsi baja tarik telah leleh dan baja desak belum leleh

$$c^2 \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b + c \cdot (As' \cdot \epsilon_c \cdot E - As \cdot f_y) - As' \cdot \epsilon_c \cdot E \cdot ds' = 0$$

$$\begin{aligned}
 c &= 83,52 \text{ mm} \\
 \epsilon_s &= \frac{d-c}{c} \cdot \epsilon_c \\
 &= \frac{533-83,52}{83,52} \cdot 0,003 \\
 &= 0,0161 > \epsilon_y \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s' &= \frac{83,52-67}{83,52} \cdot 0,003 \\
 &= 0,0001 < \epsilon_c \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= c \cdot \beta_1 \\
 &= 83,52 \cdot 0,85 \\
 &= 70,99 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n^+ &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + As' \cdot \epsilon_s' \cdot E \cdot (d - ds') \\
 &= 0,85 \cdot 26 \cdot 70,99 \cdot 400 \cdot \left(514,2 - \frac{70,99}{2}\right) + 2280,80 \cdot \\
 &\quad 0,0013 \cdot 200000 \cdot (533 - 85,8) \\
 &= 299933025,16 \text{ Nmm} \\
 &= 299,93 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Menghitung regangan tarik

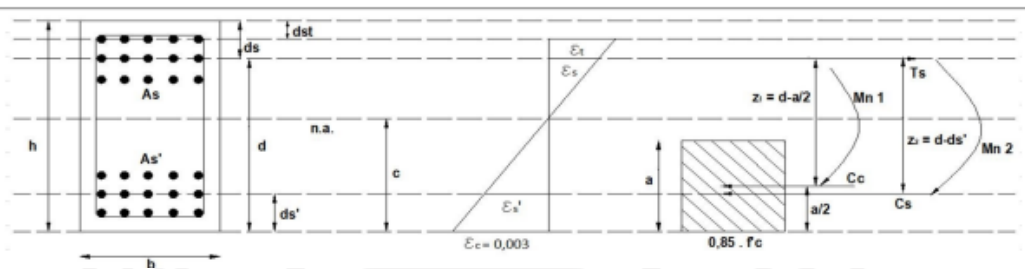
$$\begin{aligned}
 \epsilon_{CCL} &= \frac{d_t - c_{balance}}{d - c_{balance}} \cdot \epsilon_y \\
 &= 0,002
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_t &= \frac{d_t - c}{c} \cdot \varepsilon_c \\ &= 0,0161 > 0,005 \Rightarrow (\phi) = 0,9\end{aligned}$$

Kontrol momen

$$\begin{aligned}M_n^+ \cdot \phi &= 299,93 \times 0,9 \\ &= 269,94 \text{ kNm} > Mu^- = 195,26 \text{ kNm (OK)}\end{aligned}$$

3) Momen negatif lapangan



Gambar 5.27 Diagram Momen Ultimate Negatif Lapangan

Menghitung luas tulangan

$$\begin{aligned}A_s &= 4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 1520,53 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s'} &= 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 2280,80 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Menghitung jarak titik berat tulangan

$$\begin{aligned}d_s &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\ &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\ &= 67 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}dst &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\ &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\ &= 67 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds' &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\
 &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\
 &= 67 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - ds \\
 &= 600 - 67 \\
 &= 533 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung luas tulangan pada kondisi seimbang

$$\begin{aligned}
 c_b &= \frac{\varepsilon_c}{\left(\varepsilon_c + \frac{f_y}{E}\right)} \cdot d \\
 &= \frac{0,003}{\left(0,003 + \frac{400}{200000}\right)} \cdot 533 \\
 &= 319,8
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Cc_{balance} &= 0,28 \cdot f'c \cdot c_b \cdot \beta_1 \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 26 \cdot 308,52 \cdot 0,85 \cdot 400 \\
 &= 2402977,2 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 AS_{balance} &= \frac{Cc_{balance}}{f_y} \\
 &= \frac{2402977,2}{400} \\
 &= 6007,44 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 AS_{maks} &= 0,75 \cdot AS_{balance} \\
 &= 0,75 \cdot 6007,44 \\
 &= 4291,03 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$AS_{min1} = \frac{1,4 \cdot b \cdot d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 533}{400}$$

$$= 746,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{min2}} = \frac{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y}$$

$$= \frac{400 \cdot 533 \cdot \sqrt{26}}{4 \cdot 400}$$

$$= 679,44 \text{ mm}^2$$

Asumsi baja tarik telah leleh dan baja desak belum leleh

$$c^2 \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b + c \cdot (A_s' \cdot \varepsilon_c \cdot E - A_s \cdot f_y) - A_s' \cdot \varepsilon_c \cdot E \cdot d_s' = 0$$

$$c = 70,91 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{533-70,91}{70,91} \cdot 0,003$$

$$= 0,019 > \varepsilon_y \text{ (OK)}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{70,91-67}{70,91} \cdot 0,003$$

$$= 0,00017 < \varepsilon_c \text{ (OK)}$$

$$a = c \cdot \beta_1$$

$$= 70,91 \cdot 0,85$$

$$= 60,27 \text{ mm}$$

Menghitung momen nominal

$$M_n^- = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' \cdot \varepsilon_s' \cdot E \cdot (d - d_s')$$

$$= 0,85 \cdot 26 \cdot 60,27 \cdot 400 \cdot \left(533 - \frac{160,27}{2}\right) + 2280,80 \cdot$$

$$0,00017 \cdot 200000 \cdot (533 - 67)$$

$$= 303068217,88 \text{ Nmm}$$

$$= 303,07 \text{ kNm}$$

Menghitung regangan tarik

$$\varepsilon_{CCL} = \frac{d_t - c_{balance}}{d - c_{balance}} \cdot \varepsilon_y$$

$$= 0,002$$

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

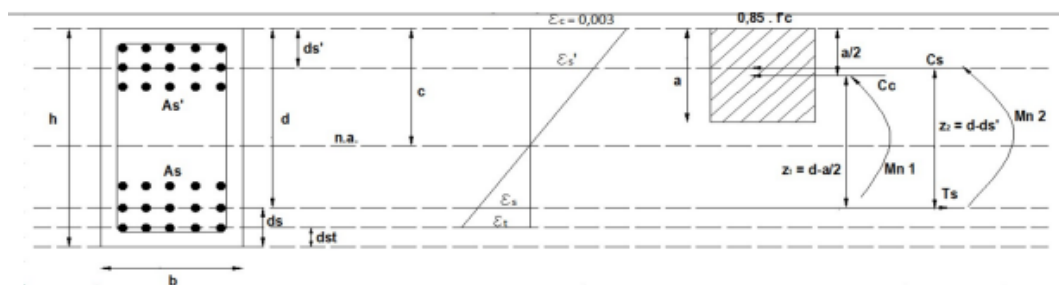
$$= 0,0196 > 0,005 \Rightarrow (\phi) = 0,9$$

Kontrol momen

$$M_n^- \cdot \phi = 303,07 \times 0,9$$

$$= 272,76 \text{ kNm} > Mu^- = 218,15 \text{ kNm (OK)}$$

4) Momen positif lapangan



Gambar 5.28 Diagram Momen Ultimate Positif Lapangan

Menghitung luas tulangan

$$A_s = 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2$$

$$= 2280,80 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'} = 4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2$$

$$= 1520,53 \text{ mm}^2$$

Menghitung jarak titik berat tulangan

$$d_s = P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2}$$

$$\begin{aligned}
 &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\
 &= 67 \text{ mm} \\
 ds &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\
 &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\
 &= 67 \text{ mm} \\
 ds' &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\
 &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\
 &= 67 \text{ mm} \\
 d &= h - ds \\
 &= 600 - 67 \\
 &= 533 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung luas tulangan pada kondisi seimbang

$$\begin{aligned}
 c_b &= \frac{\varepsilon_c}{\left(\varepsilon_c + \frac{f_y}{E}\right)} \cdot d \\
 &= \frac{0,003}{\left(0,003 + \frac{400}{200000}\right)} \cdot 533 \\
 &= 319,80 \text{ mm} \\
 Cc_{balance} &= 0,28 \cdot f'_c \cdot c_b \cdot \beta_1 \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 26 \cdot 319,80 \cdot 0,85 \cdot 400 \\
 &= 791568,96 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 AS_{balance} &= \frac{Cc_{balance}}{f_y} \\
 &= \frac{791568,96}{400} \\
 &= 1978,92 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 AS_{maks} &= 0,75 \cdot AS_{balance} \\
 &= 0,75 \cdot 1978,92 \\
 &= 1484,19 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 AS_{min1} &= \frac{1,4 \cdot b \cdot d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 533}{400}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 746,2 \text{ mm}^2 \\
 A_{s_{min2}} &= \frac{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \\
 &= \frac{400 \cdot 533 \cdot \sqrt{26}}{4 \cdot 400} \\
 &= 679,44 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Asumsi baja tarik telah leleh dan baja desak belum leleh

$$c^2 \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b + c \cdot (As' \cdot \varepsilon_c \cdot E - As \cdot f_y) - As' \cdot \varepsilon_c \cdot E \cdot ds' = 0$$

$$c = 90,19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s &= \frac{d-c}{c} \cdot \varepsilon_c \\
 &= \frac{533-90,19}{90,19} \cdot 0,003 \\
 &= 0,015 > \varepsilon_y \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s' &= \frac{83,52-67}{83,52} \cdot 0,003 \\
 &= 0,0008 < \varepsilon_c \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= c \cdot \beta_1 \\
 &= 90,19 \cdot 0,85 \\
 &= 76,66 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n^+ &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + As' \cdot \varepsilon_s' \cdot E \cdot (d - ds') \\
 &= 0,85 \cdot 26 \cdot 76,66 \cdot 400 \cdot \left(533 - \frac{76,66}{2}\right) + 1520,30 \cdot \\
 &\quad 0,0013 \cdot 200000 \cdot (533 - 67) \\
 &= 444568969,79 \text{ Nmm} \\
 &= 444,57 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Menghitung regangan tarik

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{CCL} &= \frac{d_t - c_{balance}}{d - c_{balance}} \cdot \varepsilon_y \\
 &= 0,002
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_t &= \frac{d_t - c}{c} \cdot \varepsilon_c \\
 &= 0,0147 > 0,005 \Rightarrow (\phi) = 0,9
 \end{aligned}$$

Kontrol momen

$$\begin{aligned} M_n^+ \cdot \phi &= 444,57 \times 0,9 \\ &= 400,11 \text{ kNm} > M_u^- = 240,29 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

e. Perhitungan momen kapasitas balok

1) Momen kapasitas negatif tumpuan

Menghitung luas tulangan

$$\begin{aligned} A_s &= 10 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 3081,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s' &= 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 2280,80 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung jarak titik berat tulangan

$$\begin{aligned} ds &= \frac{n_1 \left(P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \right) + n_2 \left(P_b + \phi_s + \phi_p + \frac{\phi_p}{2} \right)}{n_1 + n_2} \\ &= \frac{6 \cdot \left(40 + 16 + \frac{22}{2} \right) + 4 \cdot \left(40 + 16 + 22 + 25 + \frac{22}{2} \right)}{6 + 4} \\ &= 85,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dst &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\ &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\ &= 67 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds' &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\ &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\ &= 67 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 600 - 85,8 \\ &= 514,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

Asumsi baja tarik telah leleh dan baja desak belum leleh

$$c^2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + c \cdot (A_s' \cdot \varepsilon_c \cdot E - A_s \cdot f_y) - A_s' \cdot \varepsilon_c \cdot E \cdot ds' = 0$$

$$c = 151,4 \text{ mm}$$

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{514,2-151,4}{151,4} \cdot 0,003 \\
 &= 0,0072 > \varepsilon_y \text{ (OK)} \\
 \varepsilon_s' &= \frac{151,4-67}{151,4} \cdot 0,003 \\
 &= 0,0017 < \varepsilon_c \text{ (OK)} \\
 a &= c \cdot \beta_1 \\
 &= 151,4 \cdot 0,85 \\
 &= 128,7 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_{kap} &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + As' \cdot \varepsilon_s' \cdot E \cdot (d - ds') \\
 &= 0,85 \cdot 26 \cdot 151,4 \cdot 400 \cdot \left(514,2 - \frac{151,4}{2}\right) + 2280,80 \cdot \\
 &\quad 0,0013 \cdot 200000 \cdot (514,2 - 67) \\
 &= 852990385,13 \text{ Nmm} \\
 &= 852,99 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Momen kapasitas positif tumpuan

Menghitung luas tulangan

$$\begin{aligned}
 As &= 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\
 &= 2280,80 \text{ mm}^2 \\
 As' &= 10 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\
 &= 3801,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung jarak titik berat tulangan

$$\begin{aligned}
 ds &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\
 &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\
 &= 67 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 dst &= P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \\
 &= 40 + 16 + \frac{22}{2} \\
 &= 67 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds' &= \frac{n1 \left(P_b + \phi_s + \frac{\phi_p}{2} \right) + n2 \left(P_b + \phi_s + \phi_p + \frac{\phi_p}{2} \right)}{n1+n2} \\
 &= \frac{6 \cdot \left(40 + 16 + \frac{22}{2} \right) + 4 \cdot \left(40 + 16 + 22 + 25 + \frac{22}{2} \right)}{6+4} \\
 &= 85,8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - ds \\
 &= 600 - 67 \\
 &= 533 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Asumsi baja tarik telah leleh dan baja desak belum leleh

$$c^2 \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b + c \cdot (As' \cdot \varepsilon_c \cdot E - As \cdot fy) - As' \cdot \varepsilon_c \cdot E \cdot ds' = 0$$

$$c = 102,45 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s &= \frac{d-c}{c} \cdot \varepsilon_c \\
 &= \frac{533-102,45}{102,45} \cdot 0,003 \\
 &= 0,0126 > \varepsilon_y \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s' &= \frac{102,45-67}{102,45} \cdot 0,003 \\
 &= 0,00049 < \varepsilon_c \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= c \cdot \beta_1 \\
 &= 102,45 \cdot 0,85 \\
 &= 87,08 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menghitung momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_{kap}^+ &= 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' \cdot \varepsilon_s' \cdot E \cdot (d - ds') \\
 &= 0,85 \cdot 26 \cdot 87,08 \cdot 400 \cdot \left(514,2 - \frac{87,08}{2} \right) + 2280,80 \cdot \\
 &\quad 0,0013 \cdot 200000 \cdot (533 - 85,8) \\
 &= 542517254 \text{ Nmm} \\
 &= 542,52 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

f. Perhitungan tulangan transversal balok

Tulangan transversal pada balok berfungsi untuk menahan sebagian gaya geser pada balok dan meningkatkan kekuatan serta daktilitas pada balok.

Berikut ini merupakan perjabaran perhitungan tulangan transversal pada balok dengan menghitung balok B1.

Diketahui :

$$M_{kap}^- = 896,56 \quad \text{kNm}$$

$$M_{kap}^+ = 602,34 \quad \text{kNm}$$

$$d = 509,50 \quad \text{mm}$$

$$V_{ug} = 79,77 \quad \text{kN}$$

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

1) Menghitung daerah sendi plastis

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \cdot \sqrt{26} \cdot 400 \cdot 509,50 \\ &= 176660,63 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{M_{kap}^+ + M_{kap}^-}{L_{netto}} \\ &= \frac{896,56 + 602,34}{8000} \end{aligned}$$

$$= 187,36 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_u^+ &= V_{u_{plastis}} \\ &= V_{ug} + V_e \\ &= 79,77 + 187,36 \\ &= 267,13 > V_c \cdot \phi_{geser} = 176,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u^- &= V_{ug} - V_e \\ &= 79,77 - 187,36 \\ &= -107,59 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$s_1 = \frac{2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_s^2 \cdot f_{ys} \cdot d \cdot \phi_{geser}}{V_{u_{plastis}}}$$

$$= 195,68 \text{ mm}$$

Kontrol syarat jarak tulangan geser

$$\begin{aligned} s_2 &= d/4 \\ &= 509,50/4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 127,38 \text{ mm} \\
 s_3 &= 6 \cdot \phi_p \\
 &= 6 \cdot 22 \\
 &= 132 \text{ mm} \\
 s_4 &= 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan syarat jarak tulangan geser daerah sendi plastis diatas, konfigurasi tulangan yang digunakan pada B1 adalah D16-100.

2) Menghitung daerah luar sendi plastis

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{Vu^- \cdot L_{netto}}{Vu_{plastis} + Vu^-} \\
 Vu_{luar_{plastis}} &= \frac{Vu_{plastis}}{L_{netto} - x} \cdot (L_{netto} - x - 2 \cdot h) \\
 &= 243,20 \text{ kN} > Vc \cdot \phi_{geser} = 176,66 \text{ kN} \\
 s_1 &= \frac{2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_s^2 \cdot f_{ys} \cdot d \cdot \phi_{geser}}{Vu_{luar_{plastis}} - Vc \cdot \phi_{geser}} \\
 &= 252,73 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol syarat

$$\begin{aligned}
 s_2 &= d/2 \\
 &= 509,50/2 \\
 &= 254,75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan syarat jarak tulangan geser daerah sendi plastis diatas, konfigurasi tulangan yang digunakan pada B1 adalah D16-200. Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan desain balok yang dapat dilihat pada tabel 5.28.

Tabel 5.28 Rekapitulasi Perhitungan Desain Tulangan Balok

Kode Balok	b / h	Tulangan daerah tumpuan		Tulangan daerah lapangan		Mn tereduksi daerah tumpuan		Momen Kapasitas Daerah Tumpuan	
		M (-)	M (+)	M (-)	M (+)	Mn . Ø (-)	Mn . Ø (+)	M kap (-)	M kap (+)
B-1	400 / 600	10D22	6D22	4D22	6D22	624,72	396,35	852,99	542,52
B-2	400 / 600	10D22	6D22	3D22	6D22	624,72	396,35	852,99	542,52
B-3	350 / 600	4D22	2D22	3D22	6D22	272,89	144,20	373,90	196,02

Lanjutan Tabel 5.28 Rekapitulasi Perhitungan Desain Tulangan Balok

Kode Balok	b / h	Tulangan daerah tumpuan		Tulangan daerah lapangan		Mn tereduksi daerah tumpuan		Momen Kapasitas Daerah Tumpuan	
		M (-)	M (+)	M (-)	M (+)	Mn . Ø (-)	Mn. Ø (+)	M kap (-)	M kap (+)
B-4	350 / 600	7D22	5D22	3D22	6D22	450,55	335,21	617,96	458,68
B-5	350 / 600	7D22	5D22	3D22	6D22	450,55	335,21	617,96	458,68
B-6	350 / 600	6D22	4D22	3D22	6D22	387,25	273,04	530,93	372,35
B-7	300 / 500	4D22	2D22	3D22	6D22	272,89	144,20	373,90	196,02
B-8	300 / 500	6D22	4D22	3D22	6D22	387,25	273,04	530,93	372,35
B-9	300 / 500	6D22	4D22	3D22	6D22	387,25	273,04	530,93	372,35
B-10	350 / 600	9D22	7D22	3D22	6D22	556,04	444,25	760,87	608,11
B-11	300 / 500	6D22	4D22	3D22	6D22	387,25	273,04	530,93	372,35
B-12	300 / 500	4D22	2D22	3D22	6D22	272,89	144,20	373,90	196,02
B-13	300 / 500	6D22	4D22	3D22	6D22	387,25	273,04	530,93	372,35
B-14	300 / 500	6D22	4D22	3D22	6D22	387,25	273,04	530,93	372,35
B-15	350 / 600	7D22	7D22	3D22	6D22	446,32	446,32	611,63	611,63
B-16	300 / 500	4D22	2D22	3D22	6D22	272,89	144,20	373,90	196,02
B-17	300 / 500	4D22	2D22	3D22	6D22	272,89	144,20	373,90	196,02
BA-1	300 / 450	5D22	3D22	3D22	6D22	323,79	211,28	443,68	286,42
BA-2	300 / 450	5D22	2D22	3D22	6D22	323,65	149,16	442,70	200,26

3. Perhitungan Desain Kolom

Kolom merupakan komponen struktur utama yang memiliki fungsi menyalurkan beban yang berasal dari kolom ke pondasi, kemudian akan disalurkan menuju ke tanah. Kolom yang akan ditinjau untuk didesain adalah kolom 1 (K1). Berikut merupakan urutan perhitungan desain kolom.

a. Rekapitulasi momen kolom

Momen kolom didapatkan dari hasil analisis ETABS dimana besarnya momen pada setiap kolom dapat dilihat pada tabel 5.29 berikut:

Tabel 5.29 Rekapitulasi momen kolom

Kode	Pu	M2	M3	V2	V3
K1	7221,82	245,26	167,35	59,48	64,39
K2	7183,85	226,32	154,66	57,05	64,17

Lanjutan Tabel 5.29 Rekapitulasi momen kolom

Kode	Pu	M2	M3	V2	V3
K3	6574,05	380,40	172,40	96,01	152,05
K4	6658,42	238,10	229,97	136,41	119,80
K5	3729,72	396,57	183,80	113,70	178,38
K6	3993,54	237,76	251,06	154,88	134,81
K7	1513,88	458,08	201,71	151,12	262,57
K8	1635,62	271,98	278,08	209,39	190,14

b. Menghitung diagram Mn-Pn

Diketahui :

Mutu beton (f_c') = 39 MPaMutu baja tulangan pokok (f_y) = 400 MPaMutu baja tulangan sengkang (f_{ys}) = 240 MPaModulus elastisitas (E) = 200000 MPaRegangan kritis beton (ϵ_s) = 0,003Diameter tulangan pokok (ϕ_p) = 25 mmDiameter tulangan sengkang (ϕ_s) = 16 mmSelimut beton (P_b) = 40 mm

Jumlah tulangan arah X = 6 buah

Jumlah tulangan arah Y = 6 buah

Faktor reduksi (ϕ) = 0,65Koefisien blok tekan (β_1) = 0,77Regangan kritis baja (ϵ_y) = 0,002 P_u = 7011,47 kNRasio tulangan (ρ) = $\frac{(n_y \cdot 2 + (n_x - 2) \cdot 2) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_p^2}{A_{kolom}}$

$$= \frac{(8 \cdot 2 + (6 \cdot 2) \cdot 2) \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2)}{1100 \cdot 950}$$

= 1,19%

1) Sumbu X

$$\text{Lebar kolom } (b) = 1100 \quad \text{mm}$$

$$\text{Tinggi kolom } (h) = 900 \quad \text{mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan sisi x} = 6 \quad \text{buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &= \frac{b - (2 \cdot Pb + 2 \cdot Ds + n \cdot Dp)}{n - 1} \\ &= \frac{1100 - (2 \cdot 40 + 2 \cdot 16 + 6 \cdot 22)}{6 - 1} \\ &= 139 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds = ds' &= Pb + Ds + \frac{Dp}{2} \\ &= 40 + 16 + \frac{25}{2} \\ &= 68,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif arah X} &= b - ds \\ &= 1100 - 68,5 \\ &= 1031,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen arah X} = 167,35 \text{ kNm}$$

a) Kondisi Seimbang

$$\begin{aligned} ds = ds' &= Pb + Ds + \frac{Dp}{2} \\ &= 40 + 16 + \frac{25}{2} \\ &= 68,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 900 - 68,5 \\ &= 831,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d'' &= \frac{d - ds}{2} \\ &= \frac{831,5 - 68,5}{2} \\ &= 381,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c_b &= \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \cdot d \\ &= \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \cdot 831,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 498,90 \text{ mm} \\
 a &= \beta_1 \cdot c \\
 &= 0,77 \cdot 498,90 \\
 &= 384,87 \text{ mm} \\
 Cc &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 39 \cdot 384,87 \cdot 1100 \\
 &= 14034128,27 \text{ N} \\
 A_s = A_s' &= n_x \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D_p^2 \\
 &= 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \\
 &= 2945,24 \text{ mm}^2 \\
 T_s &= A_s \cdot f_y \\
 &= 2945,24 \cdot 400 \\
 &= 1178097,25 \text{ N} \\
 f_s' &= 400 \text{ Mpa} \\
 C_s &= A_s \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_y) \\
 &= 2945,24 \cdot (400 - 0,85 \cdot 39) \\
 &= 1080462,44 \text{ N} \\
 Pn_{balance} &= Cc + C_s - T_s \\
 &= 14034128,27 + 1080462,44 - 1178097,25 \\
 &= 13936493,46 \text{ N} \\
 &= 13936,49 \text{ kN} \\
 Mn_{balance} &= Cc \left(d - \frac{a}{2} - d' \right) + C_s (d - d' - d'') + T \cdot d'' \\
 &= 4476370839,67 \text{ Nmm} \\
 &= 4476,37 \text{ kNm} \\
 e_{balance} &= Mn / Pn \\
 &= \frac{4476,37}{13936493,46} \cdot 10^3 \\
 &= 321,20 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b) Kondisi aksial murni

$$Mn = 0$$

$$e = 0$$

$$A_g = b \cdot h$$

$$= 1100 \cdot 900$$

$$= 990000 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y)$$

$$= 0,85 \cdot 39 \cdot (990000 - 2945,24) + (990000 \cdot 400)$$

$$= 33898962,44 \text{ N}$$

$$= 33898,96 \text{ kN}$$

$$P_{n_{maks}} = 0,80 [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y)]$$

$$= 0,80 \cdot [0,85 \cdot 39 \cdot (990000 - 2945,24) + (990000 \cdot 400)]$$

$$= 33898962,44 \text{ N}$$

$$= 33898,96 \text{ kN}$$

c) Momen murni

$$P_n = 0$$

$$e = \sim$$

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

$$= \frac{2945,24 \cdot 400}{0,85 \cdot 39 \cdot 1100}$$

$$= 32,31 \text{ mm}$$

$$M_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right)$$

$$= 0,85 \cdot 39 \cdot 37,41 \cdot 1100 \left(881,50 - \frac{37,41}{2} - 406,50 \right)$$

$$= 511113003,14 \text{ Nmm}$$

$$= 511,11 \text{ kNm}$$

d) Kondisi keruntuhan tarik ($e > e_{balance}$)

$$d = h - d_s$$

$$= 900 - 68,5$$

$$= 831,50 \text{ mm}$$

$$d_s = d_s' = P_b + D_s + \frac{D_p}{2}$$

$$= 40 + 16 + \frac{25}{2}$$

$$= 68,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d'' &= \frac{d-ds}{2} \\
 &= \frac{831,5-68,5}{2} \\
 &= 381,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$f_c' = 39 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{aligned}
 A_s = A_s' &= n x \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D p^2 \\
 &= 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \\
 &= 2945,24 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} \\
 &= \frac{2945,24}{900 \cdot 881,50} \\
 &= 0,0032
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \\
 &= \frac{400}{0,85 \cdot 39} \\
 &= 12,07
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_{balance} &= \frac{Mn}{Pn} \\
 &= \frac{4476,37}{13936493,46} \cdot 10^3 \\
 &= 321,20 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kondisi keruntuhan tarik terjadi apabila nilai $e > e_{balance}$, sehingga:

$$\begin{aligned}
 e &= x \cdot e \\
 &= 2 \cdot 321,20 \\
 &= 642,40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pn &= 0,85 f_c' b d \left[\frac{h-2e}{2d} + \left\{ \left(\frac{h-2e}{2d} \right)^2 + 2 \rho m \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right\}^{\frac{1}{2}} \right] \\
 &= 3698 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$e = \frac{Mn}{Pn}$$

$$642,40 = \frac{Mn}{3698}$$

$$Mn = 642,40 \cdot 3698$$

$$= 2375,36 \text{ kNm}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan Mn-Pn pada kondisi keruntuhan tarik

Tabel 5.30 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn pada Kondisi Keruntuhan Tarik

x	e	Pn_tarik (kN)	Mn_tarik (kNm)
2	642,40	3698	2375,36
1,9	610,28	4141	2527,28
1,8	578,16	4675	2703,06
1,7	546,04	5320	2904,69
1,6	513,92	6095	3132,18
1,5	481,80	7020	3382,11
1,4	449,68	8108	3646,18
1,3	417,56	9366	3910,70
1,2	385,44	10786	4157,43
1,1	353,32	12356	4365,75

e) Kondisi keruntuhan tekan

$$\begin{aligned} d &= h - ds \\ &= 900 - 68,5 \\ &= 831,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds = ds' &= Pb + Ds + \frac{Dp}{2} \\ &= 40 + 16 + \frac{25}{2} \\ &= 68,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d'' &= \frac{d - ds}{2} \\ &= \frac{831,5 - 68,5}{2} \\ &= 381,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$fc' = 39 \text{ MPa}$$

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

$$As = As' = nx \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot Dp^2$$

$$= 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2$$

$$= 2945,24 \text{ mm}^2$$

$$e_{balance} = Mn/Pn$$

$$= \frac{4476,37}{13936493,46} \cdot 10^3$$

$$= 321,20 \text{ mm}$$

Kondisi keruntuhan tekan terjadi apabila $e < e_{balance}$, sehingga :

$$e = x \cdot e$$

$$= 0,9 \cdot 321,20$$

$$= 289,08 \text{ mm}$$

$$Pn = \frac{As \cdot fy}{\left[\frac{e}{(d-d')} + 0,5\right]} + \frac{b \cdot h \cdot fc'}{\left(\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18\right)}$$

$$= 18063 \text{ kN}$$

$$e = Mn/Pn$$

$$289,08 = Mn/18063$$

$$Mn = 289,08 \cdot 18063$$

$$= 5221,54 \text{ kNm}$$

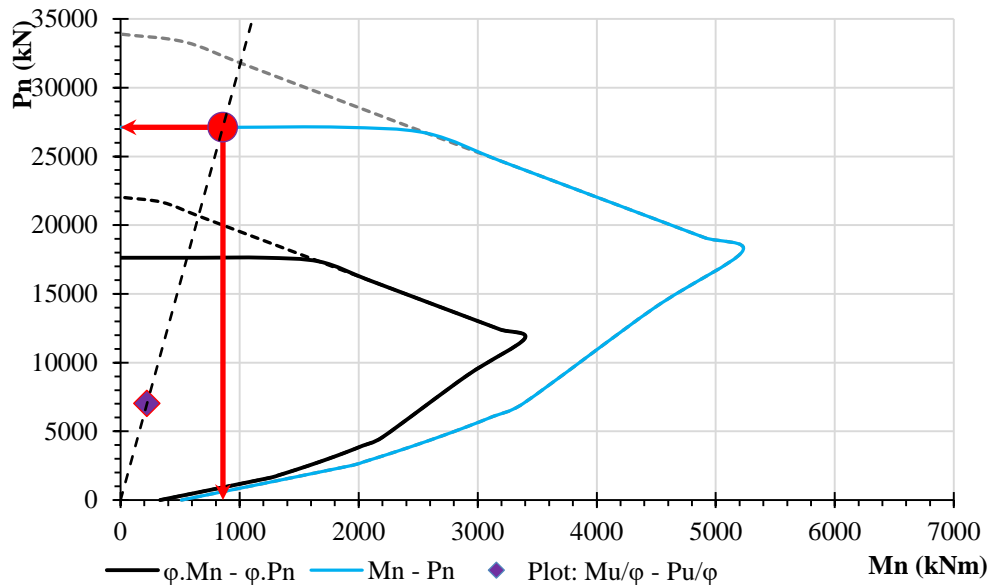
Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan Mn-Pn pada kondisi keruntuhan tekan

Tabel 5.31 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn pada Kondisi Keruntuhan Tekan

x	e	Pn_tekan (kN)	Mn_tekan (kNm)
0,9	289,08	18063	5221,54
0,8	256,96	19091	4905,54
0,7	224,84	20243	4551,44
0,6	192,72	21544	4151,87
0,5	160,60	23023	3697,49
0,4	128,48	24721	3176,14
0,3	96,36	26690	2571,82
0,2	64,24	29000	1862,97
0,1	32,12	31750	1019,79
0,05	16,06	33330	535,28

f) Grafik Mn-Pn

Berikut ini merupakan grafik Mn-Pn yang diperoleh dari hasil perhitungan Mn-Pn pada setiap kondisi yang kemudian diolah hingga menjadi grafik, grafik tersebut dapat dilihat pada gambar 5.29.



Gambar 5.29 Grafik Mn-Pn Arah X

Nilai Mn-Pn pada kolom K1 didapatkan dengan membuat titik untuk nilai Mu-Pu, kemudian membuat garis lurus dari titik 0 selanjutnya ke titik Mu-Pu dan terakhir membuat garis perpotongan antara diagram Mn-Pn dan garis lurus. Nilai Mn-Pn yang didapatkan dari grafik tersebut adalah $M_n = 860$ kNm dan $P_n = 27119,17$ kN.

2) Sumbu Y

$$\text{Lebar kolom } (b) = 900 \quad \text{mm}$$

$$\text{Tinggi kolom } (h) = 1100 \quad \text{mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan sisi } y = 8 \quad \text{buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &= \frac{b - (2 \cdot Pb + 2 \cdot Ds + n \cdot Dp)}{n - 1} \\ &= \frac{900 - (2 \cdot 40 + 2 \cdot 16 + 6 \cdot 22)}{8 - 1} \\ &= 73 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds = ds' &= Pb + Ds + \frac{Dp}{2} \\
 &= 40 + 16 + \frac{25}{2} \\
 &= 68,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi efektif arah X} &= b - ds \\
 &= 900 - 68,5 \\
 &= 831,50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Gaya aksial unit (Pu)} = 7011,47 \text{ kN}$$

$$\text{Momen arah Y} = 245,26 \text{ kNm}$$

a) Kondisi Seimbang

$$\begin{aligned}
 ds = ds' &= Pb + Ds + \frac{Dp}{2} \\
 &= 40 + 16 + \frac{25}{2} \\
 &= 68,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= b - ds \\
 &= 1100 - 68,5 \\
 &= 1031,50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d'' &= \frac{d - ds}{2} \\
 &= \frac{1031,5 - 68,5}{2} \\
 &= 481,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c_b &= \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \cdot d \\
 &= \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \cdot 831,50 \\
 &= 618,90 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \beta_1 \cdot c \\
 &= 0,77 \cdot 618,90 \\
 &= 477,44 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Cc &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\
 &= 0,85 \cdot 39 \cdot 477,44 \cdot 1100 \\
 &= 14244337,16 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$As = As' = ny \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot Dp^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 8 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \\
 &= 3926,99 \text{ mm}^2 \\
 T_s &= A_s \cdot f_y \\
 &= 3926,99 \cdot 400 \\
 &= 1570796,33 \text{ N} \\
 f_s' &= 400 \text{ Mpa} \\
 C_s &= A_s \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_y) \\
 &= 3926,99 \cdot (400 - 0,85 \cdot 39) \\
 &= 1440616,58 \text{ N} \\
 Pn_{balance} &= C_c + C_s - T_s \\
 &= 14244337,16 + 1440616,58 - \\
 &\quad 1570796,33 \\
 &= 14114157,41 \text{ N} \\
 &= 14114,16 \text{ kN} \\
 Mn_{balance} &= C_c \left(d - \frac{a}{2} - d' \right) + C_s (d - d' - d'') + T \cdot d'' \\
 &= 5883992934,53 \text{ Nmm} \\
 &= 5883,99 \text{ kNm} \\
 e_{balance} &= \frac{Mn}{Pn} \\
 &= \frac{5883,99}{14114,16} \cdot 10^3 \\
 &= 416,89 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b) Kondisi aksial murni

$$\begin{aligned}
 Mn &= 0 \\
 Ag &= b \cdot h \\
 &= 900 \cdot 1100 \\
 &= 990000 \text{ mm}^2 \\
 Pn &= 0,85 \cdot f_c' \cdot (Ag - As) + (As \cdot f_y) \\
 &= 0,85 \cdot 39 \cdot (990000 - 3926,99) + (990000 \cdot 400) \\
 &= 34259116,58 \text{ N} \\
 &= 34259,116 \text{ kN} \\
 e &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pn_{maks} &= 0,80 [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y)] \\
 &= 0,80 \cdot [0,85 \cdot 39 \cdot (990000 - 2945,24) + (990000 \cdot 400)] \\
 &= 27407293,3 \text{ N} \\
 &= 27407,293 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Momen murni

$$\begin{aligned}
 Pn &= 0 \\
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{2945,24 \cdot 400}{0,85 \cdot 39 \cdot 900} \\
 &= 52,65 \text{ mm} \\
 Mn &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) \\
 &= 0,85 \cdot 39 \cdot 52,65 \cdot 900 \left(831,50 - \frac{52,65}{2} - 481,50 \right) \\
 &= 822587198,77 \text{ Nmm} \\
 &= 822,59 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas = ~

d) Kondisi keruntuhan tarik

$$\begin{aligned}
 d &= b - ds \\
 &= 1100 - 68,5 \\
 &= 1031,50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds = ds' &= Pb + Ds + \frac{Dp}{2} \\
 &= 40 + 16 + \frac{25}{2} \\
 &= 68,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d'' &= \frac{d - ds}{2} \\
 &= \frac{1031,5 - 68,5}{2} \\
 &= 481,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$f_c' = 39 \text{ MPa}$$

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

$$A_s = A_s' = n_y \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot Dp^2$$

$$= 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2$$

$$= 2945,24 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} \\ &= \frac{2945,24}{900 \cdot 1031,5} \\ &= 0,0042 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \\ &= \frac{400}{0,85 \cdot 39} \\ &= 12,07 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{balance} &= \frac{M_n}{P_n} \\ &= \frac{5883,99}{14114,16} \cdot 10^3 \\ &= 416,89 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kondisi keruntuhan tarik terjadi apabila nilai $e > e_{balance}$, sehingga:

$$\begin{aligned} e &= x \cdot e \\ &= 2 \cdot 416,89 \\ &= 833,77 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 f_c' b d \left[\frac{h-2e}{2d} + \left\{ \left(\frac{h-2e}{2d} \right)^2 + 2 \rho m \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right\}^{\frac{1}{2}} \right] \\ &= 4259 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= \frac{M_n}{P_n} \\ 833,77 &= \frac{M_n}{4259} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 833,77 \cdot 4259 \\ &= 3551,24 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan Mn-Pn pada kondisi keruntuhan tarik yang dapat dilihat pada tabel 5.32.

Tabel 5.32 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn pada Kondisi Keruntuhan Tarik

x	e	Pn_tarik (kN)	Mn_tarik (kNm)
2	833,77	4259	3551,24
1,9	792,08	4712	3732,07
1,8	750,39	5247	3936,96
1,7	708,71	5880	4167,31
1,6	667,02	6631	4422,69
1,5	625,33	7515	4699,58
1,4	583,64	8550	4990,01
1,3	541,95	9744	5280,65
1,2	500,26	11100	5552,77
1,1	458,57	12612	5783,59

e) Kondisi keruntuhan tekan

$$\begin{aligned} d &= b - ds \\ &= 950 - 68,5 \\ &= 881,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ds = ds' &= Pb + Ds + \frac{Dp}{2} \\ &= 40 + 16 + \frac{25}{2} \\ &= 68,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d'' &= \frac{d - ds}{2} \\ &= \frac{881,5 - 68,5}{2} \end{aligned}$$

$$= 406,5 \text{ mm}$$

$$f_c' = 39 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{aligned} As = As' &= n_y \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot Dp^2 \\ &= 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \\ &= 2945,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{balance} &= \frac{Mn}{Pn} \\ &= \frac{5883,99}{14114,16} \cdot 10^3 \\ &= 416,89 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kondisi keruntuhan tekan terjadi apabila $e < e_{balance}$, sehingga :

$$\begin{aligned}
 e &= x \cdot e \\
 &= 0,9 \cdot 321,20 \\
 &= 289,08 \text{ mm} \\
 P_n &= \frac{A_s \cdot f_y}{\left[\frac{e}{(d-d')} + 0,5\right]} + \frac{b \cdot h \cdot f_c'}{\left(\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} + 1,18\right)} \\
 &= 18063 \text{ kN} \\
 e &= M_n / P_n \\
 289,08 &= M_n / 18063 \\
 M_n &= 289,08 \cdot 18063 \\
 &= 5221,54 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

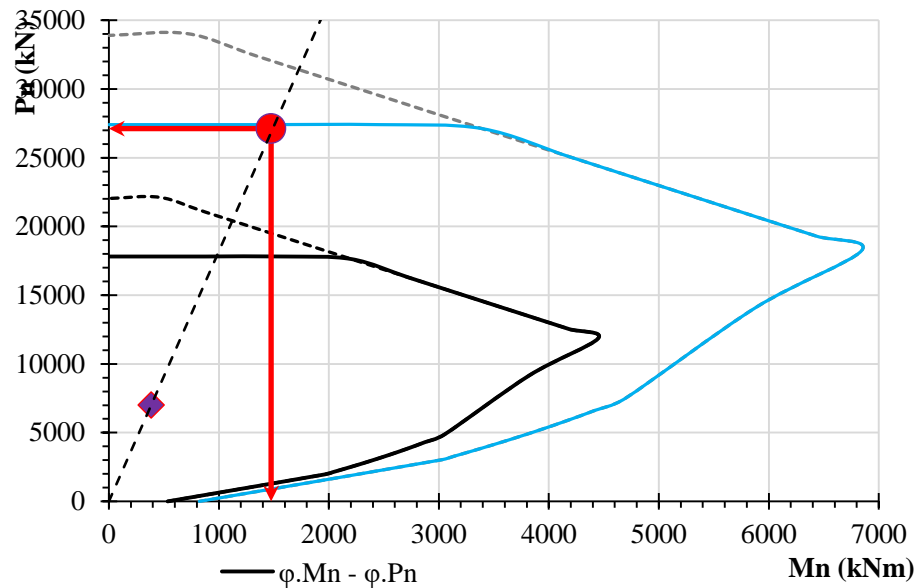
Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan Mn-Pn pada kondisi keruntuhan tekan yang dapat dilihat pada tabel 5.33.

Tabel 5.33 Rekapitulasi Perhitungan Mn-Pn pada Kondisi Keruntuhan Tekan

x	e	Pn_tekan (kN)	Mn_tekan (kNm)
0,9	375,20	18240	6843,51
0,8	333,51	19292	6434,05
0,7	291,82	20473	5974,52
0,6	250,13	21809	5455,10
0,5	208,44	23331	4863,26
0,4	166,75	25083	4182,66
0,3	125,07	27119	3391,69
0,2	83,38	29517	2461,01
0,1	41,69	32380	1349,89
0,05	20,84	34032	709,37

f) Grafik Mn-Pn

Berikut ini merupakan grafik Mn-Pn yang diperoleh dari hasil perhitungan Mn-Pn pada setiap kondisi yang kemudian diolah hingga menjadi grafik, grafik tersebut dapat dilihat pada gambar 5.30.



Gambar 5.30 Grafik Mn-Pn Arah Y

Nilai Mn-Pn pada kolom K1 didapatkan dengan membuat titik untuk nilai Mu-Pu, kemudian membuat garis lurus dari titik 0 selanjutnya ke titik Mu-Pu dan terakhir membuat garis perpotongan antara diagram Mn-Pn dan garis lurus. Nilai Mn-Pn yang didapatkan dari grafik tersebut adalah $M_n = 1475$ kNm dan $P_n = 27119,6995$ kN.

3) Rekapitulasi Mn-Pn

Berikut ini merupakan rekapitulasi Mn-Pn serta jumlah tulangan yang digunakan pada semua kolom.

Tabel 5.34 Rekapitulasi Mn-Pn dan Jumlah Tulangan Kolom

Kode Kolom	ARAH X		ARAH Y		Jumlah Tulangan Kolom
	Mn (kNm)	Pn (kN)	Mn (kNm)	Pn (kN)	
K1	860	27119	1475	27119	24 D25
K2	825	27119	1375	27119	24 D25
K3	825	17428	1400	17428	16 D25
K4	820	17428	950	17428	16 D25
K5	1115	12900	1550	11000	12 D25
K6	1050	13500	1125	13000	12 D25
K7	2050	8800	1400	3500	12 D25
K8	1900	9700	2000	9000	12 D25

4) Pengecekan SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Pengecekan *strong column weak beam* pada struktur eksisting mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 dimana nilai kekuatan lentur nominal pada kolom harus lebih besar dari 1,2 kali nilai kuat lentur nominal balok ($\Sigma M_{kolom} \geq 1,2 \Sigma M_{balok}$). Berikut ini merupakan hasil perhitungan pengecekan SCWB yang dapat dilihat pada tabel 5.35.

Tabel 5.35 Pengecekan SCWB

Kode	X		Y		Cek
	1,2 ΣM_{balok} (kNm)	ΣM_{kolom} (kNm)	1,2 ΣM_{balok} (kNm)	ΣM_{kolom} (kNm)	
K1	1675	1720	1752	2950	OK
K2	1635	1650	1816	2750	OK
K3	1635	1650	1906	2800	OK
K4	1635	1640	1816	1900	OK
K5	1635	2230	1906	3100	OK
K6	1635	2100	1906	2250	OK
K7	1635	4100	1816	2800	OK
K8	1635	3800	1906	4000	OK

c. Desain tulangan geser kolom

Diketahui :

Kodefikasi kolom	= K1	
Lebar kolom (b)	= 1100	mm
Panjang kolom (h)	= 900	mm
Diameter tulangan pokok (D_p)	= 25	mm
Diameter tulangan sengkang (D_s)	= 16	mm
Mutu beton (f_c')	= 39	MPa
M_{pr_kolom} atas+kolom bawah (X)	= 860	kNm
M_{pr_kolom} atas+kolom bawah (Y)	= 1475	kNm
Faktor reduksi gaya geser ($\phi_{sengkang}$)	= 0,75	
Mutu baja tulangan pokok (f_y)	= 400	MPa

1) Desain tulangan arah X

a) Tinjauan sumbu X

$$\text{Lebar kolom } (b) = 1100 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi kolom } (h) = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (Pb) = 40 \text{ mm}$$

b) Panjang daerah sendi plastis

$$\text{Panjang bersih kolom } (Ln) = 3850 \text{ mm}$$

Syarat :

$$(1) h = 900 \text{ mm}$$

$$(2) Ln/6 = 3850/6 = 641,67 \text{ mm}$$

$$(3) 450 \text{ mm}$$

Maka, panjang daerah sendi plastis yang digunakan sebesar 900 mm.

c) Desain *confinement* (kekangan)

(1) Daerah sendi plastis

$$\begin{aligned} \text{Lebar efektif } (be) &= b - (2Pb + Ds/2) \\ &= 1100 - (2 \cdot 40 + 16/2) \\ &= 1012 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif } (he) &= h - (2Pb + Ds/2) \\ &= 900 - (2 \cdot 40 + 16/2) \\ &= 812 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas efektif beton } (Ach) &= be \cdot he \\ &= 1012 \cdot 812 \\ &= 821744 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas kotor beton } (Ag) &= b \cdot h \\ &= 1100 \times 900 \\ &= 990000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left(\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right) &= \left(\left(\frac{990000}{821744} \right) - 1 \right) \\ &= 0,205 \end{aligned}$$

Jumlah sengkang(n)= 5 kaki

$$\text{Luas tulangan sengkang } (Ash) = n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot Ds^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 5 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 16^2 \\
 &= 1005,309 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak tulangan sengkang (1)} &= \frac{f_y \cdot A_{sh}}{0,3 \cdot b_e \cdot f_c' \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)} \\
 &= \frac{400 \cdot 1005,309}{0,3 \cdot 1012 \cdot 39 \cdot 0,308} \\
 &= 166 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan sengkang (2)} &= \frac{f_y \cdot A_{sh}}{0,09 \cdot b_e \cdot f_c'} \\
 &= \frac{400 \cdot 1005,309}{0,09 \cdot 1012 \cdot 39} \\
 &= 113 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat tulangan sengkang :

$$\begin{aligned}
 \text{(a) } b/4 &= 1100/4 = 275 \text{ mm} \\
 \text{(b) } 6 \cdot D_p &= 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm} \\
 \text{(c) } h_{sx} &= 200 \text{ mm} \\
 \text{(d) } &100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka jarak tulangan yang digunakan sebesar 100 mm.

(2) Daerah luar sendi plastis

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar efektif (} b_e \text{)} &= b - (2Pb + Ds/2) \\
 &= 1100 - (2 \cdot 40 + 16/2) \\
 &= 1082 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi efektif (} h_e \text{)} &= h - (2Pb + Ds/2) \\
 &= 900 - (2 \cdot 40 + 16/2) \\
 &= 612 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jumlah sengkang(n)= 2 kaki

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan sengkang (} A_{sh} \text{)} &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D_s^2 \\
 &= 2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 16^2 \\
 &= 402,124 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Syarat tulangan sengkang :

$$\begin{aligned}
 \text{(e) } 6 \cdot D_p &= 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm} \\
 \text{(f) } &150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, jarak tulangan yang digunakan sebesar 150 mm

d) Gaya geser desain

$$V_2 \text{ (Analisis Struktur)} = 59,48 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser desain (} V_d \text{)} &= \frac{1720}{3850/1000} \\ &= 447 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya geser ultimit (} V_u \text{)} = 447 \text{ kN (nilai terbesar diantara } V_2 \text{ dan } V_g \text{)}$$

$$\text{gaya tekan kolom (} N_u \text{)} = 7011 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ditahan beton (} V_c \text{)} &= 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14Ag} \right] \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d \\ &= 972 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ditahan baja (} V_s \text{)} &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{447}{0,75} - 972 \\ &= -375858 \text{ N} \end{aligned}$$

s desain

$$(1) S_{min1} = \frac{A_v}{0,062 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b/f_y} = 944,15 \text{ mm}$$

$$(2) S_{min2} = \frac{A_v}{0,35 \cdot b/f_y} = 1044,48 \text{ mm}$$

$$(3) \text{ Stambahan} = 944,15 \text{ mm}$$

2) Desain tulangan arah Y

a) Tinjauan sumbu Y

$$\text{Lebar kolom (} b \text{)} = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi kolom (} h \text{)} = 1100 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton (} P_b \text{)} = 40 \text{ mm}$$

b) Panjang daerah sendi plastis

$$\text{Panjang bersih kolom (} L_n \text{)} = 3850 \text{ mm}$$

Syarat :

$$(1) h = 1100 \text{ mm}$$

$$(2) L_n/6 = 3850/6 = 641,67 \text{ mm}$$

(3) 450 mm

Maka, panjang daerah sendi plastis yang digunakan sebesar 1100 mm.

c) Desain *confinement* (kekangan)

(1) Daerah sendi plastis

$$\begin{aligned} \text{Lebar efektif } (be) &= b - (2Pb + Ds/2) \\ &= 900 - (2 \cdot 40 + 16/2) \\ &= 812 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif } (he) &= h - (2Pb + Ds/2) \\ &= 1100 - (2 \cdot 40 + 16/2) \\ &= 1012 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas efektif beton } (Ach) &= be \cdot he \\ &= 812 \cdot 1012 \\ &= 821744 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas kotor beton } (Ag) &= b \cdot h \\ &= 900 \times 1100 \\ &= 990000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left(\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right) &= \left(\left(\frac{990000}{821744} \right) - 1 \right) \\ &= 0,205 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah sengkang } (n) = 4 \text{ kaki}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan sengkang } (Ash) &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot Ds^2 \\ &= 4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 804,245 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan rengkang } (1) &= \frac{fy \cdot Ash}{0,3 \cdot be \cdot fc' \cdot \left(\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right)} \\ &= \frac{400 \cdot 804,245}{0,3 \cdot 812 \cdot 39 \cdot 0,205} \\ &= 165 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan rengkang (2)} &= \frac{f_y \cdot A_{sh}}{0,09 \cdot b_e \cdot f_c'} \\ &= \frac{400 \cdot 804,245}{0,09 \cdot 812 \cdot 39} \\ &= 113 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat tulangan sengkang :

$$(a) \frac{b}{4} = \frac{700}{4} = 225 \text{ mm}$$

$$(b) 6 \cdot D_p = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$$

$$(c) h_{sx} = 200 \text{ mm}$$

$$(d) 100 \text{ mm}$$

Maka jarak tulangan yang digunakan sebesar 100 mm.

(2) Daerah luar sendi plastis

$$\begin{aligned} \text{Lebar efektif (} b_e \text{)} &= b - (2Pb + D_s/2) \\ &= 900 - (2 \cdot 40 + 16/2) \\ &= 812 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif (} h_e \text{)} &= h - (2Pb + D_s/2) \\ &= 1100 - (2 \cdot 40 + 16/2) \\ &= 1012 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah sengkang (} n \text{)} = 2 \text{ kaki}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan sengkang (} A_{sh} \text{)} &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D_s^2 \\ &= 2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 16^2 \\ &= 402,124 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat tulangan sengkang :

$$(a) 6 \cdot D_p = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$$

$$(b) 150 \text{ mm}$$

Maka, jarak tulangan yang digunakan sebesar 150 mm

d) Gaya geser desain

$$V_2 \text{ (Analisis Struktur)} = 64 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser desain } (Vd) &= \frac{2950}{3850/1000} \\ &= 766 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya geser ultimit } (Vu) = 766 \text{ kN (nilai terbesar diantara } V2 \text{ dan } Vg)$$

$$\text{gaya tekan kolom } (Nu) = 7222 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ditahan beton } (Vc) &= 0,17 \left[1 + \frac{Nu}{14Ag} \right] \frac{\sqrt{f'c'}}{6} b_w d \\ &= 986 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ditahan baja } (Vs) &= \frac{Vu}{\phi} - Vc \\ &= \frac{766}{0,75} - 986 \\ &= 35549 \text{ N} \end{aligned}$$

s desain

$$(1) s = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = 9335 \text{ mm}$$

$$(2) s_{min1} = \frac{Av}{0,062 \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b/fy} = 923,17 \text{ mm}$$

$$(3) s_{min2} = \frac{Av}{0,35 \cdot b/fy} = 1021,27 \text{ mm}$$

$$(4) s_{tambahan} = 923,17 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan desain geser kolom yang dapat dilihat pada tabel 5.36.

Tabel 5.36 Rekapitulasi Desain Geser Kolom

Kode Kolom	ARAH X		ARAH Y		Panjang sendi plastis (mm)
	plastis	luar plastis	plastis	luar plastis	
K1	2.5D16-100	D16-150	2D16-100	D16-150	900
K2	2.5D16-100	D16-150	2D16-100	D16-150	900
K3	2D16-100	D16-150	1.5D16-100	D16-150	800
K4	2D16-100	D16-150	1.5D16-100	D16-150	800
K5	1.5D16-100	D16-150	1.5D16-100	D16-150	700
K6	1.5D16-100	D16-150	1.5D16-100	D16-150	700
K7	1.5D16-100	D16-150	1.5D16-100	D16-150	700
K8	1.5D16-100	D16-150	1.5D16-100	D16-150	700

4. Perhitungan Desain Dinding Geser

Perhitungan desain dinding geser mengacu pada SNI 2847:2013, berikut merupakan penjabaran perhitungan desain dinding geser pada SW 1 arah X.

Diketahui :

$$M_u = 29001 \quad \text{kNm}$$

$$P_u = 18965 \quad \text{kN}$$

$$V_u = 4277 \quad \text{kN}$$

$$\text{Tebal dinding geser } (t_w) = 400 \quad \text{mm}$$

$$L = 4200 \quad \text{mm}$$

$$\text{Panjang kolom } (h_k) = 700 \quad \text{mm}$$

$$\text{Lebar kolom } (b_k) = 700 \quad \text{mm}$$

$$\text{Tinggi dinding geser total } (h_w) = 39750 \quad \text{mm}$$

$$\text{Diameter tulangan longitudinal badan } (d_l) = 19 \quad \text{mm}$$

$$\text{Diameter tulangan transversal badan } (d_t) = 19 \quad \text{mm}$$

$$\text{Diameter tulangan kolom } (d_b) = 25 \quad \text{mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f_c') = 39 \quad \text{MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja tulangan } (f_y) = 400 \quad \text{MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang total } (L_w) &= L + h_k \\ &= 4200 + 700 \\ &= 4900 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang bersih } (L_n) &= L - h_k \\ &= 4200 - 700 \\ &= 3500 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang melintang } (A_{cv}) &= t_w \cdot L_w \\ &= 400 \cdot 4900 \\ &= 1960000 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas total dinding geser } (A_w) &= t_w \cdot L_n + 2 (b_k \cdot h_k) \\ &= 400 \cdot 3500 + 2 (700 \cdot 700) \\ &= 2380000 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\phi = 0,75$$

a. Kebutuhan tulangan minimum

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser } (Vu) &= \frac{Vu}{\phi} \\ &= \frac{4277 \cdot 1000}{0,75} \\ &= 5702412 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas zona 1} &= 0,083 A_{cv} \sqrt{f_c'} \\ &= 0,083 \cdot 1960000 \cdot \sqrt{39} \\ &= 1015936 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas zona 2} &= 0,17 A_{cv} \sqrt{f_c'} \\ &= 0,17 \cdot 1960000 \cdot \sqrt{39} \\ &= 2080833 \text{ N} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan batas zona diatas, maka SW 1 termasuk pada zona 3

$$\rho_{l_{min}} = 0,0025$$

$$\rho_{t_{min}} = 0,0025$$

Berdasarkan perhitungan rasio momen diatas, maka jumlah lapis tulangan yang digunakan adalah 2 lapis.

b. Pengecekan terhadap gaya dalam aksial lentur

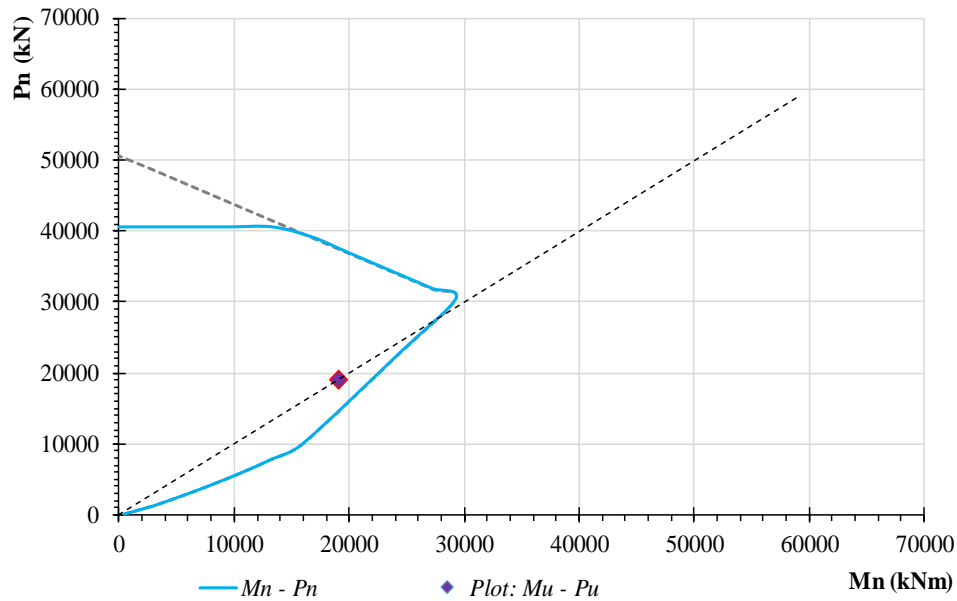
$$s = 300 \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, dapat diketahui bahwa jarak antar tulangan (s) sebesar 300 mm telah memenuhi syarat jarak tulangan yaitu sebesar 450 mm.

$$\begin{aligned} \rho_l &= n \cdot \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_b^2}{tw \cdot s} \\ &= 2 \cdot \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 19^2}{400 \cdot 300} \\ &= 0,00473 > \rho_{l_{min}} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas dapat diketahui bahwa rasio tulangan lebih besar daripada rasio tulangan minimal, sehingga telah memenuhi syarat.

Berikut ini merupakan grafik kontrol gaya aksial lentur pada dinding geser yang dapat dilihat pada gambar 5.31.



Gambar 5.31 Grafik Mn-Pn Dinding Geser

Berdasarkan perhitungan diatas, maka tulangan longitudinal yang digunakan adalah 2 D19-300.

- c. Pemeriksaan kapasitas geser

$$\begin{aligned} h_w/L_w &= 39750/6400 \\ &= 8,11 \end{aligned}$$

Maka α_c yang digunakan apabila h_w/L_w lebih dari 2 adalah 0,17.

$$s = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_T &= n \cdot \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_K^2}{t_w \cdot s} \\ &= 2 \cdot \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 19^2}{400 \cdot 300} \\ &= 0,00473 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= A_c v (\alpha_c \cdot \sqrt{f_c'} + \rho_t \cdot f_y) \\ &= 1960000 (0,17 \cdot \sqrt{39} + 0,00473 \cdot 400) \\ &= 5785609 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{n_{max}} = 0,66 \cdot A_c v \cdot \sqrt{f_c'}$$

$$= 0,66 \cdot 1960000 \cdot \sqrt{39}$$

$$= 8078529 \text{ N}$$

$$Vn_{pakai} = 5785609 \text{ N} > Vn/\phi = 4675897 \text{ N}$$

Berdasarkan perhitungan diatas maka Vn telah memenuhi syarat, sehingga tulangan yang digunakan adalah 2 D19-300. Berikut ini merupakan rekapitulasi dari perhitungan dinding geser pada struktur gedung Jogja Apartel yang dapat dilihat pada tabel 5.36

Tabel 5.37 Rekapitulasi Penulangan Dinding Geser Struktur Eksisting

Kode	Arah	Tulangan Dinding Geser	
		Longitudinal	Transversal
SW1	X	2 D19-300	2 D19-300
SW1	Y	2 D19-300	2 D19-300
SW2	X	2 D19-300	2 D19-300
SW3	X	2 D19-300	2 D19-300
SW3	Y	2 D19-300	2 D19-300
SW4	X	2 D19-300	2 D19-300
SW4	Y	2 D19-300	2 D19-300
SW5	X	2 D19-300	2 D19-300
SW6	X	2 D19-300	2 D19-300
SW6	Y	2 D19-300	2 D19-300
SW7	X	2 D19-300	2 D19-300
SW7	Y	2 D19-300	2 D19-300
SW8	X	2 D19-300	2 D19-300
SW8	Y	2 D19-300	2 D19-300
SW9	X	2 D19-250	2 D19-250
SW9	Y	2 D19-300	2 D19-300
SW10	X	2 D19-250	2 D19-250

5.4 Struktur Redesain

5.4.1 Preliminary Design

Preliminary design merupakan desain awal atau estimasi awal pada suatu struktur yang bertujuan untuk menentukan dimensi penampang profil baja serta kebutuhan struktur lain. Apabila *preliminary design* telah ditentukan, maka

dilakukan analisis dan cek keamanan pada struktur sesuai dengan peraturan yang berlaku. Penelitian ini menggunakan profil baja dari PT. Gunung Garuda untuk kebutuhan estimasi awal dan menyesuaikan ukuran profil yang tersedia. *Preliminary design* pada penelitian ini meliputi struktur pelat, balok dan kolom.

1. Pelat

Perencanaan pelat pada gedung Jogja Apartel menggunakan pelat komposit dengan *floordeck* yang memiliki fungsi sebagai bekesting tetap dan pengganti tulangan positif satu arah. Produk *floordeck* yang digunakan untuk penelitian ini adalah dari SUPER FLOORDECK. Perhitungan estimasi pada gedung Jogja Apartel adalah sebagai berikut.

a. Perhitungan beban hidup berguna

Beban hidup berguna yang akan digunakan untuk penelitian ini didapatkan dari jumlah dari beban hidup dengan beban finishing lainnya. Perhitungan dari beban hidup berguna adalah sebagai berikut.

Q_L	= 2,64	kN/m ²
Keramik	= 0,24	kN/m ²
Spesi	= 0,21	kN/m ²
Pasir	= 0,64	kN/m ²
<i>Floordeck</i>	= 0,10	kN/m ²
Plafon	= 0,20	kN/m ²
<u>Instalasi Listrik dan Plumbing</u>	= 0,20	kN/m ² +
	= 4,23	kN/m ²
	= 431,34	kg/m ² \approx 500 kg/m ²

Berdasarkan katalog spesifikasi *super floordeck* yang terdapat pada tabel 3. Didapatkan nilai tebal pelat sebesar 9 cm dan tebal *floordeck* 0,75 mm sehingga tebal pelat lantai seluruhnya adalah 10 cm.

b. Perhitungan tulangan positif

Perhitungan tulangan positif fiabaikan karena *floordeck* dapat menggantikan tulangan positif pada pelat komposit.

c. Perhitungan tulangan negatif

Bentang menerus tulangan negatif (A_s) = 1,79 cm²/m

$$\begin{aligned}
 &= 179 \text{ mm}^2/\text{m} \\
 \text{Asumsi tulangan rencana} &= \Phi 10 - 150 \\
 \text{As} &= 0,25\pi d^2 \\
 &= 0,25 \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,54 \text{ mm}^2 \\
 \text{As pada pelat 1 meter} &= \frac{78,54 \times 1000}{150} \\
 &= 523,6 \text{ mm}^2/\text{m} > 179 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas dapat diketahui bahwa tulangan rencana $\Phi 10 - 150$ telah memenuhi syarat.

2. Balok

Preliminary design balok yang pada redesain gedung Jogja Apartel meliputi estimasi penampang profil balok, panjang bentang tanpa pengaku, cek persyaratan kekuatan serta kekakuan pada bresing(balok anak). Profil baja yang digunakan adalah penampang IWF dari PT. Gunung Garuda. Berikut ini adalah urutan *preliminary design* pada balok.

a. Estimasi penampang profil balok

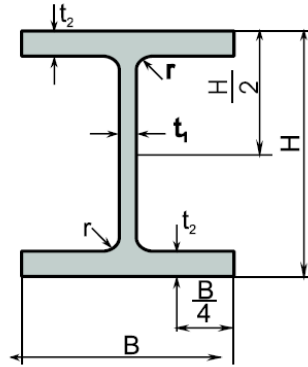
Estimasi penampang profil balok pada gedung Jogja Apartel diawali dengan menentukan tinggi profil balok induk (H) yaitu $1/20$ dari panjang bentang balok (L), sedangkan untuk balok anak adalah $1/25$ dari panjang bentang balok anak (L). Lebar profil pada balok (B) yaitu $1/2$ dari tinggi profil balok (H). Hasil perhitungan *preliminary design* merupakan estimasi awal yang selanjutnya dianalisis untuk dicek apakah penampang profil baja tersebut memenuhi syarat keamanan struktur atau tidak. Apabila belum memenuhi syarat, dapat dirubah dimensi penampang profil baja hingga memenuhi syarat keamanan struktur. Berikut ini adalah rekapitulasi dari *preliminary design* pada profil baja yang dapat dilihat pada tabel 5.38.

Tabel 5.38 Estimasi Penampang Profil Balok

Kode Balok	Bentang	Tinggi (d), mm	Lebar (bf), mm	t1, mm	t2, mm	r, mm
B1	8000	450	200	9	14	18
B2	7750	450	200	9	14	18
B3	7500	450	200	9	14	18
B4	7000	450	200	9	14	18
B5	6500	450	200	9	14	18
B6	6000	450	200	9	14	18
B7	5800	450	200	9	14	18
B8	5500	450	200	9	14	18
B9	5350	450	200	9	14	18
B10	5000	450	200	9	14	18
B11	4750	450	200	9	14	18
B12	4250	450	200	9	14	18
B13	4200	450	200	9	14	18
B14	4000	450	200	9	14	18
B15	3750	450	200	9	14	18
B16	3500	450	200	9	14	18
B17	3000	450	200	9	14	18
B18	2900	450	200	9	14	18
B19	2400	450	200	9	14	18
B20	2000	450	200	9	14	18
B21	1500	450	200	9	14	18
B22	1250	450	200	9	14	18
B23	3500	450	200	9	14	18
B24	8100	500	200	10	16	20
B25	5700	450	200	9	14	18
B26	5750	450	200	9	14	18
BA1	2900	300	150	6,5	9	13
BA2	5000	300	150	6,5	9	13
BA3	5500	300	150	6,5	9	13
BA4	6000	300	150	6,5	9	13
BA5	7500	300	150	6,5	9	13
BA6	3000	300	150	6,5	9	13
BA7	4750	300	150	6,5	9	13
BA8	6400	300	150	6,5	9	13
BA9	6450	300	150	6,5	9	13
BA10	7400	300	150	6,5	9	13
BK1	2000	450	200	9	14	18
BK2	1250	450	200	9	14	18

3. Kolom

Perencanaan dimensi kolom pada gedung Jogja Apartel menggunakan profil IWF 700 x 300 dengan detail profil sebagai berikut ini.

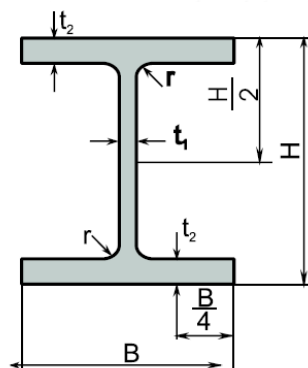


Gambar 5.32 Penampang Profil IWF

H	= 700	mm	Iy	= 9020 x 10 ⁴	mm
bf	= 300	mm	rx	= 293	mm
tw	= 13	mm	ry	= 67,8	mm
tf	= 24	mm	Sx	= 5760 x 10 ³	mm
r	= 28	mm	Sy	= 772 x 10 ³	mm
Ix	= 181000 x 10 ⁴	mm			

4. Bresing

Perencanaan dimensi bresing pada struktur gedung Jogja Apartel menggunakan profil H 250 x 250 dengan detail profil sebagai berikut.

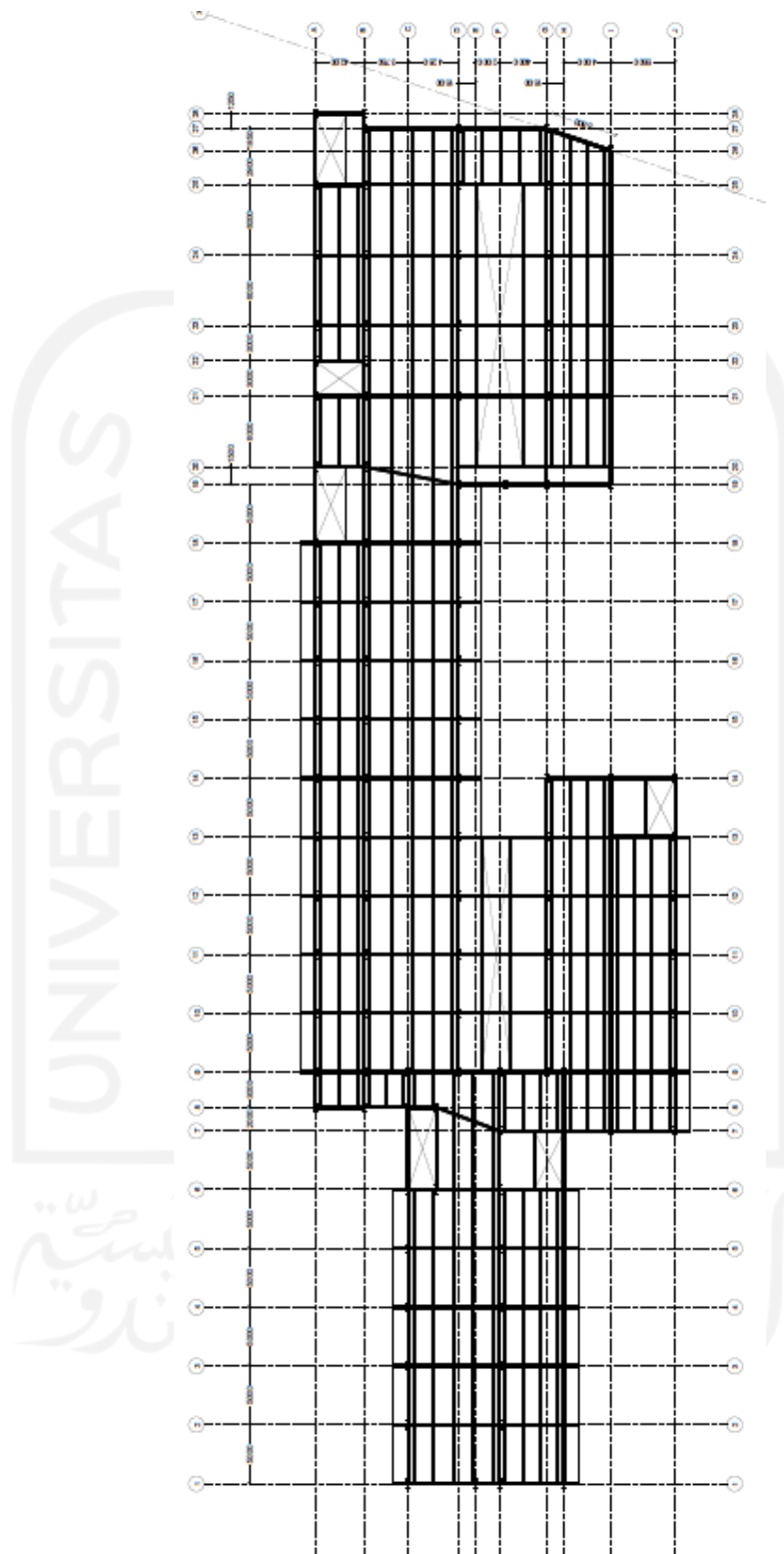


Gambar 5.33 Penampang Profil IWF

H	= 250	mm	I _y	= 3650 x 10 ⁴	mm ⁴
bf	= 250	mm	r _x	= 108	mm
tw	= 9	mm	r _y	= 62,9	mm
tf	= 14	mm	S _x	= 867 x 10 ³	mm ³
r	= 16	mm	S _y	= 292 x 10 ³	mm ³
I _x	= 10800 x 10 ⁴	mm ⁴			

Berikut ini merupakan denah struktur dari preliminary design gedung Jogja Apartel struktur eksisting dapat dilihat pada gambar 5.34.





Gambar 5.34 Denah Struktur Redesain

Sumber : *autocad*

5.4.2 Beban Gempa Struktur Redesain

Beban gempa yang digunakan mengacu pada SNI 1726:2012, tentang tata Cara Perencanaan dan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Perhitungan beban gempa dapat dilihat sebagai berikut ini.

1. Lokasi gedung = Yogyakarta
2. Fungsi gedung = Apartemen
3. Kategori risiko bangunan = II (SNI 1726:2012 Tabel 1)
4. Faktor keutamaan gempa = 1 (SNI 1726:2012 Tabel 2)
5. Klasifikasi situs = Tanah Sedang (SD)
6. Parameter percepatan dasar periode pendek (S_s) = 1,37
7. Parameter percepatan dasar periode 1 detik (S_1) = 0,505
8. Faktor percepatan getaran periode pendek (F_a) = 1
9. Faktor percepatan getaran periode 1 detik (F_v) = 1,5
10. Parameter spectrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS})

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \\ &= 1 \times 1,37 \\ &= 1,37 \end{aligned}$$

11. Parameter spektrum respon percepatan pada periode 1 detik (S_{M1})

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,5 \times 0,505 \\ &= 0,757 \end{aligned}$$

12. Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek (S_{DS})

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} \times S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} \times 1,37 \\ &= 0,913 \end{aligned}$$

13. Parameter percepatan spectral desain untuk periode 1 detik (S_{D1})

$$\begin{aligned} S_{D1} &= \frac{2}{3} \times S_{M1} \\ &= \frac{2}{3} \times 0,757 \\ &= 0,505 \end{aligned}$$

14. Koefisien resiko terpetakan, periode spectral (C_{RS}) = 0,912

15. Koefisien risiko terpetakan, perioda respons spectral 1 detik (C_{R1}) = 0,95

16. $SD_{sr} = S_{DS} \times C_{RS}$

$$= 0,913 \times 0,912$$

$$= 0,833$$

17. $SD_{1r} = S_{D1} \times C_{R1}$

$$= 0,505 \times 0,95$$

$$= 0,479$$

18. Kategori desain seismic (KDS) = D

19. Koefisien modifikasi respons (R) = 7

20. Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5

21. Koefisien batas atas (C_u) = 1,4

22. Nilai parameter perioda pendekatan (α) = 0,75

23. Perioda fundamental (T_a)

$$T_a = C_t h_n^\alpha$$

$$= 0,0488 \times 39,75^{0,75}$$

$$= 0,773$$

24. Periode bangunan (T_c)

Nilai T_c didapatkan dari analisis ETABS menggunakan analisis “Modal”.

Setelah itu didapatkan nilai T_c sebagai berikut :

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	1,682	0,595	3,736	13,9579

Gambar 5.35 Nilai T_c Struktur Redesain

Berdasarkan gambar diatas dapat diketahui bahwa nilai T_c adalah 1,682.

25. T_{pakai}

Berdasarkan perhitungan sebelumnya, didapatkan :

$$T_c \quad : 1,682$$

$$T_a \quad : 0,773$$

$$C_u T_a \quad : 1,082$$

Nilai T pakai didapatkan berdasarkan ketentuan yaitu :

$$T_c > C_u T_a \quad \text{gunakan } T = C_u T_a$$

$$T_a < T_c < C_u T_a \quad \text{gunakan } T = T_c$$

$$T_c < T_a \quad \text{gunakan } T = T_a$$

Berdasarkan keterangan diatas dapat diketahui bahwa nilai T_c lebih besar dari $C_u T_a$ sehingga, T_{pakai} adalah 1,082.

26. Koefisien respon seismic (C_s)

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1, koefisien respons seismic C_s harus ditentukan oleh persamaan berikut :

$$\begin{aligned} C_{s1} &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,833}{\left(\frac{7}{1}\right)} \\ &= 0,119 \end{aligned}$$

Nilai C_{s1} tidak perlu melebihi berikut ini :

$$\begin{aligned} C_{s2} &= \frac{S_{D1r}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,479}{1,082 \left(\frac{7}{1}\right)} \\ &= 0,063 \end{aligned}$$

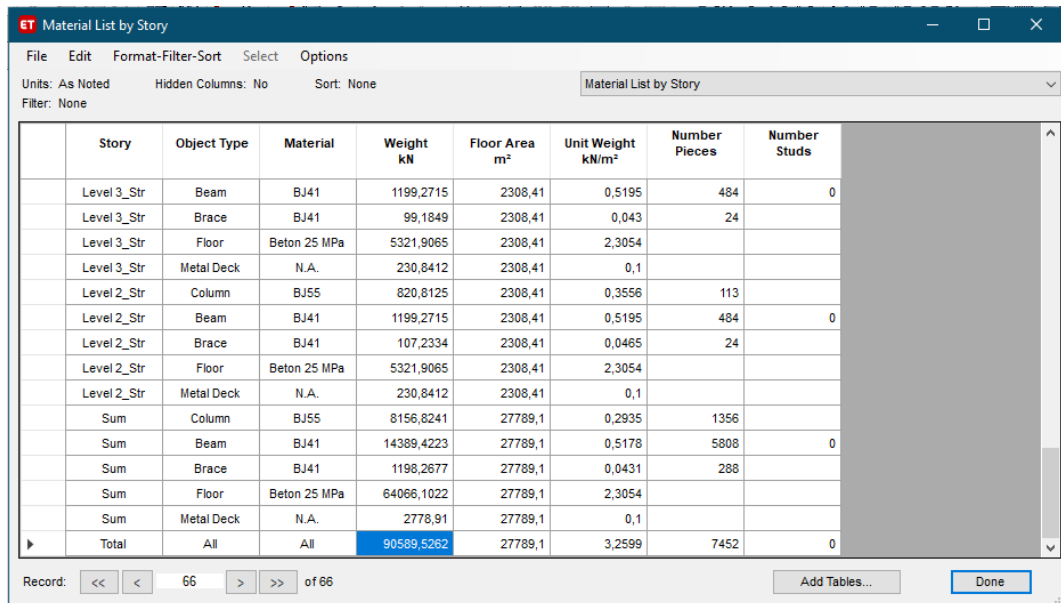
Nilai C_{s1} harus kurang dari berikut ini :

$$\begin{aligned} C_{s3} &= 0,044 S_{Dsr} I_e \\ &= 0,044 \cdot 0,833 \cdot 1 \\ &= 0,0367 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas dapat diketahui bahwa nilai $C_{s3} < C_{s1} > C_{s2}$, maka nilai C_s yang digunakan adalah sebesar 0,063

27. Berat bangunan(W)

Berat bangunan struktur eksisting diperoleh dari ETABS dimana berat yang diperoleh adalah sebagai berikut :



Story	Object Type	Material	Weight kN	Floor Area m ²	Unit Weight kN/m ²	Number Pieces	Number Studs
Level 3_Str	Beam	BJ41	1199,2715	2308,41	0,5195	484	0
Level 3_Str	Brace	BJ41	99,1849	2308,41	0,043	24	
Level 3_Str	Floor	Beton 25 MPa	5321,9065	2308,41	2,3054		
Level 3_Str	Metal Deck	N.A.	230,8412	2308,41	0,1		
Level 2_Str	Column	BJ55	820,8125	2308,41	0,3556	113	
Level 2_Str	Beam	BJ41	1199,2715	2308,41	0,5195	484	0
Level 2_Str	Brace	BJ41	107,2334	2308,41	0,0465	24	
Level 2_Str	Floor	Beton 25 MPa	5321,9065	2308,41	2,3054		
Level 2_Str	Metal Deck	N.A.	230,8412	2308,41	0,1		
Sum	Column	BJ55	8156,8241	27789,1	0,2935	1356	
Sum	Beam	BJ41	14389,4223	27789,1	0,5178	5808	0
Sum	Brace	BJ41	1198,2677	27789,1	0,0431	288	
Sum	Floor	Beton 25 MPa	64066,1022	27789,1	2,3054		
Sum	Metal Deck	N.A.	2778,91	27789,1	0,1		
Total	All	All	90589,5262	27789,1	3,2599	7452	0

Gambar 5.36 Berat Bangunan Struktur Redesain

Sumber : ETABS

28. Gaya geser serismik (V)

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,063 \times 90589,5262 \\
 &= 7168,87 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.4.3 Beban Notional

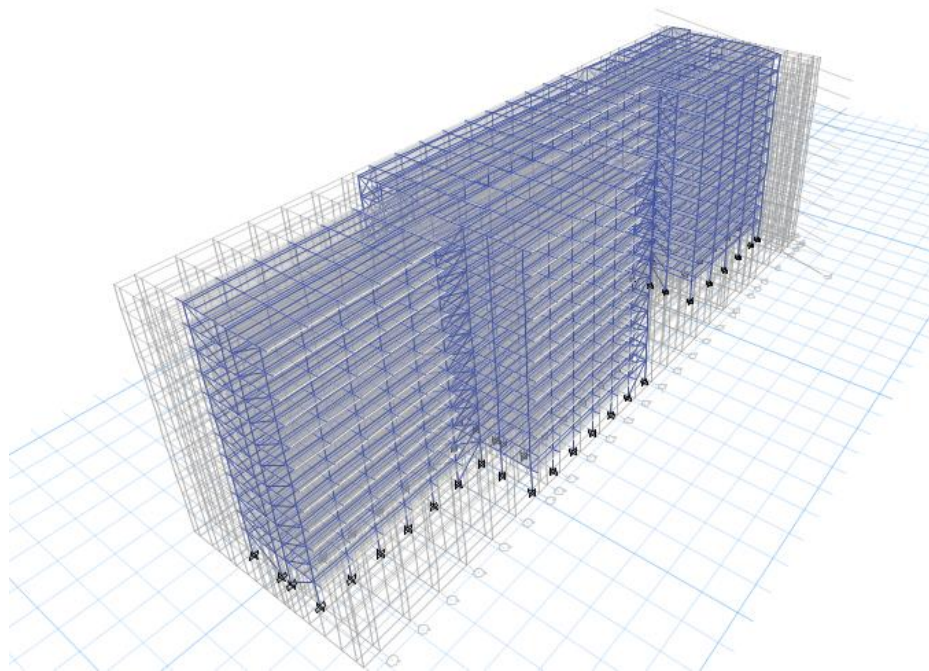
Perhitungan beban notional mengacu pada SNI 1729:2015 yang telah dijelaskan pada subbab 3.24. Berikut ini merupakan hasil perhitungan dari beban notional yang dapat dilihat pada Tabel 5.39

Tabel 5.39 Hasil Perhitungan Beban Notional

Lantai	Berat Bangunan	Beban Notional
	kN	kN
Atap	7729,31	15,46
12B	7517,27	15,03
12A	7517,27	15,03
11	7517,27	15,03
10	7517,27	15,03
9	7517,27	15,03
8	7517,27	15,03
7	7517,27	15,03
6	7515,43	15,03
5	7517,27	15,03
3	7517,27	15,03
2	7679,15	15,36

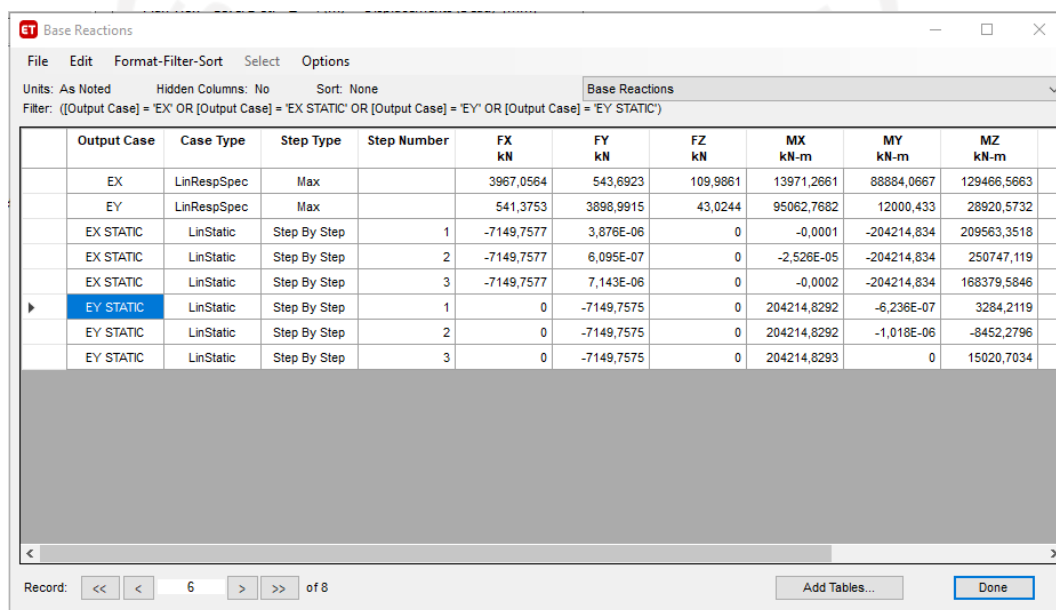
5.4.4 Pengecekan Hasil Analisis Desain

Pengecekan hasil desain yang dilakukan pada penelitian ini terdiri dari kontrol gaya geser dasar (*base shear*), kontrol simpangan antar lantai, kontrol sistem ganda (bresing) struktur desain, kontrol partisipasi massa dan P-delta.

**Gambar 5.37 Pemodelan Struktur Redesain**

1. Kontrol gaya geser dasar (*base shear*) struktur

Perhitungan kontrol gaya geser dasar (*base shear*) struktur mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 dimana nilai gaya geser statik harus 85% lebih kecil dari gaya geser dinamik. Apabila nilai gaya geser dinamik lebih kecil, maka desain respon spektra perlu dikalikan faktor skala $\left(0,85 \times \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}}\right)$. Nilai $V_{dinamik}$ dan V_{statik} yang didapatkan dari analisis struktur dengan menggunakan program ETABS yang dapat dilihat pada gambar 5.38 berikut ini.



Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
EX	LinRespSpec	Max		3967,0564	543,6923	109,9861	13971,2661	88884,0667	129466,5663
EY	LinRespSpec	Max		541,3753	3898,9915	43,0244	95062,7682	12000,433	28920,5732
EX STATIC	LinStatic	Step By Step	1	-7149,7577	3,878E-06	0	-0,0001	-204214,834	209563,3518
EX STATIC	LinStatic	Step By Step	2	-7149,7577	6,095E-07	0	-2,526E-05	-204214,834	250747,119
EX STATIC	LinStatic	Step By Step	3	-7149,7577	7,143E-06	0	-0,0002	-204214,834	168379,5846
EY STATIC	LinStatic	Step By Step	1	0	-7149,7575	0	204214,8292	-6,236E-07	3284,2119
EY STATIC	LinStatic	Step By Step	2	0	-7149,7575	0	204214,8292	-1,018E-06	-8452,2796
EY STATIC	LinStatic	Step By Step	3	0	-7149,7575	0	204214,8293	0	15020,7034

Gambar 5.38 Gaya Geser Dasar Struktur Redesain

Setelah mendapatkan nilai gaya geser, dilakukan pengecekan apakah nilai dimana nilai gaya geser statik harus 85% lebih kecil dari gaya geser dinamik. Perhitungan dilakukan dengan membagi $V_{dinamik}/V_{statik}$ ekuivalen, kemudian dicek apakah nilai $V_{dinamik}/V_{statik}$ ekuivalen lebih dari atau sama dengan 0,85 (85%). Hasil dari perbandingan gaya geser dasar struktur eksisting dapat dilihat pada Tabel 5.40 berikut ini.

Tabel 5.40 Perbandingan Gaya Geser Dasar Struktur

	Arah X (kN)	Arah Y (kN)
V_{statik}	7149,758	7149,758
$V_{dinamik}$	3967,06	3898,99
$V_{dinamik}/V_{statik}$	0,555	0,545
Kontrol	TIDAK OK	TIDAK OK

Berdasarkan tabel 5.39 dapat diketahui bahwa gaya geser dasar dari arah X dan arah Y tidak memenuhi persyaratan SNI 1726:2012, sehingga harus dikalikan dengan faktor skala yaitu $0,85 \times \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}}$ (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1).

Perhitungan faktor skala baru adalah sebagai berikut :

d. Arah X

$$\text{Faktor skala} \times 0,85 \times \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}}$$

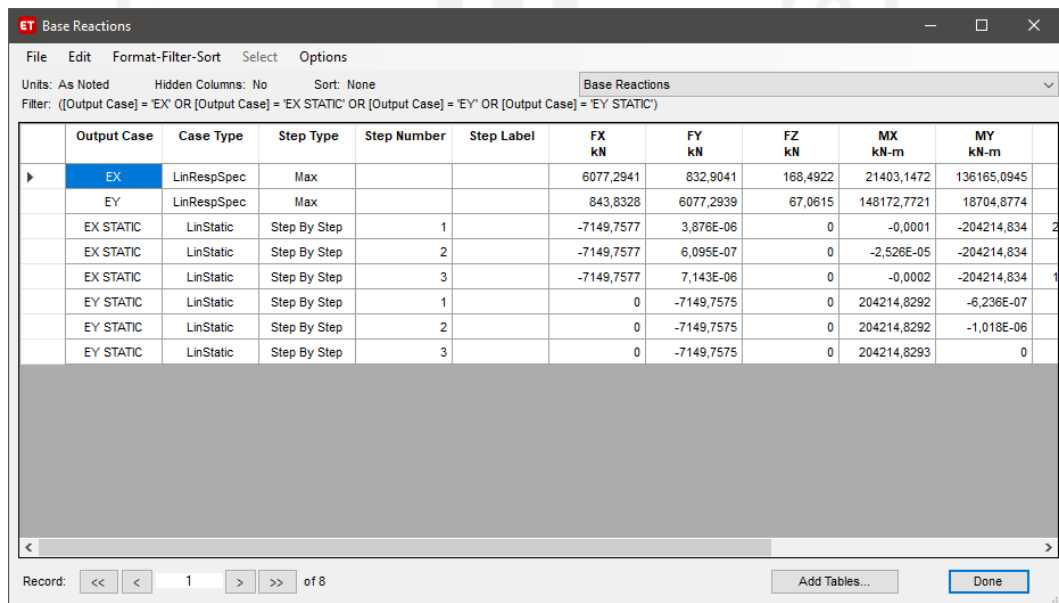
$$1401,428 \times 0,85 \times \frac{7149,758}{3967,06} = 2146,905 \text{ mm/s}^2$$

e. Arah Y

$$\text{Faktor skala} \times 0,85 \times \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}}$$

$$1401,428 \times 0,85 \times \frac{7149,758}{3898,99} = 2184,384 \text{ mm/s}^2$$

Nilai faktor skala lama diganti dengan faktor skala baru, kemudian desain struktur dianalisis ulang. Kemudian didapatkan nilai $V_{dinamik}$ dan V_{statik} yang didapatkan dari analisis struktur dengan menggunakan program ETABS yang dapat dilihat pada gambar 5.39 berikut ini.



	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m
▶	EX	LinRespSpec	Max			6077,2941	832,9041	168,4922	21403,1472	136165,0945
	EY	LinRespSpec	Max			843,8328	6077,2939	67,0615	148172,7721	18704,8774
	EX STATIC	LinStatic	Step By Step	1		-7149,7577	3,876E-06	0	-0,0001	-204214,834
	EX STATIC	LinStatic	Step By Step	2		-7149,7577	6,095E-07	0	-2,526E-05	-204214,834
	EX STATIC	LinStatic	Step By Step	3		-7149,7577	7,143E-06	0	-0,0002	-204214,834
	EY STATIC	LinStatic	Step By Step	1		0	-7149,7575	0	204214,8292	-6,236E-07
	EY STATIC	LinStatic	Step By Step	2		0	-7149,7575	0	204214,8292	-1,018E-06
	EY STATIC	LinStatic	Step By Step	3		0	-7149,7575	0	204214,8293	0

Gambar 5.39 Gaya Geser Dasar Struktur Redesain Setelah Menggunakan Faktor Skala Baru

Setelah mendapatkan nilai gaya geser, dilakukan pengecekan kembali dengan cara yang sama seperti sebelumnya yaitu dengan membagi $V_{\text{dinamik}}/V_{\text{statik ekuivalen}}$, kemudian dicek apakah nilai $V_{\text{dinamik}}/V_{\text{statik ekuivalen}}$ lebih dari atau sama dengan 0,85 (85%). Hasil dari perbandingan gaya geser dasar struktur eksisting dapat dilihat pada Tabel 5.41 berikut ini.

Tabel 5.41 Perbandingan Gaya Geser Dasar Struktur

	Arah X (kN)	Arah Y (kN)
$V_{\text{statik ekuivalen}}$	7149,758	7149,758
V_{dinamik}	6077,29	6077,29
$V_{\text{dinamik}}/V_{\text{statik ekuivalen}}$	0,85	0,85
Kontrol	OK	OK

Berdasarkan tabel 5.8 dapat diketahui bahwa gaya geser dasar arah X dan arah Y telah memenuhi syarat pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 dimana nilai $V_{\text{dinamik}}/V_{\text{statik ekuivalen}}$ lebih dari 85%.

2. Kontrol partisipasi massa

Kontrol partisipasi massa struktur pada penelitian ini mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 dimana untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi maka harus menyertakan jumlah ragam yang cukup yaitu paling sedikit 90% dari massa aktual pada masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Jumlah ragam yang didapatkan dari analisis struktur menggunakan program ETABS dapat dilihat pada Gambar 5.40 berikut ini.

Case	Mode	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	0,684	0,0313	7,237E-06
Modal	2	0,7053	0,7434	7,648E-06
Modal	3	0,7277	0,7676	1,545E-05
Modal	4	0,7333	0,8975	4,278E-05
Modal	5	0,9138	0,902	0,0002
Modal	6	0,9138	0,9024	0,0004
Modal	7	0,9149	0,9456	0,0004
Modal	8	0,9616	0,9464	0,0007
Modal	9	0,9751	0,9473	0,0043
Modal	10	0,9764	0,9717	0,0043
Modal	11	0,9963	0,9722	0,0065
Modal	12	0,9985	0,9967	0,007

Gambar 5.40 Respon Ragam Struktur Redesain

Berdasarkan gambar diatas dapat diketahui bahwa nilai ragam struktur telah memenuhi syarat dimana jumlah ragam telah melebihi 90%, yaitu pada modal 5 yaitu sebesar 0,9138 untuk arah X dan 0,902 untuk arah Y.

3. Kontrol simpangan antar lantai

Kontrol simpangan antar lantai (*story drift*) mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.6 dimana simpangan antar lantai (Δ) tidak boleh melebihi nilai yang di ijinakan ($\Delta_a = 0,025h_{sx}$). Rekapitulasi nilai defleksi pada lokasi yang disyaratkan (δ_{xe}) dapat dilihat pada gambar 5.41 untuk arah X dan gambar 5.42 untuk arah Y berikut ini.

ET Joint Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None

Filter: ([Output Case] = 'EX')

Story	Label	Output Case	Case Type	Ux mm
Roof	106	EX	LinRespSpec	55,939
Level 12 B	106	EX	LinRespSpec	51,438
Level 12 A	106	EX	LinRespSpec	46,632
Level 11	106	EX	LinRespSpec	41,63
Level 10	106	EX	LinRespSpec	36,502
Level 9	106	EX	LinRespSpec	31,321
Level 8	106	EX	LinRespSpec	26,157
Level 7	106	EX	LinRespSpec	21,08
Level 6	106	EX	LinRespSpec	16,164
Level 5	106	EX	LinRespSpec	11,507
Level 3_Str	106	EX	LinRespSpec	7,239
Level 2_Str	106	EX	LinRespSpec	3,532
Base	106	EX	LinRespSpec	0

Record: << < 1 > >> of 13

Add Tables... Done

Gambar 5.41 Nilai Defleksi Arah X

ET Joint Displacements

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None

Filter: ([Output Case] = 'EY')

Story	Label	Output Case	Case Type	Uy mm
Roof	106	EY	LinRespSpec	58,587
Level 12 B	106	EY	LinRespSpec	55,352
Level 12 A	106	EY	LinRespSpec	51,545
Level 11	106	EY	LinRespSpec	47,217
Level 10	106	EY	LinRespSpec	42,438
Level 9	106	EY	LinRespSpec	37,285
Level 8	106	EY	LinRespSpec	31,827
Level 7	106	EY	LinRespSpec	26,138
Level 6	106	EY	LinRespSpec	20,303
Level 5	106	EY	LinRespSpec	14,444
Level 3_Str	106	EY	LinRespSpec	8,764
Level 2_Str	106	EY	LinRespSpec	3,656
Base	106	EY	LinRespSpec	0

Record: << < 1 > >> of 13

Add Tables... Done

Gambar 5.42 Nilai Defleksi Arah Y

Setelah mendapatkan nilai defleksi arah X dan Y, maka dilakukan perhitungan simpangan antar lantai. Contoh perhitungan simpangan pada lantai 2 arah X adalah sebagai berikut :

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

$$\delta_x = \frac{5,5 \cdot 3,532}{1}$$

$$\delta_x = 19,426$$

Berikut ini merupakan hasil dari pengecekan hasil desain terhadap kontrol simpangan antar lantai yang dapat dilihat pada Tabel 5.42 untuk arah X dan 5.43 untuk arah Y.

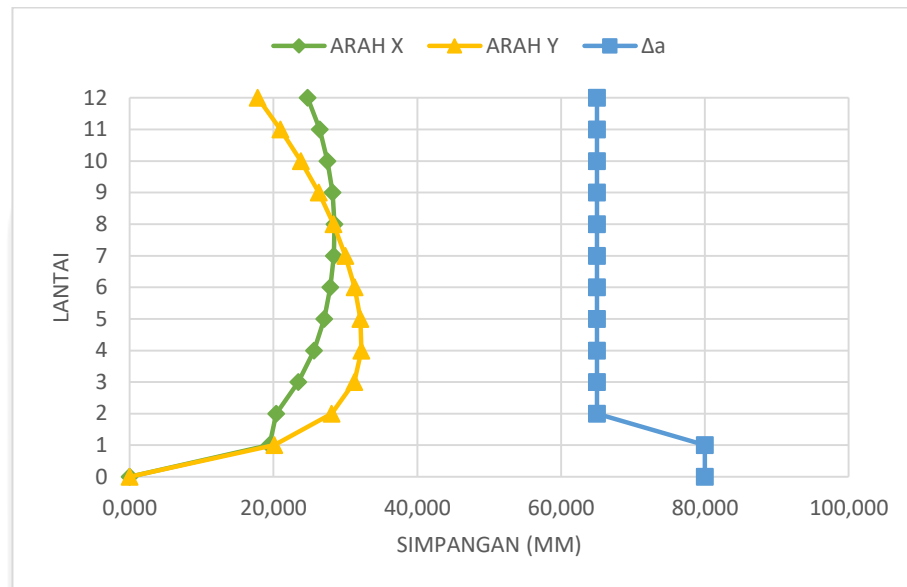
Tabel 5.42 Kontrol Simpangan antar Lantai Arah X

No	Lantai	Δ_{total}	Δ_{xe}	Cd	Δ_x	Tinggi Tingkat	Δ_a	Cek
		mm	mm		mm	mm	mm	
12	Atap	55,939	4,501	5,5	24,756	3250	65	OK
11	12B	51,438	4,806	5,5	26,433	3250	65	OK
10	12A	46,632	5,002	5,5	27,511	3250	65	OK
9	11	41,63	5,128	5,5	28,204	3250	65	OK
8	10	36,502	5,181	5,5	28,496	3250	65	OK
7	9	31,321	5,164	5,5	28,402	3250	65	OK
6	8	26,157	5,077	5,5	27,924	3250	65	OK
5	7	21,08	4,916	5,5	27,038	3250	65	OK
4	6	16,164	4,657	5,5	25,614	3250	65	OK
3	5	11,507	4,268	5,5	23,474	3250	65	OK
2	3	7,239	3,707	5,5	20,389	3250	65	OK
1	2	3,532	3,532	5,5	19,426	4000	80	OK
0	0	0	0	5,5	0,000	0	80	OK

Tabel 5.43 Kontrol Simpangan antar Lantai Arah Y

No	Lantai	Δ_{total}	Δ_{ye}	Cd	Δ_y	Tinggi Tingkat	Δ_a	Cek
		mm	mm		mm	mm	mm	
12	Atap	58,587	3,235	5,5	17,793	3250	65	OK
11	12B	55,352	3,807	5,5	20,939	3250	65	OK
10	12A	51,545	4,328	5,5	23,804	3250	65	OK
9	11	47,217	4,779	5,5	26,285	3250	65	OK
8	10	42,438	5,153	5,5	28,342	3250	65	OK
7	9	37,285	5,458	5,5	30,019	3250	65	OK
6	8	31,827	5,689	5,5	31,290	3250	65	OK
5	7	26,138	5,835	5,5	32,093	3250	65	OK
4	6	20,303	5,859	5,5	32,225	3250	65	OK
3	5	14,444	5,680	5,5	31,240	3250	65	OK
2	3	8,764	5,108	5,5	28,094	3250	65	OK
1	2	3,656	3,656	5,5	20,108	4000	80	OK
0	0	0	0	5,5	0	0	80	OK

Berdasarkan perhitungan diatas dapat diketahui bahwa simpangan antar lantai struktur eksisting telah memenuhi syarat, sehingga didapatkan grafik simpangan antar lantai pada gambar 5.43 berikut ini.



Gambar 5.43 Kontrol Simpangan Antar Lantai

4. Kontrol sistem ganda (bresing) struktur

Kontrol sistem ganda (bresing) struktur mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1 dimana rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain yang bekerja. Kontrol sistem ganda (bresing) struktur pada penelitian ini dapat dilihat pada tabel 5.44 berikut ini.

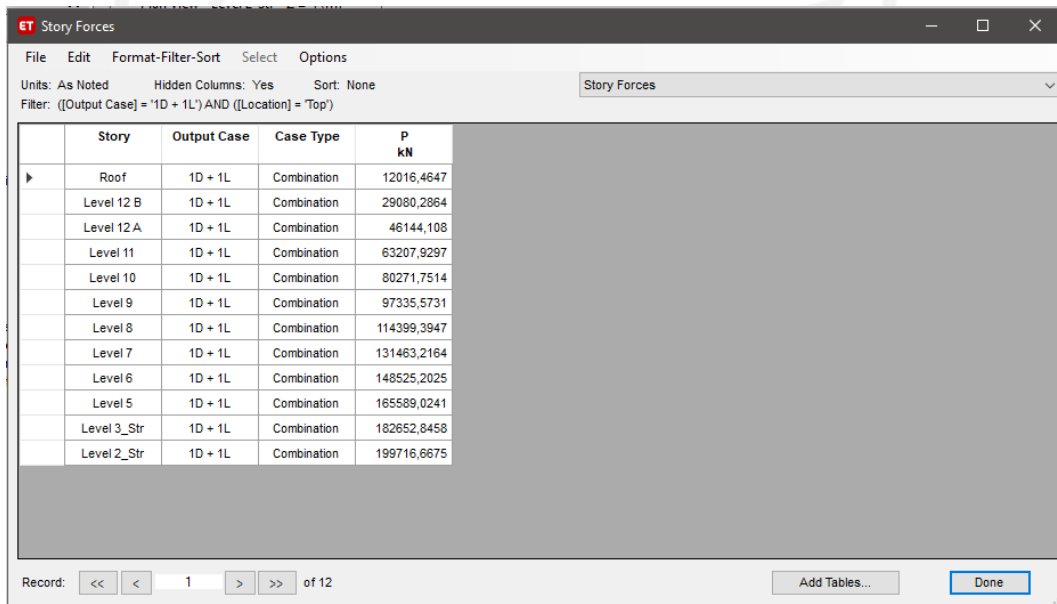
Tabel 5.44 Kontrol Sistem Ganda (Bresing) Struktur

RS	Fx		Fy	
	SPRM	SW	SPRM	SW
Total (kN)	3967,0564	5743,03	3898,9915	3391,89
Total keseluruhan (kN)	9710,08		7290,88	
Presentase	40,855	59,145	34,908	65,092
cek	OK	OK	OK	OK

Berdasarkan tabel diatas dapat diketahui bahwa kontrol sistem ganda struktur arah X dan arah Y telah memenuhi syarat.

5. Kontrol Pengaruh P-delta Terhadap Struktur

Kontrol pengaruh P-delta terhadap struktur mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.7 dimana pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk perhitungan apabila koefisien stabilitas (θ) sama dengan atau kurang dari 0,10. Nilai P_x , V_x dan V_y didapatkan dari analisis ETABS dimana P_x pada gambar 5.44, V_x pada gambar 5.45 dan V_y pada lantai 5.46 berikut ini.



Story	Output Case	Case Type	P kN
Roof	1D + 1L	Combination	12016,4647
Level 12 B	1D + 1L	Combination	29080,2864
Level 12 A	1D + 1L	Combination	46144,108
Level 11	1D + 1L	Combination	63207,9297
Level 10	1D + 1L	Combination	80271,7514
Level 9	1D + 1L	Combination	97335,5731
Level 8	1D + 1L	Combination	114399,3947
Level 7	1D + 1L	Combination	131463,2164
Level 6	1D + 1L	Combination	148525,2025
Level 5	1D + 1L	Combination	165589,0241
Level 3_Str	1D + 1L	Combination	182652,8458
Level 2_Str	1D + 1L	Combination	199716,6675

Gambar 5.44 Nilai P_x

Story	Output Case	Case Type	VX kN
Roof	EX	LinRespSpec	1222,5739
Level 12 B	EX	LinRespSpec	2247,432
Level 12 A	EX	LinRespSpec	2905,6328
Level 11	EX	LinRespSpec	3295,0744
Level 10	EX	LinRespSpec	3550,37
Level 9	EX	LinRespSpec	3781,4213
Level 8	EX	LinRespSpec	4063,0245
Level 7	EX	LinRespSpec	4438,8827
Level 6	EX	LinRespSpec	4892,8909
Level 5	EX	LinRespSpec	5366,8865
Level 3_Str	EX	LinRespSpec	5796,407
Level 2_Str	EX	LinRespSpec	6077,2941

Gambar 5.45 Nilai Vx

Story	Output Case	Case Type	VY kN
Roof	EY	LinRespSpec	1154,6076
Level 12 B	EY	LinRespSpec	2179,1439
Level 12 A	EY	LinRespSpec	2906,4929
Level 11	EY	LinRespSpec	3410,6848
Level 10	EY	LinRespSpec	3795,1063
Level 9	EY	LinRespSpec	4124,9593
Level 8	EY	LinRespSpec	4440,4256
Level 7	EY	LinRespSpec	4791,4433
Level 6	EY	LinRespSpec	5181,6768
Level 5	EY	LinRespSpec	5556,1806
Level 3_Str	EY	LinRespSpec	5886,9642
Level 2_Str	EY	LinRespSpec	6077,2939

Gambar 5.46 Nilai Vy

Perhitungan nilai koefisien stabilitas (θ) pada lantai 2 adalah sebagai berikut:

$$\theta = \frac{P_x \Delta l_e}{V_x h_{ss} C_d}$$

$$\theta = \frac{199716,7 \cdot 19,971 \cdot 1}{20053,9 \cdot 3250 \cdot 5,5}$$

$$\theta = 0,0039$$

Nilai koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi dari θ_{max} yang telah ditentukan.

Perhitungan θ_{max} adalah sebagai berikut :

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25$$

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25$$

$$\theta_{max} = 0,09091$$

Berdasarkan perhitungan diatas, dapat diketahui bahwa Nilai koefisien stabilitas (θ) lebih kecil dari θ_{max} , sehingga P-delta pada lantai 2 (story 1) arah X telah memenuhi syarat. Kontrol pengaruh P-delta terhadap struktur pada penelitian ini dapat dilihat pada tabel 5.45 untuk arah X sedangkan tabel 5.46 untuk arah Y berikut ini.

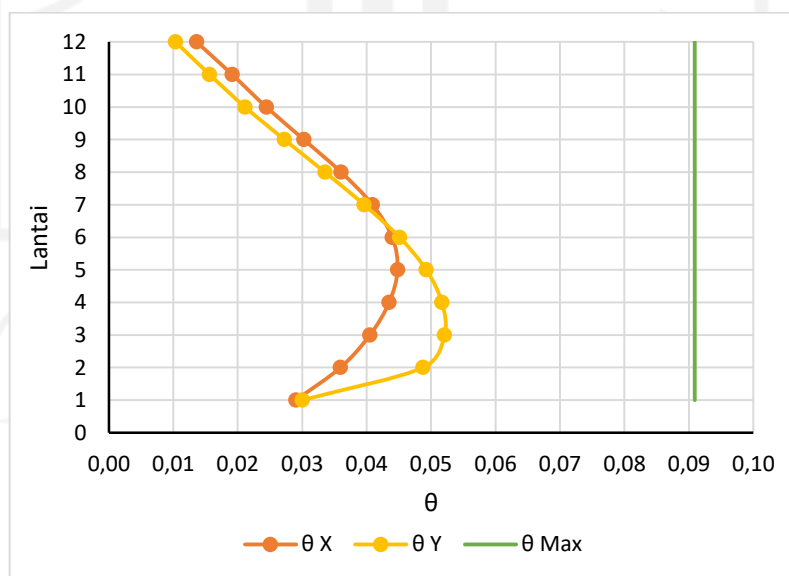
Tabel 5.45 P-Delta arah X

No	Lantai	Px	Δ	Ie	Vx	hsx	Cd	θ	Cek
		kN	mm		kN	mm			
12	Atap	12016,5	24,756	1	1222,6	3250	5,5	0,0136	Aman
11	12B	29080,3	26,433	1	2247,4	3250	5,5	0,0191	Aman
10	12A	46144,1	27,511	1	2905,6	3250	5,5	0,0244	Aman
9	11	63207,9	28,204	1	3295,1	3250	5,5	0,0303	Aman
8	10	80271,8	28,496	1	3550,4	3250	5,5	0,0360	Aman
7	9	97335,6	28,402	1	3781,4	3250	5,5	0,0409	Aman
6	8	114399,4	27,924	1	4063,0	3250	5,5	0,0440	Aman
5	7	131463,2	27,038	1	4438,9	3250	5,5	0,0448	Aman
4	6	148525,2	25,614	1	4892,9	3250	5,5	0,0435	Aman
3	5	165589,0	23,474	1	5366,9	3250	5,5	0,0405	Aman
2	3	182652,8	20,389	1	5796,4	3250	5,5	0,0359	Aman
1	2	199716,7	19,426	1	6077,3	4000	5,5	0,0290	Aman

Tabel 5.46 P-Delta arah Y

No	Lantai	Py	Δ	Ie	Vy	hsy	Cd	θ	Cek
		kN	mm		kN	mm			
12	Atap	12016,5	17,793	1	1154,6	3250	5,5	0,0104	Aman
11	12B	29080,3	20,939	1	2179,1	3250	5,5	0,0156	Aman
10	12A	46144,1	23,804	1	2906,5	3250	5,5	0,0211	Aman
9	11	63207,9	26,285	1	3410,7	3250	5,5	0,0273	Aman
8	10	80271,8	28,342	1	3795,1	3250	5,5	0,0335	Aman
7	9	97335,6	30,019	1	4125,0	3250	5,5	0,0396	Aman
6	8	114399,4	31,290	1	4440,4	3250	5,5	0,0451	Aman
5	7	131463,2	32,093	1	4791,4	3250	5,5	0,0493	Aman
4	6	148525,2	32,225	1	5181,7	3250	5,5	0,0517	Aman
3	5	165589,0	31,240	1	5556,2	3250	5,5	0,0521	Aman
2	3	182652,8	28,094	1	5887,0	3250	5,5	0,0488	Aman
1	2	199716,7	20,108	1	6077,3	4000	5,5	0,0300	Aman

Berdasarkan tabel diatas diperoleh grafik kontrol dapat diketahui bahwa kontrol P-delta arah X dan arah Y telah memenuhi syarat, sehingga didapatkan grafik yang dapat dilihat pada gambar 5.47 berikut ini.



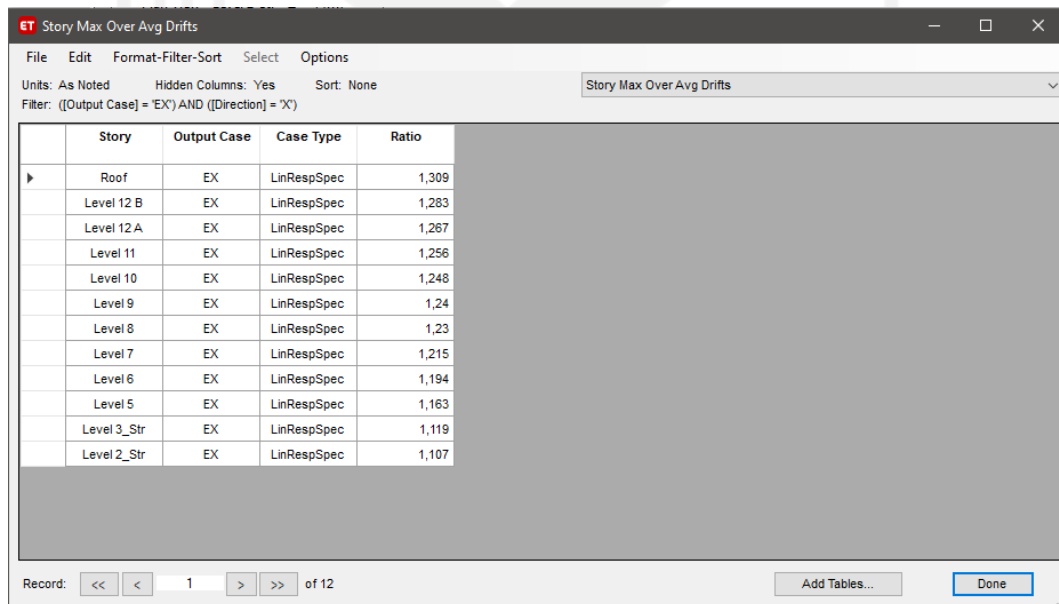
Gambar 5.47 Grafik Kontrol P-Delta

6. Kontrol ketidakberaturan horizontal struktur eksisting

Ketidakteraturan horizontal ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012 pada Tabel 10, dimana terdapat 5 tipe dan penjelasan mengenai ketidakberaturan. Urutan pengecekan ketidakberaturan horizontal pada struktur gedung eksisting adalah sebagai berikut.

a. Ketidakteraturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih

Ketidakteraturan torsi didefinisikan ada apabila simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur pada ketidakberaturan torsi dan melintang di sebuah ujung struktur terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur pada ketidakberaturan torsi berlebihan. Nilai $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ didapatkan dari ETABS yang dapat dilihat pada gambar 5.48 untuk arah X dan 5.49 untuk arah Y berikut ini.



Story	Output Case	Case Type	Ratio
Roof	EX	LinRespSpec	1,309
Level 12 B	EX	LinRespSpec	1,283
Level 12 A	EX	LinRespSpec	1,267
Level 11	EX	LinRespSpec	1,256
Level 10	EX	LinRespSpec	1,248
Level 9	EX	LinRespSpec	1,24
Level 8	EX	LinRespSpec	1,23
Level 7	EX	LinRespSpec	1,215
Level 6	EX	LinRespSpec	1,194
Level 5	EX	LinRespSpec	1,163
Level 3_Str	EX	LinRespSpec	1,119
Level 2_Str	EX	LinRespSpec	1,107

Gambar 5.48 Nilai $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ Arah X Struktur Redesain

Story	Output Case	Case Type	Ratio
Roof	EY	LinRespSpec	1,13
Level 12 B	EY	LinRespSpec	1,106
Level 12 A	EY	LinRespSpec	1,094
Level 11	EY	LinRespSpec	1,085
Level 10	EY	LinRespSpec	1,079
Level 9	EY	LinRespSpec	1,076
Level 8	EY	LinRespSpec	1,072
Level 7	EY	LinRespSpec	1,068
Level 6	EY	LinRespSpec	1,063
Level 5	EY	LinRespSpec	1,054
Level 3_Str	EY	LinRespSpec	1,096
Level 2_Str	EY	LinRespSpec	1,211

Gambar 5.49 Nilai $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ Arah Y Struktur Redesain

Nilai $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ yang terdapat pada gambar diatas kemudian diolah berdasarkan ketentuan, sehingga hasil kontrol ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih dapat dilihat pada tabel 5.47 berikut.

Tabel 5.47 Pengecekan Ketidakberaturan Torsi

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
Atap	1,309	1A	1,13	OK
12B	1,283	1A	1,106	OK
12A	1,267	1A	1,094	OK
11	1,256	1A	1,085	OK
10	1,248	1A	1,079	OK
9	1,24	1A	1,076	OK
8	1,23	1A	1,072	OK
7	1,215	1A	1,068	OK
6	1,194	OK	1,063	OK
5	1,163	OK	1,054	OK
3	1,119	OK	1,096	OK
2	1,107	OK	1,211	1A

Berdasarkan tabel diatas dapat diketahui bahwa ketidakberaturan torsi struktur redesain termasuk kategori 1A.

b. Ketidakberaturan sudut dalam

Ketidakberaturan sudut dalam pada struktur eksisting gedung Jogja Apartel lebih besar 15% dari dimensi denah struktur. Perhitungan ketidakberaturan sudut dalam adalah sebagai berikut :

1) Arah X

$$Lx/Px = 33,2/17,75 = 0,53 > 0,15$$

2) Arah Y

$$Ly/Py = 116,5/56,5 = 0,49 > 0,15$$

c. Berdasarkan perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa pada arah X dan arah Y struktur eksisting Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan sudut dalam. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma diperhitungkan apabila terapat daerah terbuka 50% dari daerah diafragma total yang melingkupinya. Perhitungan pengecekan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma adalah sebagai berikut.

Diketahui :

$$\text{Luas bukaan} = 1324,30 \quad \text{m}^2$$

$$\text{Luas keseluruhan} = 3576,55 \quad \text{m}^2$$

$$\text{Diskontinuitas diafragma} = \frac{\text{Luas bukaan}}{\text{Luas total}} \times 100\% > 50\%$$

$$= \frac{1324,30}{3576,55} \times 100\% > 50\%$$

$$= 37,02 \% < 50\%$$

Berdasarkan perhitungan pengecekan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, dapat diketahui bahwa struktur eksisting gedung Jogja Apartel tidak memiliki ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

d. Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang

Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang diketahui apabila suatu struktur terdapat diskontinuitas terhadap lintasan tahanan gaya lateral. Struktur Jogja Apartel tidak memiliki ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang.

e. Pengecekan ketidakberaturan sistem non paralel

Ketidakberaturan sistem non paralel terjadi apabila terdapat elemen penahan gaya lateral vertikal non paralel terhadap sumbu utama sistem penahan gaya gempa. Struktur Jogja Apartel memiliki elemen struktur tidak paralel terhadap sumbu tinjauan utama yaitu pada SW2.

7. Kontrol ketidakberaturan vertikal struktur redesain

Ketidakberaturan horizontal ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012 pada Tabel 11, dimana terdapat 6 tipe dan penjelasan mengenai ketidakberaturan. Urutan pengecekan ketidakberaturan vertikal pada struktur gedung eksisting adalah sebagai berikut.

a. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak terjadi apabila suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% tingkat di atasnya atau kurang dari 80% pada kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya. Sedangkan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan terjadi apabila suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% tingkat di atasnya atau kurang dari 70% pada kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya. Perhitungan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan adalah sebagai berikut :

1) Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak

$$70\% \text{ Kekakuan arah } X \text{ lantai } 3 = 70\% \cdot 1375242,435$$

$$= 962669,7045 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kekakuan lantai } 2 = 1664206,489 \text{ kN/m}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa kekakuan lantai 2 arah X lebih besar dari 70% kekakuan pada tingkat di atasnya (lantai 3) sehingga tidak terjadi ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak.

2) Ketidakberaturan kekakuan berlebihan

$$60\% \text{ Kekakuan arah } X \text{ lantai } 3 = 60\% \cdot 1375242,435$$

$$= 825145,461 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kekakuan lantai } 2 = 1664206,489 \text{ kN/m}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa kekakuan lantai 2 arah X lebih besar dari 60% kekakuan pada tingkat di atasnya (lantai 3) sehingga tidak terjadi ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak. Rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan dapat dilihat pada tabel 5.48 berikut.

Tabel 5.48 Pengecekan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
Atap	235804,489		624445,019	
12B	397946,616	OK	934577,387	OK
12A	494240,84	OK	1073903,15	OK
11	554355,856	OK	1151804,771	OK
10	600246,27	OK	1203238,533	OK
9	647981,848	OK	1246822,081	OK
8	710101,589	OK	1292875,837	OK
7	797672,002	OK	1348788,377	OK
6	921810,163	OK	1423342,763	OK
5	1100631,032	OK	1541635,738	OK
3	1375242,435	OK	1820971,417	OK
2	1664206,489	OK	2747047,463	OK

Berdasarkan tabel diatas, dapat diketahui bahwa struktur gedung Jogja Apartel tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan.

b. Ketidakberaturan berat (massa)

Ketidakteraturan berat(massa) terjadi apabila massa efektif semua tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat didekatnya. Perhitungan ketidakberaturan massa pada lantai 2 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 150\% \text{ massa lantai 3} &= 150\% \cdot 919595,77 \\
 &= 1379393,655 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Massa lantai 2} = 927852,96 \text{ kN/m}$$

$$150\% \text{ massa lantai dasar} = 150\% \cdot 47317,17$$

$$= 70975,755 \text{ kN/m}$$

Berdasarkan perhitungan diatas dapat diketahui bahwa massa pada lantai 2 termasuk ketidakberaturan vertikal 2 (ketidakberaturan massa) karena pada tingkat didekatnya terdapat massa efektif yang lebih dari 150%. Pengecekan ketidakberaturan berat (massa) pada struktur Jogja Apartel dapat dilihat pada tabel 5.49 berikut.

Tabel 5.49 Pengecekan Ketidakberaturan Massa

Lantai	Massa	Cek
	kg	
Atap	806975,98	V.2
12B	919595,77	OK
12A	919595,77	OK
11	919595,77	OK
10	919595,77	OK
9	919595,77	OK
8	919595,77	OK
7	919595,77	OK
6	919408,59	OK
5	919595,77	OK
3	919595,77	OK
2	927852,96	V.2
Base	47317,17	OK

Berdasarkan tabel diatas, dapat diketahui pada lantai 2 dan atap struktur gedung Jogja Apartel terdapat ketidakberaturan berat (massa).

c. Pengecekan ketidakberaturan geometri vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal terjadi apabila dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan gempa tingkat didekatnya. Berikut ini merupakan perhitungan pengecekan ketidakberaturan geometri vertikal pada lantai 2.

$$130\% L \text{ lantai } 3 = 130\% \cdot 700$$

$$= 910 \text{ mm}$$

$$\text{Massa lantai } 2 = 700 \text{ mm}$$

$$130\% L \text{ lantai dasar} = 130\% \cdot 700$$

$$= 910 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan diatas dapat diketahui bahwa dimensi lantai 2 kurang dari 130% dimensi horizontal pada tingkat didekatnya, sehingga pada lantai 2 tidak memiliki ketidakberaturan vertikal. Rekapitulasi pengecekan ketidakberaturan geometri vertikal struktur Jogja Apartel dapat dilihat pada tabel 5.50 berikut.

Tabel 5.50 Pengecekan Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Lantai	L	Cek
	mm	
Atap	700	
12B	700	OK
12A	700	OK
11	700	OK
10	700	OK
9	700	OK
8	700	OK
7	700	OK
6	700	OK
5	700	OK
3	700	OK
2	700	OK
Base	700	OK

Berdasarkan tabel diatas dapat diketahui bahwa struktur gedung Jogja Apartel tidak memiliki ketidakberaturan geometri vertikal.

- d. Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal

Pengecekan diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan berat (massa) lateral vertikal terjadi apabila pergeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan ditingkat dibawahnya. Pada struktur gedung Jogja Apartel kolom maupun *shearwall* menerus atau tidak terputus pada lantai tertentu sehingga tidak terjadi diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan berat (massa) lateral vertikal.

- e. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan.

Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat terjadi apabila kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. Sedangkan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan terjadi apabila kuat lateral tingkatnya kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. Berikut ini merupakan perhitungan Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan pada lantai 2:

- 1) Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat

$$\begin{aligned} 80\% \text{ Kekuatan arah } X \text{ lantai } 3 &= 80\% \cdot 4959,0076 \\ &= 3967,206 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Kekakuan lantai } 2 = 5165,233 \text{ kN}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa kekakuan lantai 2 arah X lebih besar dari 80% kekakuan pada tingkat di atasnya (lantai 3) sehingga tidak terjadi diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat.

- 2) Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan

$$\begin{aligned} 65\% \text{ Kekuatan arah } X \text{ lantai } 3 &= 65\% \cdot 4959,0076 \\ &= 3223,355 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Kekakuan lantai } 2 = 5165,233 \text{ kN}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa kekakuan lantai 2 arah X lebih besar dari 65% kekakuan pada tingkat di atasnya (lantai 3) sehingga tidak diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan.

Rekapitulasi pengecekan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan dapat dilihat pada tabel 5.51 berikut.

Tabel 5.51 Pengecekan Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat dan Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Berlebihan

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
Atap	1222,5739		1154,6076	
12B	2247,432	OK	2179,1439	OK
12A	2905,6328	OK	2906,4929	OK
11	3295,0744	OK	3410,6848	OK
10	3550,37	OK	3795,1063	OK
9	3781,4213	OK	4124,9593	OK
8	4063,0245	OK	4440,4256	OK
7	4438,8827	OK	4791,4433	OK
6	4892,8909	OK	5181,6768	OK
5	5366,8865	OK	5556,1806	OK
3	5796,407	OK	5886,9642	OK
2	6077,2941	OK	6077,2939	OK

Berdasarkan tabel diatas dapat diketahui bahwa struktur Jogja Apartel tidak terdapat diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan.

8. Konsekuensi ketidakberturan horizontal dan vertikal

Struktur gedung Jogja Apartel memiliki beberapa ketidakberaturan horizontal dan vertikal, dimana terdapat konsekuensi ketidakberaturan horizontal dan vertikal yang harus dipenuhi. Konsekuensi tersebut tercantum pada pasal referensi yang terdapat pada SNI 1726:2012 tabel 10 untuk ketidakberaturan horizotal dan tabel 11 untuk ketidakberaturan vertikal. Berikut ini merupakan penjabaran mengenai konsekuensi ketidakberaturan horiontal dan vertikal.

a. Prosedur analisis yang boleh digunakan

Berdasarkan SNI 1726:2012 pada tabel 13, prosedur analisis yang boleh digunakan menyesuaikan dengan kategori desain seismik pada struktur. Struktur gedung Jogja Apartel terdapat pada kategori desain seismik D dengan kategori resiko I, sehingga prosedur analisis yang boleh digunakan

adalah analisis spektrum respons ragam yang mengacu pada pasal 7.9 SNI 1726:2012 serta prosedur riwayat respon seismik yang mengacu pada pasal 11, SNI 1726:2012.

b. Eksentrisitas torsi tak terduga (A_x)

Eksentrisitas torsi tak terduga dilakukan apabila struktur yang direncanakan memiliki ketidakberaturan 1a dan ketidakberaturan 1b. Pehitungan eksentrisitas torsi tak terduga dilakukan dengan menambahkan 5% dari nilai faktor pembesaran momen torsi, dimana perhitungan faktor pembesaran torsi (A_x) adalah :

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \cdot \delta_{avg}} \right)^2 < 3$$

Keterangan :

δ_{max} : perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan asumsi $A_x = 1$ (mm),

δ_{avg} : rata-rata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan asumsi $A_x = 1$ (mm).

Perhitungan faktor pembesaran torsi (A_x) pada lantai 2 arah X adalah :

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \cdot \delta_{avg}} \right)^2 < 3$$

$$A_x = \left(\frac{1,107}{1,2} \right)^2 < 3$$

$$A_x = 0,851 < 3$$

Berikut ini merupakan hasil perhitungan eksentrisitas pembesaran torsi yang dapat dilihat pada tabel 5.52 untuk arah X dan tabel 5.53 untuk arah Y.

Tabel 5.52 Eksentrisitas Torsi Tak Terduga Arah X

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
Atap	1,309	1,190	5,9%	1,785
12B	1,283	1,143	5,7%	1,715
12A	1,267	1,115	5,6%	1,672
11	1,256	1,096	5,5%	1,643

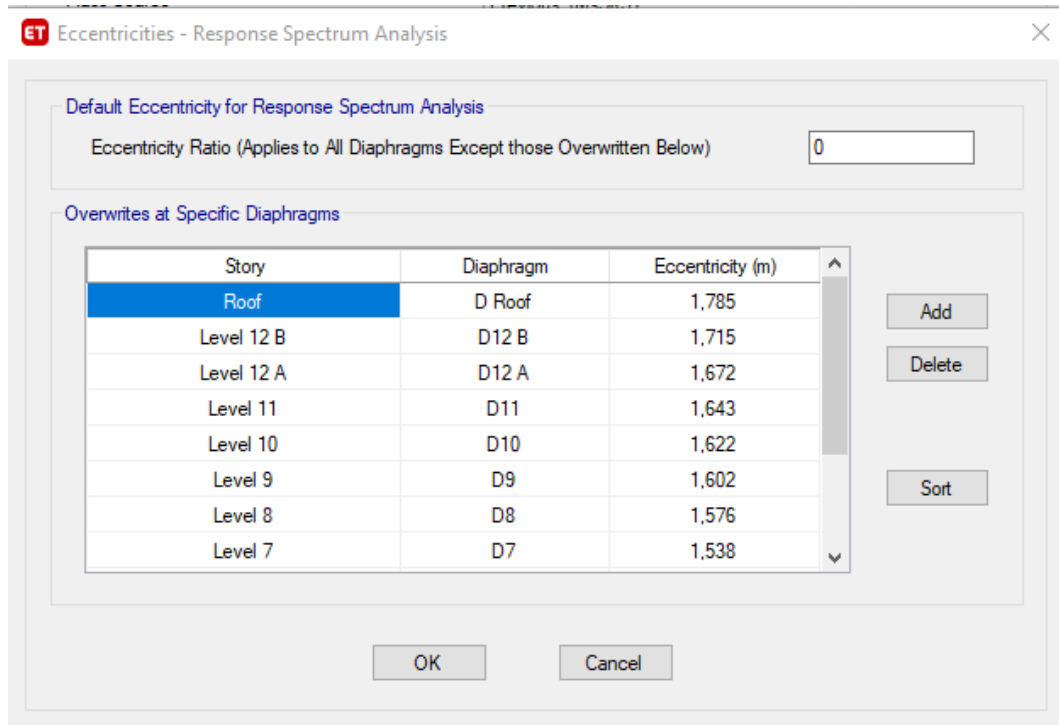
Lanjutan Tabel 5.52 Eksentrisitas Torsi Tak Terduga Arah X

Arah X	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
10	1,248	1,082	5,4%	1,622
9	1,240	1,068	5,3%	1,602
8	1,230	1,051	5,3%	1,576
7	1,215	1,025	5,1%	1,538
6	1,194	0,990	5,0%	1,485
5	1,163	0,939	4,7%	1,409
3	1,119	0,870	4,3%	1,304
2	1,107	0,851	4,3%	1,277

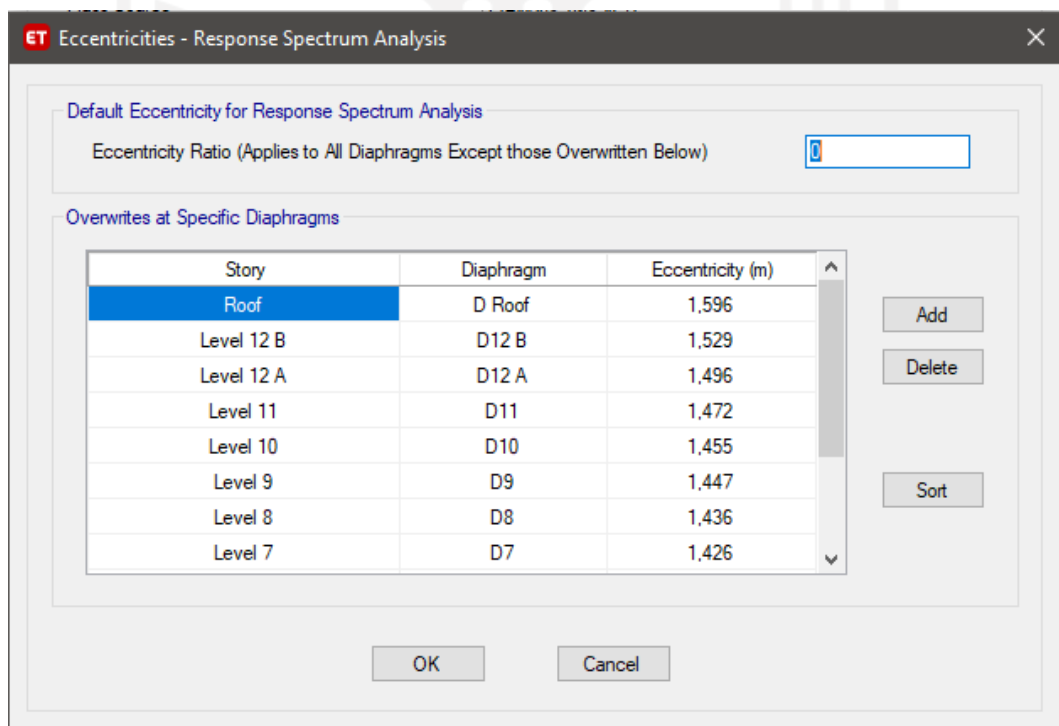
Tabel 5.53 Eksentrisitas Torsi Tak Terduga Arah Y

Arah Y	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
Atap	1,130	0,887	4,4%	1,596
12B	1,106	0,849	4,2%	1,529
12A	1,094	0,831	4,2%	1,496
11	1,085	0,818	4,1%	1,472
10	1,079	0,809	4,0%	1,455
9	1,076	0,804	4,0%	1,447
8	1,072	0,798	4,0%	1,436
7	1,068	0,792	4,0%	1,426
6	1,063	0,785	3,9%	1,412
5	1,054	0,771	3,9%	1,389
3	1,096	0,834	4,2%	1,502
2	1,211	1,018	5,1%	1,833

Nilai eksentrisitas yang didapatkan kemudian di-*input* pada program analisis struktur pada bagian “*Load Case*” menyesuaikan arah gempa yang dapat dilihat pada gambar 5.50 untuk arah X dan 5.51 untuk arah Y.

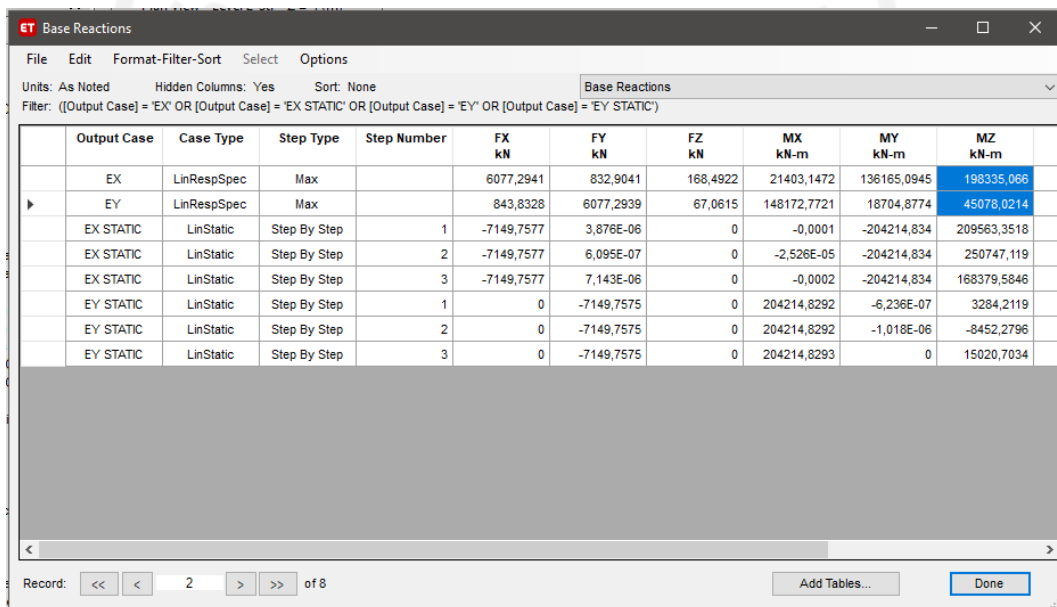


Gambar 5.50 Input Eksentrisitas Arah X Struktur Redesain



Gambar 5.51 Input Eksentrisitas Arah Y Struktur Redesain

Setelah menginput nilai eksentrisitas pada masing-masing arah, kemudian dilakukan "run analysis" kembali, sehingga apabila ada penambahan eksentrisitas, maka momen torsi nilainya berubah jika dibandingkan dengan sebelum ada penambahan eksentrisitas tak terduga. Perbandingan nilai momen torsi sebelum dan sesudah penambahan eksentrisitas tak terduga dapat dilihat pada gambar 5.52 untuk sebelum penambahan eksentrisitas dan gambar 5.53 untuk setelah penambahan eksentrisitas.



The screenshot shows the 'Base Reactions' window in ET software. The window title is 'ET Base Reactions'. The menu bar includes 'File', 'Edit', 'Format-Filter-Sort', 'Select', and 'Options'. The status bar shows 'Units: As Noted', 'Hidden Columns: Yes', and 'Sort: None'. The filter is set to '([Output Case] = 'EX' OR [Output Case] = 'EX STATIC' OR [Output Case] = 'EY' OR [Output Case] = 'EY STATIC')'. The table below displays the reaction values for different cases and steps.

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
	EX	LinRespSpec	Max		6077,2941	832,9041	168,4922	21403,1472	136165,0945	198335,066
▶	EY	LinRespSpec	Max		843,8328	6077,2939	67,0615	148172,7721	18704,8774	45078,0214
	EX STATIC	LinStatic	Step By Step	1	-7149,7577	3,876E-06	0	-0,0001	-204214,834	209563,3518
	EX STATIC	LinStatic	Step By Step	2	-7149,7577	6,095E-07	0	-2,526E-05	-204214,834	250747,119
	EX STATIC	LinStatic	Step By Step	3	-7149,7577	7,143E-06	0	-0,0002	-204214,834	168379,5846
	EY STATIC	LinStatic	Step By Step	1	0	-7149,7575	0	204214,8292	-6,236E-07	3284,2119
	EY STATIC	LinStatic	Step By Step	2	0	-7149,7575	0	204214,8292	-1,018E-06	-8452,2796
	EY STATIC	LinStatic	Step By Step	3	0	-7149,7575	0	204214,8293	0	15020,7034

Record: << < 2 > >> of 8

Gambar 5.52 Momen Torsi sebelum Penambahan Eksentrisitas Struktur Redesain

The screenshot shows the 'Base Reactions' window in ETABS software. The window title is 'ET Base Reactions'. The menu bar includes 'File', 'Edit', 'Format-Filter-Sort', 'Select', and 'Options'. The status bar shows 'Units: As Noted', 'Hidden Columns: Yes', 'Sort: None', and 'Base Reactions'. The filter is set to '([Output Case] = 'EX' OR [Output Case] = 'EX STATIC') OR ([Output Case] = 'EY' OR [Output Case] = 'EY STATIC')'. The table below displays the reaction values for different cases and steps.

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
	EX	LinRespSpec	Max		6077,2941	832,9041	168,4922	21403,1473	136165,0945	207975,107
	EY	LinRespSpec	Max		843,8328	6077,2939	67,0615	148172,7721	18704,8774	54123,6751
	EX STATIC	LinStatic	Step By Step	1	-7149,7577	3,876E-06	0	-0,0001	-204214,834	209563,3518
	EX STATIC	LinStatic	Step By Step	2	-7149,7577	6,095E-07	0	-2,526E-05	-204214,834	250747,119
	EX STATIC	LinStatic	Step By Step	3	-7149,7577	7,143E-06	0	-0,0002	-204214,834	168379,5846
	EY STATIC	LinStatic	Step By Step	1	0	-7149,7575	0	204214,8292	-6,236E-07	3284,2119
	EY STATIC	LinStatic	Step By Step	2	0	-7149,7575	0	204214,8292	-1,018E-06	-8452,2796
	EY STATIC	LinStatic	Step By Step	3	0	-7149,7575	0	204214,8293	0	15020,7034

Record: << < 2 > >> of 8

Gambar 5.53 Momen Torsi setelah Penambahan Eksentrisitas Struktur Redesain

Berdasarkan gambar diatas dapat diketahui bahwa terjadi penambahan nilai momen torsi dimana sebelum penambahan nilai momen torsi adalah sebesar 198335,066 untuk arah X dan 45078,0214 untuk arah Y. Kemudian, setelah penambahan nilai momen torsi adalah 207975,107 untuk arah X dan 54123,6751 untuk arah Y.

5.4.5 Pengecekan Komponen Struktur

Pengecekan elemen struktur pada struktur redesain mengacu pada SNI 1729:2015 dan SNI 7860:2015 dimana elemen struktur yang akan dicek meliputi balok dan kolom. Berikut ini merupakan perhitungan pengecekan elemen struktur redesain.

1. Pengecekan elemen struktur balok

Balok yang akan dicek pada penelitian ini merupakan balok dengan momen terbesar. Berikut ini merupakan rekapitulasi momen dan gaya geser pada elemen balok setelah di analisis menggunakan *software* ETABS yang dapat dilihat pada Tabel 5.54 dibawah ini.

Tabel 5.54 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Balok Terbesar

Kode Balok	Tipe Balok	Mu' max	Vg (KN)
B1	IWF 450X200	218,742	179,095
B2	IWF 450X200	171,825	152,720
B3	IWF 450X200	129,057	146,151
B4	IWF 450X200	40,824	30,482
B5	IWF 450X200	42,186	34,485
B6	IWF 450X200	89,004	37,938
B7	IWF 450X200	67,188	33,199
B8	IWF 450X200	127,703	134,615
B9	IWF 450X200	165,327	113,978
B10	IWF 450X200	104,467	52,586
B11	IWF 450X200	115,349	54,172
B12	IWF 450X200	76,226	80,322
B13	IWF 450X200	136,239	90,721
B14	IWF 450X200	207,344	102,887
B15	IWF 450X200	130,517	80,499
B16	IWF 450X200	68,328	35,235
B17	IWF 450X200	154,623	129,619
B18	IWF 450X200	106,787	79,069
B19	IWF 450X200	86,615	41,297
B20	IWF 450X200	147,373	152,557
B21	IWF 450X200	42,690	41,894
B22	IWF 450X200	35,204	90,917
B23	IWF 450X200	100,073	47,741
B24	IWF 500X200	272,163	172,406
B25	IWF 450X200	167,989	97,733
B26	IWF 450X200	57,947	36,376
BA1	IWF 300X150	52,126	35,255
BA2	IWF 300X150	68,119	56,315
BA3	IWF 300X150	53,039	37,760
BA4	IWF 300X150	68,156	15,426
BA5	IWF 300X150	27,060	13,740
BA6	IWF 300X150	40,647	32,792
BA7	IWF 300X150	50,750	37,953
BA8	IWF 300X150	52,597	38,248
BA9	IWF 300X150	50,758	43,115
BK1	IWF 450X200	43,959	35,128
BK2	IWF 450X200	26,485	21,649

a. Balok B1 (IWF 450 x 200)

$$M_U^- = 218,742 \text{ KNm}$$

$$V_g = 179,095 \text{ KNm}$$

Mutu Material BJ 41

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$R_y = 1,3$$

$$L_b = 8000 \text{ mm}$$

1) Cek kelangsingan balok

a) Sayap

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 14} = 7,143$$

$$\lambda_{hd} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,3 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 8,485$$

$$\lambda_f \leq \lambda_{hd} \text{ (Kompak)}$$

b) Badan

$$C_a = 0$$

$$h = d - (2r + 2t_f)$$

$$= 450 - (2 \times 18 + 2 \times 14)$$

$$= 386 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{386}{9} = 42,889$$

$$\lambda_{hd} = 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0,93 C_a) = 2,45 \sqrt{\frac{200000}{250}} (1 - (0,93 \times 0)) = 69,296$$

$$\lambda_w \leq \lambda_{hd} \text{ (Kompak)}$$

2) Cek pengaruh tekuk lateral

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1h t_w}{6b_f t_f}\right)}}$$

$$= \frac{200}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1 \times 450 \times 9}{6 \times 300 \times 14}\right)}}$$

$$= 51,825 \text{ mm}$$

$$h_o = H - 2t_f$$

$$= 450 - (2 \times 14)$$

$$= 422 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} J &= \sum \frac{1}{3} b_t^3 \\ &= 2 \left(\frac{1}{3} b_f t_f^3 \right) + \left(\frac{1}{3} h_o t_w^3 \right) \\ &= 2 \left(\frac{1}{3} \times 200 \times 14^3 \right) + \left(\frac{1}{3} \times 422 \times 9^3 \right) \\ &= 468412,7 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$c = 1 \text{ (untuk profil I simetris ganda)}$$

3) Cek Kapasitas Lentur Balok

$$L_b = 200 \text{ mm (dari perhitungan preliminary design)}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,76 \times 44 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ &= 2190,334 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_r &= 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E} \right)^2}} \\ &= 9458,481 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$L_b < L_p ; \text{ kondisi balok plastis}$$

4) Cek Kuat Lentur Balok

$$\begin{aligned} A_t &= (B \times t_f) + (0,5h \times t_w) \\ &= (200 \times 14) + (0,5 \times 422 \times 9) \\ &= 4699 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 2 \times \frac{(B \times t_f \times 0,5(h - t_f) + t_w \times 0,5h \times 0,25h)}{(B \times t_f + 0,5h \times t_w)} \\ &= 2 \times \frac{(200 \times 14 \times 0,5(422 - 14) + 9 \times 0,5 \times 422 \times 0,25 \times 422)}{(200 \times 14 + 0,5 \times 422 \times 9)} \\ &= 328,389 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= d \times A_t \\ &= 328,389 \times 4699 \\ &= 1543089 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$M_n = M_p$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= Z_x F_y \\
 &= 1543089 \times 250 \times 10^{-6} \\
 &= 385,772 \text{ KNm} \\
 \Phi M_p &= 0,9 \times 385,772 \\
 &= 347,195 \text{ kNm} > M_u \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan Balok Anak

Perhitungan balok anak pada penelitian ini mengacu pada SNI 1729-2015, dimana urutan dari perhitungan balok anak adalah sebagai berikut.

1) Spesifikasi balok induk penumpu B1 (IWF 450 x 200)

$$\begin{aligned}
 H &= 450 \text{ mm} & I_y &= 1870 \times 10^4 \text{ mm} \\
 b_f &= 200 \text{ mm} & r_x &= 186 \text{ mm} \\
 t_w &= 9 \text{ mm} & r_y &= 44 \text{ mm} \\
 t_f &= 14 \text{ mm} & S_x &= 1490 \times 10^3 \text{ mm} \\
 r &= 18 \text{ mm} & S_y &= 187 \times 10^3 \text{ mm} \\
 I_x &= 33500 \times 10^4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) Perhitungan Jarak Maksimum Balok Anak

a) Mengecek daktilitas elemen

Sayap

$$\lambda_f = \frac{B}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 9} = 7,143$$

$$\lambda_{hd} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,3 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 8,485$$

$$\lambda_f < \lambda_{hd} \text{ (OK)}$$

Badan

$$\lambda_w = \frac{H-2(t_f+r)}{t_w} = \frac{450-2(14+18)}{9} = 42,889$$

$$\lambda_{hd} = 2,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69,296$$

$$\lambda_w < \lambda_{hd} \text{ (OK)}$$

b) Hitung Jarak Sendi Plastis (S_h)

$$S_{h1} = \frac{d}{2} = \frac{450}{2} = 225 \text{ mm}$$

$$S_{h2} = 3bf = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 500 \text{ mm}$$

c) Hitung Batas Bresing ($L_{b \max}$)

$$\begin{aligned} L_{b \max} &= 0,08 r_y \frac{E}{F_y} \\ &= 0,08 \times 44 \times \frac{200000}{250} \\ &= 2816 \text{ mm} \end{aligned}$$

d) Menghitung jarak bresing antara sendi plastis

$$\begin{aligned} L &= L_n - 2 S_h \\ &= 8000 - (2 \times 500) = 7000 \text{ mm} > L_{b \max}, \text{ maka diperlukan} \\ &\text{balok anak di tengah bentang.} \end{aligned}$$

Jumlah balok anak (n) = 1

$$L_b = \frac{L}{n+1} = \frac{7000}{3+1} = 1750 \text{ mm}$$

Jadi, jumlah balok anak sepanjang bentang IWF adalah 3 buah dengan jarak antar balok sebesar 1800 mm.

3) Menentukan *plastic length limit* (L_p)

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 44 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ &= 2215,224 \text{ mm} \end{aligned}$$

L_b (1800 mm) < L_p (2215,224 mm) (Bentang Pendek)

4) Menentukan *flexure capacity* (M_n) pada balok induk IWF 450 x 200

$$\begin{aligned} A_t &= (B \times t_f) + (0,5h \times t_w) \\ &= (200 \times 14) + (0,5 \times 422 \times 9) \\ &= 4699 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 2 \times \frac{(B \times t_f \times 0,5(h - t_f) + t_w \times 0,5h \times 0,25h)}{(B \times t_f + 0,5h \times t_w)} \\ &= 2 \times \frac{(200 \times 14 \times 0,5(422 - 14) + 9 \times 0,5 \times 422 \times 0,25 \times 422)}{(200 \times 14 + 0,5 \times 422 \times 9)} \\ &= 328,389 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Z = d \times A_t$$

$$= 328,389 \times 4699$$

$$= 1543089 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p$$

$$M_p = Z_x F_y$$

$$= 1543089 \times 250 \times 10^{-6}$$

$$= 385,772 \text{ KNm}$$

5) Menentukan M_u yang ditahan balok anak pada sendi plastis

$$M_u = 0,06 \times R_y \times F_y \times Z$$

$$= 0,06 \times 1,3 \times 240 \times 1621489$$

$$= 31,619 \text{ kNm}$$

6) Menentukan M_u yang ditahan pada balok anak diluar sendi plastis

$$M_{maks} = 40,647 \text{ kNm}$$

$$M_A = 30,379 \text{ kNm}$$

$$M_B = 17,019 \text{ kNm}$$

$$M_C = 25,204 \text{ kNm}$$

$$M_r = R_y \times F_y \times Z$$

$$= 1,3 \times 240 \times 1621489$$

$$= 505,905 \text{ kNm}$$

$$n = 3$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$= \frac{12,5 \times 40,647}{(2,5 \times 40,647) + (3 \times 30,379) + (4 \times 17,019) + (3 \times 25,204)}$$

$$= 1,51$$

$$M_u = \frac{0,24 M_r L}{n C_b L_b}$$

$$= \frac{0,24 \times 505,905 \times 8000}{3 \times 1,51 \times 1750}$$

$$= 12,762 \text{ kNm}$$

Maka M_u pakai adalah 31,619 kNm

7) Spesifikasi balok anak BA6 (IWF 300 x 150)

$$H = 300 \text{ mm}$$

$$I_y = 508 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

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

$$r_x = 124 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 t_w &= 6,5 \text{ mm} & r_y &= 329 \text{ mm} \\
 t_f &= 9 \text{ mm} & S_x &= 481 \times 10^3 \text{ mm} \\
 r &= 13 \text{ mm} & S_y &= 67,7 \times 10^3 \text{ mm} \\
 I_x &= 7210 \times 10^4 \text{ mm} & A_g &= 4678 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

8) Menentukan tekuk torsi lateral

$$\begin{aligned}
 r_{ts} &= \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1h t_w}{6b_f t_f}\right)}} \\
 &= \frac{150}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1 \times 300 \times 6,5}{6 \times 150 \times 9}\right)}} \\
 &= 38,87 \text{ mm} \\
 h_o &= H - 2t_f \\
 &= 300 - (2 \times 9) \\
 &= 282 \text{ mm} \\
 J &= \sum \frac{1}{3} b_t^3 \\
 &= 2 \left(\frac{1}{3} b_f t_f^3 \right) + \left(\frac{1}{3} h_o t_w^3 \right) \\
 &= 2 \left(\frac{1}{3} \times 150 \times 9^3 \right) + \left(\frac{1}{3} \times 282 \times 6,5^3 \right) \\
 &= 468412,667 \text{ mm}^4 \\
 c &= 1 \text{ (profil simetris ganda)}
 \end{aligned}$$

9) Menentukan batas panjang tekuk lateral pada balok anak

$$L_b = 200 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 1,76 \times 32,9 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\
 &= 1637,772 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_r &= 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \\
 &= 7546,794 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$L_b < L_p$; bentang pendek

10) Menentukan *flexure capacity* (M_n) pada balok anak

$$M_u = 37,032 \text{ kNm (hasil analisis ETABS)}$$

$$Z = 2x (B \times t_f \times 0,5(h + t_f)) + (t_w \times 0,5h \times 0,25h)$$

$$= 2x (150 \times 9 \times 0,5(282 + 9)) + (6,5 \times (0,5 \times 282) \times (0,25 \times 282))$$

$$= 522076,5 \text{ m}^3$$

$$M_n = M_p$$

$$M_n = F_y \times Z$$

$$= 250 \times 522076,5$$

$$= 130,519 \text{ kNm}$$

$$\Phi M_n = 0,9 \times 130,519$$

$$= 117,467 \text{ kNm}$$

Apabila $\Phi M_n > M_u$, maka syarat kekuatan terpenuhi dan profil tersebut aman terhadap beban yang bekerja pada struktur.

Berdasarkan SNI 1729:2015 dapat diketahui bahwa balok tersebut aman terhadap persyaratan momen. Perhitungan balok lainnya sama seperti yang dicontohkan pada balok B1, sehingga hasil rekapitulasi perhitungan balok adalah sebagai berikut.

Tabel 5.55 Rekapitulasi Cek Syarat Momen

Kode Balok	Tipe Balok	L	$M_u \text{ max}$	ΦM_n	CEK
		m	kNm	kNm	
B1	IWF 450X200	8000	218,742	347,195	OK
B2	IWF 450X200	7750	171,825	347,195	OK
B3	IWF 450X200	7500	129,057	347,195	OK
B4	IWF 450X200	7000	40,824	347,195	OK
B5	IWF 450X200	6500	42,186	347,195	OK
B6	IWF 450X200	6000	89,004	347,195	OK
B7	IWF 450X200	5800	67,188	347,195	OK
B8	IWF 450X200	5500	127,703	347,195	OK
B9	IWF 450X200	5350	165,327	347,195	OK
B10	IWF 450X200	5000	104,467	347,195	OK
B11	IWF 450X200	4750	115,349	347,195	OK
B12	IWF 450X200	4250	76,226	347,195	OK
B13	IWF 450X200	4200	136,239	347,195	OK
B14	IWF 450X200	4000	207,344	347,195	OK
B15	IWF 450X200	3750	130,517	347,195	OK

Lanjutan Tabel 5.5 Rekapitulasi Cek Syarat Momen

Kode Balok	Tipe Balok	L	Mu' max	ΦMn	CEK
		m	kNm	kNm	
B16	IWF 450X200	3500	68,328	347,195	OK
B17	IWF 450X200	3000	154,623	347,195	OK
B18	IWF 450X200	2900	106,787	347,195	OK
B19	IWF 450X200	2400	86,615	347,195	OK
B20	IWF 450X200	2000	147,373	347,195	OK
B21	IWF 450X200	1500	42,690	347,195	OK
B22	IWF 450X200	1250	35,204	347,195	OK
B23	IWF 450X200	3500	100,073	347,195	OK
B24	IWF 500X200	8100	272,163	448,641	OK
B25	IWF 450X200	5700	167,989	347,195	OK
B26	IWF 450X200	5750	57,947	347,195	OK
BA1	IWF 300X150	5000	52,126	111,9997	OK
BA2	IWF 300X150	5500	68,119	111,9997	OK
BA3	IWF 300X150	6000	53,039	111,9997	OK
BA4	IWF 300X150	7500	68,156	111,9997	OK
BA5	IWF 300X150	3000	27,060	111,9997	OK
BA6	IWF 300X150	4750	40,647	111,9997	OK
BA7	IWF 300X150	6400	50,750	111,9997	OK
BA8	IWF 300X150	6450	52,597	111,9997	OK
BA9	IWF 300X150	7400	50,758	111,9997	OK
BK1	IWF 450X201	2000	43,959	347,195	OK
BK2	IWF 450X202	1250	26,485	347,195	OK

11) Cek Kapasitas Geser

$$\begin{aligned}
 A_w &= H \times t_w \\
 &= 450 \times 9 \\
 &= 4050 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 F_y A_w \\
 &= 0,6 \times 250 \times 4050 \times 10^{-3} \\
 &= 607,5 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi V_n &= 0,9 \times V \\
 &= 0,9 \times 607,5 \\
 &= 546,75 \text{ kN} > V_g = 189,841 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 dapat diketahui bahwa balok tersebut aman terhadap gaya geser balok. Perhitungan balok lainnya sama seperti yang dicontohkan pada balok B1, sehingga hasil rekapitulasi perhitungan balok adalah sebagai berikut.

Tabel 5.56 Rekapitulasi Cek Syarat Gaya Geser

Kode Balok	Tipe Balok	L	Vg max	ΦV_n	CEK
		m	kN	kN	
B1	IWF 450X200	8000	179,095	546,75	OK
B2	IWF 450X200	7750	152,720	546,75	OK
B3	IWF 450X200	7500	146,151	546,75	OK
B4	IWF 450X200	7000	30,482	546,75	OK
B5	IWF 450X200	6500	34,485	546,75	OK
B6	IWF 450X200	6000	37,938	546,75	OK
B7	IWF 450X200	5800	33,199	546,75	OK
B8	IWF 450X200	5500	134,615	546,75	OK
B9	IWF 450X200	5350	113,978	546,75	OK
B10	IWF 450X200	5000	52,586	546,75	OK
B11	IWF 450X200	4750	54,172	546,75	OK
B12	IWF 450X200	4250	80,322	546,75	OK
B13	IWF 450X200	4200	90,721	546,75	OK
B14	IWF 450X200	4000	102,887	546,75	OK
B15	IWF 450X200	3750	80,499	546,75	OK
B16	IWF 450X200	3500	35,235	546,75	OK
B17	IWF 450X200	3000	129,619	546,75	OK
B18	IWF 450X200	2900	79,069	546,75	OK
B19	IWF 450X200	2400	41,297	546,75	OK
B20	IWF 450X200	2000	152,557	546,75	OK
B21	IWF 450X200	1500	41,894	546,75	OK
B22	IWF 450X200	1250	90,917	546,75	OK
B23	IWF 450X200	3500	47,741	546,75	OK
B24	IWF 500X200	8100	172,406	675	OK
B25	IWF 450X200	5700	97,733	546,75	OK
B26	IWF 450X200	5750	36,376	546,75	OK
BA1	IWF 300X150	5000	35,255	263,25	OK
BA2	IWF 300X150	5500	56,315	263,25	OK
BA3	IWF 300X150	6000	37,760	263,25	OK
BA4	IWF 300X150	7500	15,426	263,25	OK
BA5	IWF 300X150	3000	13,740	263,25	OK
BA6	IWF 300X150	4750	32,792	263,25	OK

Lanjutan Tabel 5.56 Rekapitulasi Cek Syarat Gaya Geser

Kode Balok	Tipe Balok	L	Vg max	ΦV_n	CEK
		m	kN	kN	
BA7	IWF 300X150	6400	37,953	263,25	OK
BA8	IWF 300X150	6450	38,248	263,25	OK
BA9	IWF 300X150	7400	43,115	263,25	OK
BK1	IWF 450X201	2000	35,128	546,75	OK
BK2	IWF 450X202	1250	21,649	546,75	OK

2. Pengecekan elemen struktur kolom

Pada penelitian ini kolom yang akan dicek yaitu kolom K2. Hasil rekapitulasi gaya yang dihasilkan pada struktur kolom setelah dihitung menggunakan ETABS dapat dilihat pada tabel 5.57 empat berikut

Tabel 5.57 Rekapitulasi Gaya Kolom

Kode	Tipe Balok	Pu' max (KN)	Mu max (KNm)	
			Mux	Muy
K1	IWF 700X300	3224,689	226,049	125,328
K2	IWF 700X300	3303,955	218,122	100,987
K3	IWF 700X300	2972,868	105,947	126,52
K4	IWF 700X300	3157,347	131,784	104,579
K5	IWF 700X300	1793,923	104,769	165,383
K6	IWF 700X300	1984,945	101,043	120,026
K7	IWF 700X300	770,9958	103,38	144,924
K8	IWF 700X300	791,0325	117,493	122,199

Perhitungan desain komponen kolom berdasarkan SNI 1729:2015 dan SNI 7860:2015 adalah sebagai berikut.

$$P_u = 3303,9554 \text{ KN}$$

$$M_{ux} \text{ arahx} = 218,122 \text{ KNm}$$

$$M_{uy} \text{ arahy} = 100,987 \text{ KNm}$$

Profil IWF 700X300

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

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

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

$$t_f = 24 \text{ mm}$$

Mutu Material BJ41

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 345 \text{ Mpa}$$

$$L_h = 3600 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,3$$

$$\begin{aligned}
 r &= 28 \text{ mm} \\
 I_x &= 181000 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\
 I_y &= 10800 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\
 r_x &= 293 \text{ mm} \\
 r_y &= 67,8 \text{ mm} \\
 S_x &= 5760 \times 10^3 \text{ mm}^3 \\
 S_y &= 772 \times 10^3 \text{ mm}^3 \\
 A_g &= 23550 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

a. Periksa kelangsingan kolom

1) Sayap

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300 \text{ mm}}{2 \times 24 \text{ mm}} = 6,25$$

$$\lambda_{hd} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,3 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 7,223$$

$$\lambda_f \leq \lambda_{hd} \quad (\text{Kompak})$$

2) Badan

$$P_y = A_g F_y = 23550 \text{ mm}^2 \times 345 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-3} = 8124,75 \text{ KN}$$

$$Ca = \frac{p_U}{\phi P_y} = \frac{3303,9554 \text{ KN}}{0,4 \times 8124,75 \text{ kN}} = 0,452 > 0,125$$

Maka, selanjutnya dihitung batasan rasio lebar terhadap tebal pada badan kolom

$$\begin{aligned}
 h &= d - (2r + 2t_f) \\
 &= 700 \text{ mm} - 2(28 \text{ mm} + 24 \text{ mm}) \\
 &= 596 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{596 \text{ mm}}{13 \text{ mm}} = 45,85$$

$$\lambda_{hd} = 0,77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,93 - ca)$$

$$\lambda_{hd} = 0,77 \sqrt{\frac{200000}{345}} (2,93 - 0,452)$$

$$\lambda_{hd} = 45,943$$

$$\lambda_w \leq \lambda_{hd} \quad (\text{Kompak})$$

b. Periksa pengaruh tekuk lateral

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1h t_w}{6b_f t_f}\right)}}$$

$$= \frac{300}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1 \times 700 \times 13}{6 \times 300 \times 24}\right)}}$$

$$= 78,708 \text{ mm}$$

$$h_o = H - t_f = 700 \text{ mm} - 24 \text{ mm} = 652 \text{ mm}$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b_t^3$$

$$= 2 \left(\frac{1}{3} b_f t_f^3 \right) + \left(\frac{1}{3} h_o t_w^3 \right)$$

$$= 2 \left(\frac{1}{3} \times 300 \times 2 \right) + \left(\frac{1}{3} \times 652 \times 13^3 \right)$$

$$= 3242281,333 \text{ mm}^4$$

c = 1 (untuk profil I simetris ganda)

c. Periksa Kapasitas Lentur Kolom

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

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 1,76 \times 67,8 \times \sqrt{\frac{200000}{345}}$$

$$= 2873,081 \text{ mm}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 12106,268 \text{ mm}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

d. Periksa kuat Lentur Kolom

1) Arah X

$$A_t = (B \times t_f) + (0,5h \times t_w)$$

$$= (300 \times 24) + (0,5 \times 596 \times 13)$$

$$= 11438 \text{ mm}^2$$

$$d = 2 \times \frac{(B \times t_f \times 0,5(h - t_f) + t_w \times 0,5h \times 0,25h)}{(B \times t_f + 0,5h \times t_w)}$$

$$= 2 \times \frac{(300 \times 24 \times 0,5(596 - 24) + 13 \times 0,5 \times 596 \times 0,25 \times 596)}{(300 \times 24 + 0,5 \times 596 \times 13)}$$

$$= 516,103 \text{ mm}$$

$$Z = d \times A_t$$

$$= 516,103 \times 11438$$

$$= 5903188 \text{ mm}^3$$

$$M_p = Z_x F_y$$

$$= 5903188 \times 345 \times 10^{-6}$$

$$= 2036,599 \text{ KNm}$$

$$M_{maks} = 218,122 \text{ kNm}$$

$$M_A = 139,815 \text{ kNm}$$

$$M_B = 87,184 \text{ kNm}$$

$$M_C = 37,621 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{maks}}{2,5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$= \frac{12,5 \times 218,122}{(2,5 \times 218,122) + (3 \times 139,815) + (4 \times 87,184) + (3 \times 37,621)}$$

$$= 1,826$$

$$0,7 \times F_y \times S_x = 0,7 \times 345 \times 5760000 \times 10^{-6}$$

$$= 1391,04 \text{ kNm}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - 0,7F_y S_x \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

$$M_n = 1,826 \left[2036,599 - 1391,04 \left(\frac{4000 - 2873,081}{12106,268 - 2873,081} \right) \right]$$

$$M_n = 3575,842 \text{ kNm}$$

Karena nilai $M_n > M_p$ maka $M_n = M_p = 2036,599 \text{ kN}$

2) Arah Y

$$\begin{aligned} A_t &= (B \times t_f) + (0,5h \times t_w) \\ &= (300 \times 24) + (0,5 \times 596 \times 13) \\ &= 11438 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 2 \times \frac{2 \times (150 \times 24 \times (0,5 \times 120)) + [(0,5 \times 13) \times 652 \times (0,25 \times 13)]}{(2 \times 150 \times 24 + 0,5 \times 13 \times 652)} \\ &= 96,830 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= d \times A_t \\ &= 96,830 \times 11438 \\ &= 1107547 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x F_y \\ &= 1107547 \times 245 \times 10^{-6} \\ &= 382,104 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$M_{maks} = 99,598 \text{ kNm}$$

$$M_A = 68,722 \text{ kNm}$$

$$M_B = 46,811 \text{ kNm}$$

$$M_C = 20,916 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \\ &= \frac{12,5 \times 100,987}{(2,5 \times 100,987) + (3 \times 68,722) + (4 \times 46,811) + (3 \times 20,916)} \\ &= 1,781 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,7 \times F_y \times S_y &= 0,7 \times 345 \times 772000 \times 10^{-6} \\ &= 186,438 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - 0,7 F_y S_x \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$

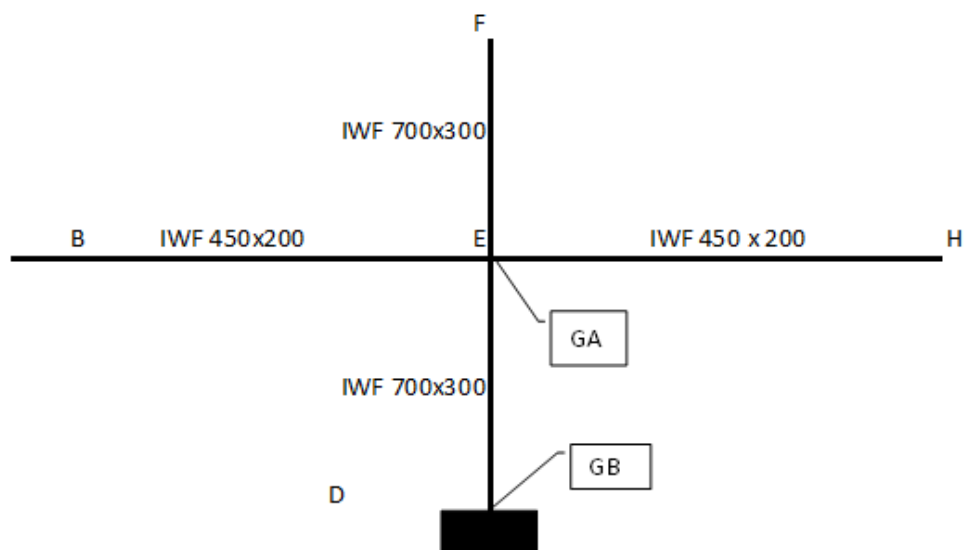
$$M_n = 1,781 \left[382,104 - 186,438 \left(\frac{4000 - 2873,081}{12106,268 - 2873,081} \right) \right]$$

$$M_n = 638,134 \text{ kNm}$$

Karena nilai $M_n > M_p$ maka $M_n = M_p = 382,104 \text{ kNm}$

e. Periksa Kapasitas Aksial Kolom

1) Tentukan panjang efektif kolom



Gambar 5.54 Balok dan Kolom Sumbu X Yang Ditinjau

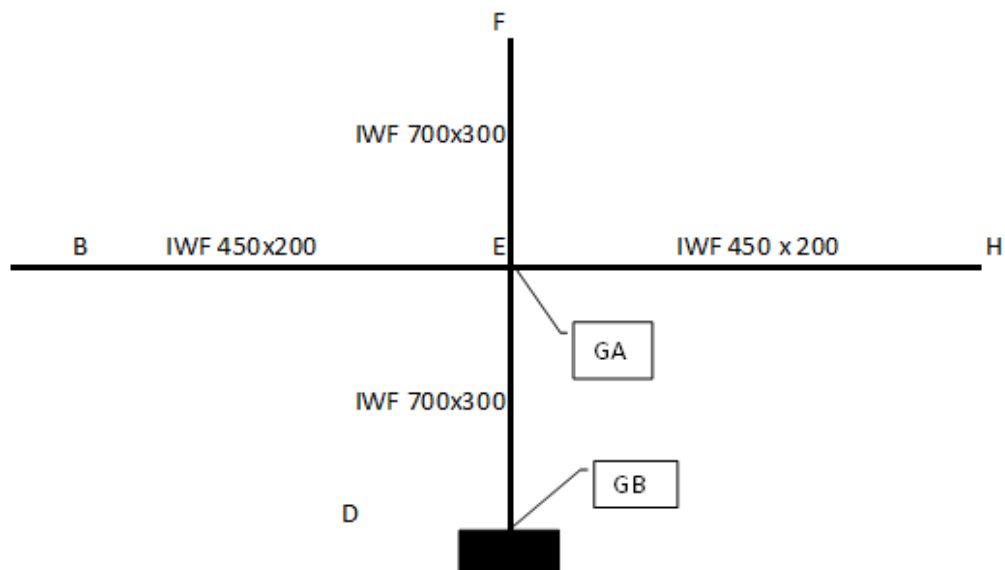
Tabel 5.58 Rasio Momen Inersia dan Tinggi Kolom Arah X

Elemen	Jenis Profil	IWF	I (cm ⁴)	L (cm)	I/L
DE	KOLOM	700x300	2010000000	4000	502500
EF	KOLOM	700x300	2010000000	3250	618461,5
BE	BALOK	450x200	335000000	8000	41875
EH	BALOK	450x200	335000000	4200	79761,9

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \left(\frac{(502500 + 618461,5)}{41875 + 79761,9} \right) = 9,216$$

$$G_A = 1 \text{ (fix end column)}$$

$$K_x = 0,86$$



Gambar 5.55 Balok dan Kolom Sumbu Y Yang Ditinjau

Tabel 5.59 Rasio Momen Inersia dan Tinggi Kolom Arah Y

Elemen	Jenis Profil	IWF	I (cm ⁴)	L (cm)	I/L
DE	KOLOM	700x300	108000000	4000	27000
EF	KOLOM	700x300	108000000	3250	33230,77
BE	BALOK	450x200	478000000	5000	67000
EH	BALOK	450x200	478000000	5000	67000

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_b} = \left(\frac{(27000 + 33230,77)}{67000 + 67000}\right) = 0,449$$

$$G_B = 1 \text{ (fix end column)}$$

$$K_y = 0,72$$

2) Menentukan Rasio Kelangsingan Efektif Kolom

$$\begin{aligned} \lambda_x &= \frac{K_x L_x}{r_x} < 200 \\ &= \frac{0,86 \times 3625}{293} < 200 \end{aligned}$$

$$= 10,639 < 200 ; \text{(OK)}$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} < 200$$

$$\lambda_y = \frac{0,72 \times 3625}{67,8} < 200$$

$$= 38,496 < 200 ; \text{(OK)}$$

3) Periksa Tegangan Lentur

$$\lambda_a = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 113,403$$

$$\frac{KL}{r} \leq \lambda_a$$

$$38,496 \leq 113,403 \text{ (OK)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(38,496)^2} = 1332,012 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$$

$$\frac{345}{1332,012} \leq 2,25$$

$$0,259 \leq 2,25$$

Maka,

$$F_{Cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

$$= [0,658^{0,259}] 345$$

$$= 309,555 \text{ MPa}$$

$$\phi P_n = \phi F_{Cr} A_g$$

$$= 0,9 \times 309,555 \times 23550 \times 10^{-3}$$

$$= 6561,027 \text{ KN}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{3303,955 \text{ KN}}{6561,027 \text{ KN}} = 0,505 \text{ KN} < 1 \text{ (OK)}$$

4) Periksa Interaksi Aksial-Lentur

$$\text{Bila, } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2$$

Maka

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1,0 \text{ (OK)}$$

$$\frac{3303,955 \text{ KN}}{6561,027 \text{ KN}} + \frac{8}{9} \left(\frac{218,122}{0,9 \times 3468,197} + \frac{100,987}{0,9 \times 607,569} \right) \leq 1,0 \text{ (OK)}$$

$$0,870 \leq 1,0 \text{ (OK)}$$

Hasil periksa interaksi aksial lentur adalah $0,870 \leq 1,0$, maka kolom tersebut dapat digunakan.

f. Pemeriksaan *Strong Column Weak Beam*1) Mencari nilai M_{pc}

$$P_u = 3303,955 \text{ KN}$$

$$A_g = 23350 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{pc} &= 2 Z_x \left(F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) \\ &= 2 \times 5903188 \left(345 - \frac{3303,955}{23350} \right) \\ &= 2416820113 \text{ Nmm} \\ &= 2416,820 \text{ KNm} \end{aligned}$$

2) Mencari nilai M_{pb}

a) Balok kanan

$$L = 8000 \text{ mm}$$

$$Z_x = 1543089 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} L_h &= L - d_c - 2S_h \\ &= 8000 - 300 - (2 \times 500) \end{aligned}$$

$$= 6700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr_ka} &= 1,1 \cdot R_y \cdot M_p \\ &= 1,1 \times 1,3 \times 240 \times 1543089 \\ &= 529588144,8 \text{ Nmm} \\ &= 529,588 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{pr_ka} &= \frac{2M_{pr}}{L_h} \\
 &= \frac{2 \times 529588144,8}{6700} \\
 &= 158086,0134 \text{ Nmm} \\
 &= 158,086 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

b) Balok kiri

$$L = 4200 \text{ mm}$$

$$Z_x = 1543089 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned}
 L_h &= L - d_c - 2S_h \\
 &= 4200 - 300 - (2 \times 500) \\
 &= 2900 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr_ki} &= 1,1 \cdot R_y \cdot M_p \\
 &= 1,1 \times 1,3 \times 240 \times 1543089 \\
 &= 529588144,8 \text{ Nmm} \\
 &= 529,588 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{pr_ki} &= \frac{2M_{pr}}{L_h} \\
 &= \frac{2 \times 529588144,8}{2900} \\
 &= 365233,2033 \text{ Nmm} \\
 &= 365,233 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

3) Cek SCWB

$$\begin{aligned}
 M_v &= (V_{pr_ka} - V_{u_ka}) + (V_{pr_ki} - V_{u_ki}) \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right) \\
 &= (158,086 - 185,994) + (365,233 - 122,338) \left(500 + \frac{300}{2} \right) \\
 &= 298781,2208 \text{ KNmm} \\
 &= 298,781 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pb} &= M_{pr_ka} + M_{pr_ki} + M_v \\
 &= 529,588 + 529,588 + 298,781 \\
 &= 1357,957 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1$$

$$\frac{2416,820}{1357,957} > 1$$

$1,779 > 1$, maka struktur termasuk *Strong Column Weak Beam*

Rekapitulasi perhitungan struktur kolom yang dapat dilihat pada tabel 5.60 berikut ini.



Tabel 5.60 Rekapitulasi Perhitungan Kolom

Kode Kolom	Tipe Kolom	L m	Pu max kN	Mu max		ΦM_n kNm	CEK	ΦP_n	Aksial Lentur	CEK ≤ 1
				Mux kNm	Muy kNm					
				K1	IWF 700X300	4000				3224,689
K2	IWF 700X300	4000	3303,955	218,122	100,987	382,104	OK	6561,027	0,870	OK
K3	IWF 700X300	3250	2972,868	105,947	126,52	382,104	OK	6438,698	0,829	OK
K4	IWF 700X300	3250	3157,347	131,784	104,579	382,104	OK	6685,752	0,806	OK
K5	IWF 700X300	3250	1793,923	104,769	165,383	382,104	OK	6438,698	0,757	OK
K6	IWF 700X300	3250	1984,945	101,043	120,026	382,104	OK	6685,752	0,656	OK
K7	IWF 700X300	3250	770,9958	103,38	144,924	382,104	OK	6438,698	0,496	OK
K8	IWF 700X300	3250	791,0325	117,493	122,199	382,104	OK	6685,752	0,491	OK

3. Pengecekan elemen struktur bresing

Pengecekan struktur bresing pada gedung Jogja Apartel mengacu pada SNI 7860:2015 dan SNI 1729:2015. Berikut ini merupakan rekapitulasi dari rekapitulasi gaya yang dihasilkan dari perhitungan analisis ETABS dapat dilihat pada tabel 5.61.

Tabel 5.61 Rekapitulasi Perhitungan Bresing

Kode	Tipe Balok	Arah	Pu ⁻ (kN)
BR 1	H 250x250	X	736,256
		Y	478,830
BR 2	H 250x250	X	929,363
BR 3	H 250x250	X	795,466
		Y	651,298
BR 4	H 250x250	X	878,681
		Y	741,223
BR 5	H 250x250	X	716,774
BR 6	H 250x250	X	853,320
		Y	556,665
BR 7	H 250x250	X	739,917
		Y	557,779
BR 8	H 250x250	X	955,831
		Y	813,771
BR 9	H 250x250	X	842,814
		Y	630,702
BR 10	H 250x250	X	857,998

Perhitungan dari pengecekan elemen struktur bresing pada BR1 arah X dijabarkan seperti berikut ini.

a. Bresing BR1 (H 250x 250)

$$P_u = 736,256 \text{ KN}$$

Profil H 250 X 250

$$H = 250 \text{ mm}$$

$$b_f = 250 \text{ mm}$$

$$t_w = 8 \text{ mm}$$

Mutu Material BJ41

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$L_b = 3250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 t_f &= 14 \text{ mm} & R_y &= 1,3 \\
 r &= 16 \text{ mm} \\
 I_x &= 10800 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\
 I_y &= 3650 \times 10^4 \text{ mm}^4 \\
 r_x &= 108 \text{ mm} \\
 r_y &= 62,9 \text{ mm} \\
 S_x &= 867 \times 10^3 \text{ mm}^3 \\
 S_y &= 292 \times 10^3 \text{ mm}^3 \\
 A_g &= 9218 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

b. Periksa kelangsingan bresing

1) Sayap

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{250 \text{ mm}}{2 \times 14 \text{ mm}} = 8,928$$

$$\lambda_{hd} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 12,728$$

$$\lambda_f \leq \lambda_{hd} \quad (\text{Kompak})$$

2) Badan

$$\begin{aligned}
 h &= d - (2r + 2t_f) \\
 &= 250 \text{ mm} - 2(16 \text{ mm} + 14 \text{ mm}) \\
 &= 596 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{596 \text{ mm}}{13 \text{ mm}} = 45,85$$

$$\lambda_{hd} = 0,94 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,94 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 26,587$$

$$\lambda_w \leq \lambda_{hd} \quad (\text{Kompak})$$

c. Kontrol kelangsingan bresing

$$\begin{aligned}
 L &= \sqrt{4000^2 + 5750^2} \\
 &= 7004,463 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$K = 1$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{1 \times 7004,463}{108} = 64,856$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{1 \times 7004,463}{62,9} = 111,359$$

$$\lambda_{pakai} = 111,359$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(111,359)^2} = 159,177 \text{ MPa}$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$111,359 \leq 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$111,359 \leq 133,219 \text{ (OK)}$$

Maka,

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{250}{159,177} = 1,571$$

$$\begin{aligned} F_{Cr} &= \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \\ &= [0,658^{1,571}] 250 \\ &= 138,001 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi F_{Cr} A_g \\ &= 0,9 \times 138,001 \times 9218 \times 10^{-3} \\ &= 1144,877 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{736,256 \text{ KN}}{1144,877 \text{ KN}} = 0,534 \text{ KN} < 1 \text{ (OK)}$$

Berdasarkan perhitungan diatas dapat diketahui bahwa bresing BR1 arah X telah memenuhi syarat yang ditentukan. Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan pada kodefikasi bresing yang lainnya dapat dilihat pada tabel 5.62 dibawah ini.

Tabel 5.62 Rekapitulasi Perhitungan Bresing

Kode	Tipe Bresing	Arah	Pu (KN)	ΦP_n (KN)	Pu/Pn	CEK
BR 1	H 250x250	X	736,256	1379,999	0,534	OK
		Y	478,830	1104,862	0,433	OK
BR 2	H 250x250	X	929,363	1136,419	0,818	OK
BR 3	H 250x250	X	795,466	1379,999	0,576	OK
		Y	651,298	1532,229	0,425	OK
BR 4	H 250x250	X	878,681	1379,999	0,637	OK
		Y	741,223	1024,317	0,724	OK
BR 5	H 250x250	X	716,774	1473,089	0,487	OK
BR 6	H 250x250	X	853,320	1184,547	0,720	OK
		Y	556,665	1262,311	0,441	OK
BR 7	H 250x250	X	739,917	1379,999	0,536	OK
		Y	557,779	1532,229	0,364	OK
BR 8	H 250x250	X	955,831	1593,549	0,600	OK
		Y	813,771	943,910	0,862	OK
BR 9	H 250x250	X	842,814	1184,547	0,712	OK
		Y	630,702	1262,311	0,500	OK
BR 10	H 250x250	X	857,998	1144,877	0,749	OK

5.5 Perbandingan Hasil Desain Struktur Eksisting dan Struktur Redesain

Struktur eksisting pada Jogja Apartel terdiri dari struktur beton bertulang dimana menggunakan *flat slab*, dimana beban pada struktur diteruskan langsung ke kolom. Sedangkan, struktur redesain menggunakan struktur baja dengan sistem rangka bresing konsentris khusus (*dual system*). Sistem tersebut dipilih karena lokasi Jogja Apartel berada di wilayah rawan gempa dengan kategori desain seismik D. Selain itu, Jogja Apartel termasuk bangunan tingkat tinggi, sehingga penggunaan bresing diperlukan sebagai perkuatan tambahan dalam menahan gaya yang terjadi akibat gaya gempa.

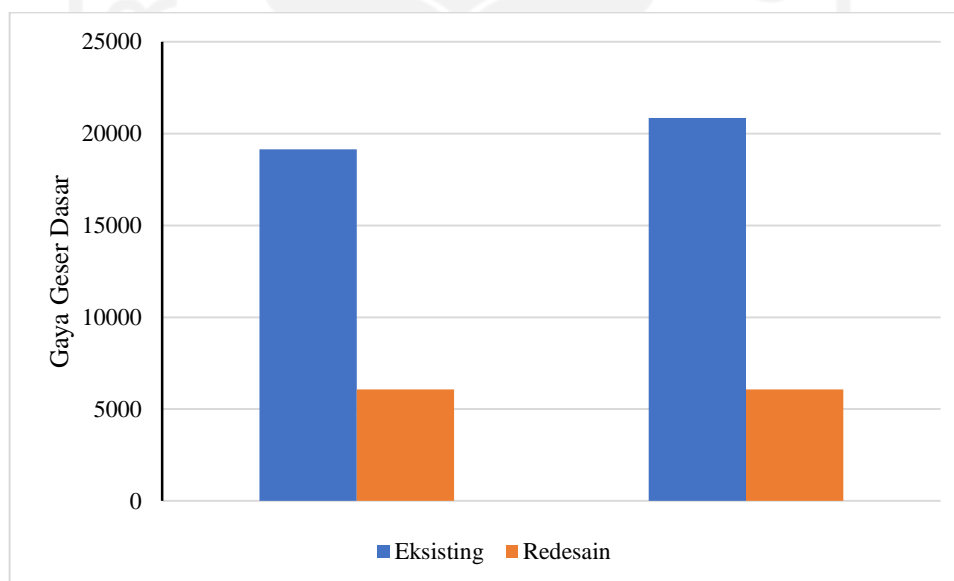
Pada penelitian ini, dilakukan perbandingan terhadap dua jenis struktur dimana struktur eksisting yang merupakan struktur beton bertulang dibandingkan dengan struktur redesain yang merupakan struktur rangka baja berdasarkan gaya geser dasar dan simpangan antar lantai.

5.5.1 Gaya geser dasar

Berdasarkan SNI 1726:2012, gaya geser dasar ditentukan dari kombinasi untuk geser dasar ragam (V_i) yang nilainya 85% lebih kecil dari gaya geser dasar yang di hitung menggunakan prosedur persamaan gaya ekuivalen. Berikut ini merupakan hasil perbandingan dari gaya geser dasar pada struktur eksisting dan struktur redesain yang dapat dilihat pada tabel 5.63 dan gambar 5.56 dibawah ini.

Tabel 5.63 Perbandingan Gaya Geser Dasar Struktur Eksisting dan Struktur Redesain

Base Shear	Eksisting	Redesain	Selisih (%)
F_x (kN)	19140,52	6077,29	68,25
F_y (kN)	20842,49	6077,29	70,84

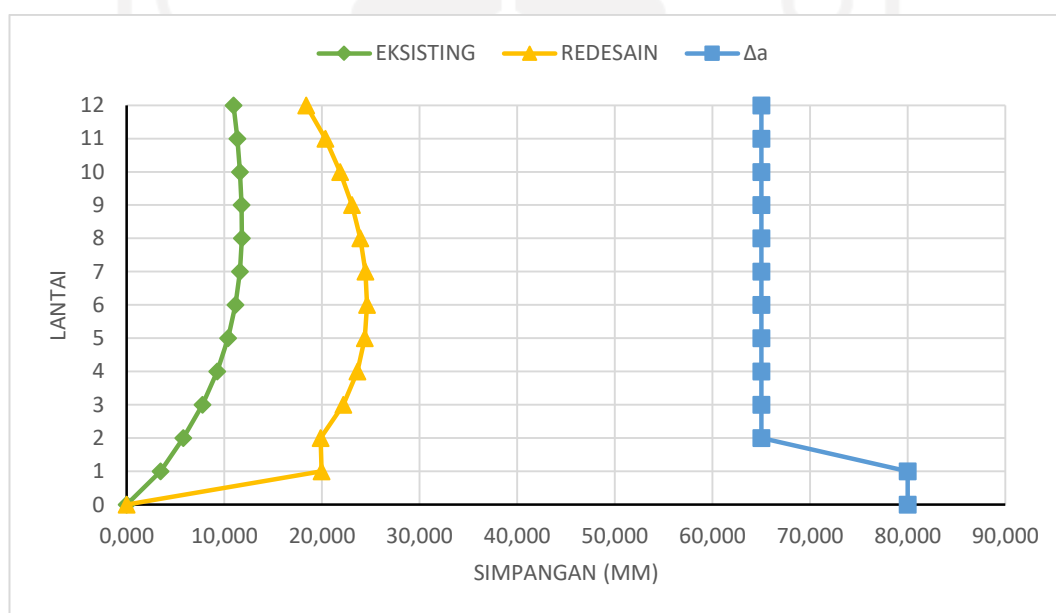


Gambar 5.56 Grafik Perbandingan Gaya Geser Dasar Struktur Eksisting dan Struktur Redesain

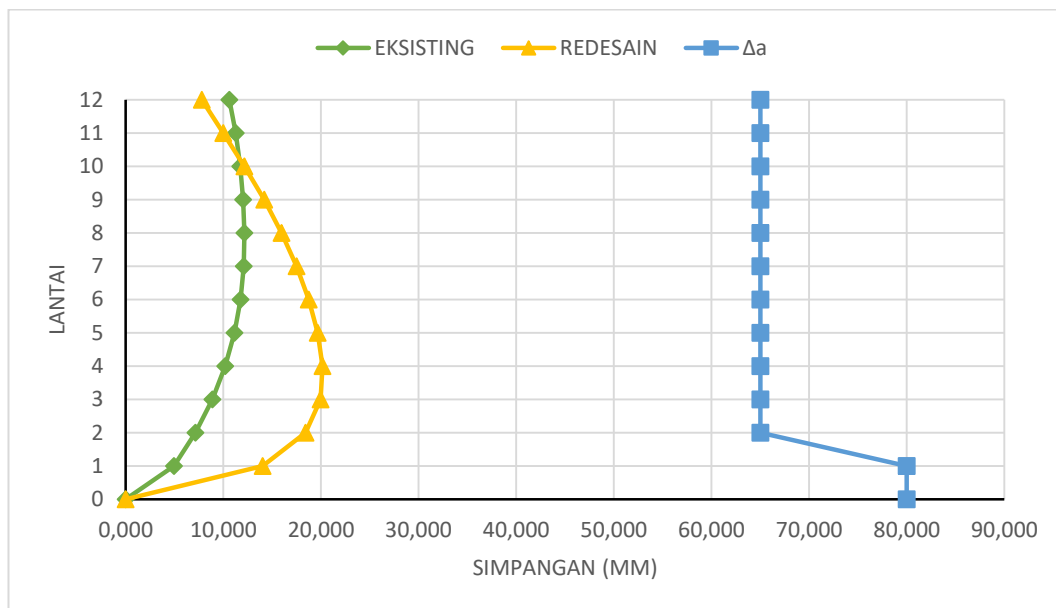
Berdasarkan tabel 5.63 dan gambar 5.47 dapat diketahui bahwa struktur eksisting memiliki gaya geser yang lebih besar daripada struktur redesain. Besarnya nilai gaya geser dasar dipengaruhi oleh berat struktur bangunan, sehingga semakin berat struktur bangunan, maka gaya geser dasarnya semakin besar.

5.5.2 Simpangan antar lantai

Simpangan antar lantai merupakan respon struktur yang terjadi karena adanya gempa dimana pada saat gempa terjadi simpangan antar tingkat yang diukur dari dasar lantai dibawahnya. Menurut SNI 1726:2012 perhitungan defleksi pada dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya dilakukan apabila pusat massa terletak tidak segaris arah vertikal. Data hasil perhitungan simpangan antar lantai terdapat pada tabel 5.9 (arah X) dan 5.10 (arah Y) untuk struktur eksisting, sedangkan pada tabel 5.42 (arah X) dan 5.43 (arah Y) untuk struktur redesain. Berikut ini merupakan grafik perbandingan simpangan antar lantai antara struktur eksisting dan struktur redesain yang dapat dilihat pada gambar 5.56 untuk arah X dan gambar 5.57 untuk arah Y.



Gambar 5.57 Perbandingan Simpangan antar Lantai Struktur Eksisting dan Struktur Redesain Arah X



Gambar 5.58 Perbandingan Simpangan antar Lantai Struktur Eksisting dan Struktur Redesain Arah Y

Berdasarkan grafik pada gambar 5.48 dan 5.49 dapat diketahui bahwa simpangan antar lantai pada struktur redesain lebih besar daripada struktur eksisting, hal tersebut terjadi karena massa serta kekakuan pada struktur redesain lebih kecil daripada struktur eksisting sehingga struktur eksisting lebih kaku daripada struktur redesain.

5.6 Perbandingan Rancangan Anggaran Biaya

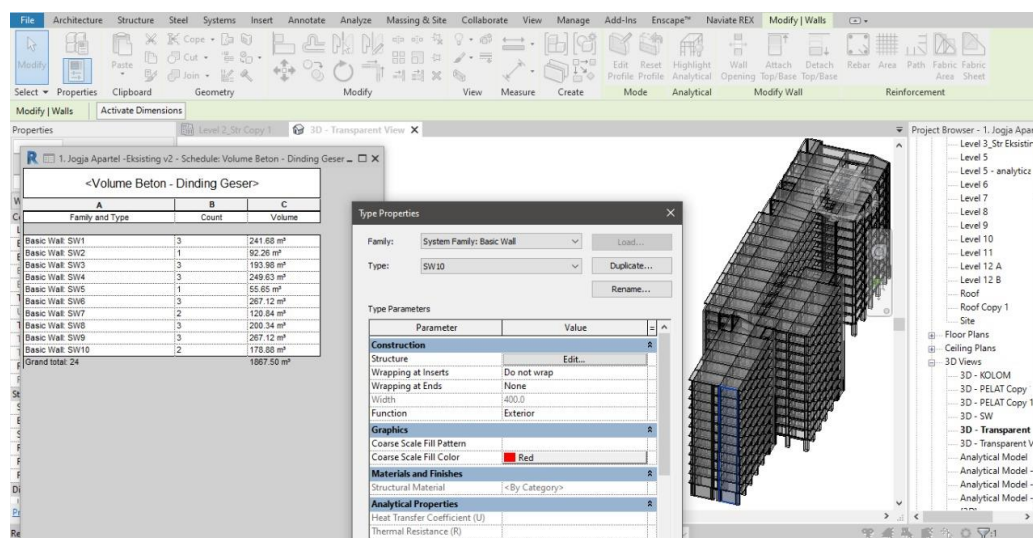
Rancangan anggaran biaya yang akan dihitung pada penelitian ini hanya menghitung pekerjaan balok, kolom, pelat dan dinding geser/bresing. Analisa harga satuan yang digunakan dalam penelitian ini mengacu pada Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat No. 28 tahun 2016.

5.6.1 Eksisting

Data yang diperlukan sebelum menghitung rancangan anggaran biaya adalah dengan melakukan perhitungan kebutuhan volume beton, berat tulangan dan bekisting yang kemudian dikalikan dengan harga satuan setiap item pekerjaan pada Analisa Harga Satuan yang terdapat pada lampiran 6.

1. Menghitung kebutuhan volume beton

Volume beton pada setiap elemen struktur didapatkan dengan menggunakan bantuan program Autodesk Revit dimana volume beton didapatkan secara otomatis setelah melakukan input *properties* elemen struktur.



Gambar 5.59 Proses mendapatkan volume beton dengan program Autodesk Revit

Setelah mendapatkan volume pada setiap elemen struktur, maka selanjutnya adalah dilakukan rekapitulasi volume beton. Berikut ini merupakan rekapitulasi kebutuhan volume beton pada struktur eksisting yang dapat dilihat pada tabel 5.64.

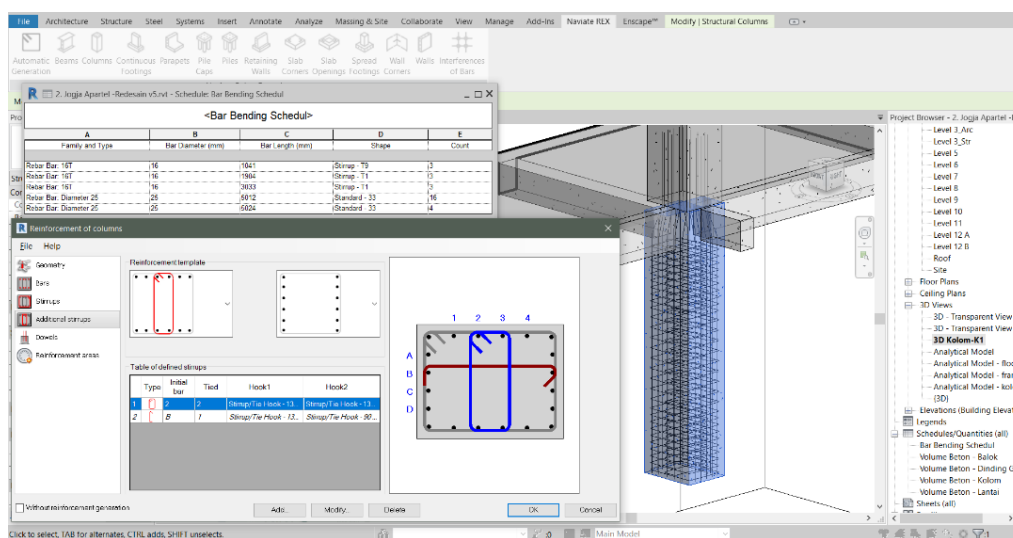
Tabel 5.64 Rekapitulasi Volume Beton

Elemen Struktur	Volume Beton Bertulang (m ³)
Pelat	6925,24
Balok	498,45
Kolom	2150,54
Shear Wall	1867,50

2. Menghitung kebutuhan berat tulangan

Berat tulangan pada setiap elemen struktur didapatkan yaitu dengan menggambarkan tulangan berdasarkan hasil desain struktur. Penggambaran

tulangan digambarkan dengan menggunakan bantuan ekstensi *Naviate Rebar Extension* pada program Autodesk Revit. Berikut ini adalah proses penggambaran elemen struktur dengan menggunakan ekstensi *Naviate Rebar Extension* pada program Autodesk Revit.



Gambar 5.60 Proses mendapatkan berat tulangan dengan program Autodesk Revit

Setelah dilakukan penggambaran, maka berat tulangan dapat langsung diketahui. Hasil rekapitulasi berat tulangan pada elemen struktur balok, kolom, pelat dan dinding geser dapat dilihat pada tabel 5.65 berikut.

Tabel 5.65 Rekapitulasi Kebutuhan Berat Tulangan Setiap Elemen

Elemen Struktur	Dimensi Tulangan	Berat	Satuan	Jumlah Lantai	Berat Total
Pelat	D16 (PL)	16991,7	kg	11	601999,85
	D19 (PL)	34219,9	kg		
	D16 (PA)	13609,07	kg	1	
	D19 (PA)	25063,19	kg		
Balok	D22	8701,72	kg	12	182389,14
	D16	6497,38	kg		
Kolom	D25	251242,9	kg	-	490045,51
	D16	238802,6	kg		
Dinding Geser	D19	149282	kg	-	149281,97

3. Menghitung kebutuhan bekisting

Perhitungan kebutuhan bekisting dilakukan dengan cara menghitung luasan pada setiap elemen struktur dengan perhitungan manual. Berikut ini adalah contoh perhitungan pada elemen kolom K1 :

Diketahui :

Jumlah kolom K1 : 65

Panjang : 1100 mm = 1,1 m

Lebar : 900 mm = 0,9 m

Tinggi : 4000 mm = 4 m

$$\begin{aligned} \text{Luas permukaan} &= 2 (1,1 \times 4) + 2 (0,9 \times 4) \\ &= 16 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas permukaan keseluruhan K1} &= 16 \text{ m}^2 \times 65 \\ &= 1040 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Adapun luas permukaan keseluruhan elemen struktur baik balok, kolom dan pelat dapat dilihat pada tabel 6.66 berikut :

Tabel 5.66 Rekapitulasi Luas Permukaan Elemen Struktur

Elemen Struktur	Luas Permukaan	Satuan
Pelat	27789,1	m ²
Balok	3516,82	m ²
Kolom	13706,9	m ²
Dinding Geser	10104,45	m ²

Berikut ini adalah penjabaran rancangan anggaran biaya untuk bangunan eksisting gedung Jogja Apartel yang dapat dilihat pada tabel 5.67.

Tabel 5.67 Rekapitulasi Rancangan Anggaran Biaya

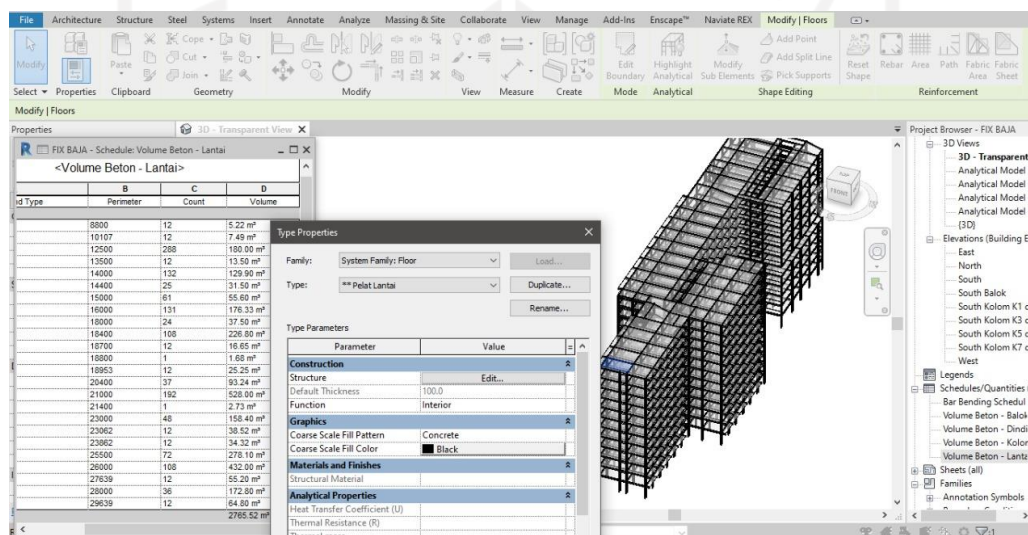
Nama Pekerjaan	Volume	Satuan	Harga Satuan	Harga
Pekerjaan Pelat Lantai				
Pemasangan Bekesting	27789,1	m2	Rp 452.342	Rp 12.570.163.177,65
Pemasangan Perancah	27789,1	m2	Rp 345.640	Rp 9.605.013.408,36
Beton 26 Mpa	6925,24	m3	Rp 1.148.930	Rp 7.956.615.993,20
Tulangan D19	401482,12	kg	Rp 11.249	Rp 4.516.432.905,68
Tulangan D16	200517,7	kg	Rp 11.245	Rp 2.254.861.977,37
Pembongkaran Bekesting	27789,1	m2	Rp 4.380	Rp 121.716.258,00
Jumlah				Rp 37.024.803.720,25
Pekerjaan Balok				
Pemasangan Bekesting	3516,8208	m2	Rp 270.577	Rp 951.572.228,33
Pemasangan Perancah	3516,8208	m2	Rp 345.640	Rp 1.215.552.534,58
Beton K300	498,45	m3	Rp 1.148.930	Rp 572.684.158,50
Tulangan D22	8701,72	kg	Rp 11.240	Rp 97.806.897,71
Tulangan D16	6497,4	kg	Rp 11.245	Rp 73.064.337,58
Pembongkaran Bekesting	3516,8	m2	Rp 4.380	Rp 15.403.675,10
Jumlah				Rp 2.926.083.831,81
Pekerjaan Kolom				
Pemasangan Bekesting	13706,9	m2	Rp 267.742	Rp 3.669.905.966,35
Pemasangan Perancah	13706,9	m2	Rp 345.640	Rp 4.737.647.433,24
Beton K450	2150,54	m3	Rp 1.787.919	Rp 3.844.991.326,26
Tulangan D25	251242,91	kg	Rp 12.138	Rp 3.049.511.048,72
Tulangan D16	238802,61	kg	Rp 11.245	Rp 2.685.383.071,77
Pembongkaran Bekesting	12811,94	m2	Rp 4.380	Rp 56.116.297,20
Jumlah				Rp 18.043.555.143,54
Pekerjaan Shearwall				
Pemasangan Bekesting	10104,45	m2	Rp 313.015	Rp 3.162.844.416,75
Pemasangan Perancah	10104,45	m2	Rp 345.640	Rp 3.492.498.056,22
Beton K450	1867,5	m3	Rp 1.787.919	Rp 3.338.938.732,50
Tulangan D19	149281,97	kg	Rp 11.249	Rp 1.679.332.560,58
Pembongkaran Bekesting	10104,45	m2	Rp 4.380	Rp 44.257.491,00
Jumlah				Rp 11.717.871.257,05
TOTAL				Rp 69.712.313.952,65

5.6.2 Redesain

Data yang diperlukan sebelum menghitung rancangan anggaran biaya pada struktur redesain adalah dengan menghitung volume beton pada pelat, luas pelat untuk keperluan *floordeck*, berat baja profil pada masing – masing elemen struktur (balok, kolom dan bresing) dan berat baja tulangan pada *wiremesh*.

1. Menghitung kebutuhan volume beton pada pelat

Volume beton pada pelat didapatkan dengan meng-input dimensi tebal pelat dari hasil desain pada *section properties*, kemudian secara otomatis didapatkan volume melalui *Schedule/Quantities* pada *Project Browser*.



Gambar 5.61 Proses mendapatkan volume beton dengan program Autodesk Revit

Berdasarkan dari hasil penggambaran melalui program Autodesk Revit, didapatkan volume beton keseluruhan pada pelat adalah sebesar 2765,52 m³.

2. Menghitung luas pelat untuk *floordeck*

Luas pelat yang digunakan untuk keperluan *floordeck* didapatkan melalui *material list* pada program ETABS yang sebelumnya telah dimodelkan.

Story	Object Type	Material	Weight kN	Floor Area m ²	Unit Weight kN/m ²	Number Pieces	Number Studs
Level 3_Str	Beam	BJ41	1199,2715	2308,41	0,5195	484	0
Level 3_Str	Brace	BJ41	99,1849	2308,41	0,043	24	
Level 3_Str	Floor	Beton 25 MPa	5321,9065	2308,41	2,3054		
Level 3_Str	Metal Deck	N.A.	230,8412	2308,41	0,1		
Level 2_Str	Column	BJ55	820,8125	2308,41	0,3556	113	
Level 2_Str	Beam	BJ41	1199,2715	2308,41	0,5195	484	0
Level 2_Str	Brace	BJ41	107,2334	2308,41	0,0465	24	
Level 2_Str	Floor	Beton 25 MPa	5321,9065	2308,41	2,3054		
Level 2_Str	Metal Deck	N.A.	230,8412	2308,41	0,1		
Sum	Column	BJ55	8156,8241	27789,1	0,2935	1356	
Sum	Beam	BJ41	14389,4223	27789,1	0,5178	5808	0
Sum	Brace	BJ41	1196,2677	27789,1	0,0431	288	
Sum	Floor	Beton 25 MPa	64066,1022	27789,1	2,3054		
Sum	Metal Deck	N.A.	2778,91	27789,1	0,1		
Total	All	All	90589,5262	27789,1	3,2599	7452	0

Gambar 5.62 Proses mendapatkan luas pelat lantai untuk keperluan kebutuhan *floordeck* dengan bantuan program ETABS

Berdasarkan hasil dari pemodelan melalui program ETABS didapatkan luas pelat adalah sebesar 27789,1 m².

3. Menghitung keperluan berat baja profil pada masing-masing elemen struktur
Berat baja profil pada masing-masing elemen struktur didapatkan pada *Material List by Story* pada menu *display table*.

Story	Object Type	Material	Weight kN	Floor Area m ²	Unit Weight kN/m ²	Number Pieces	Number Studs
Roof	Column	BJ55	666,9101	2396,56	0,2783	113	
Roof	Beam	BJ41	1199,2715	2396,56	0,5004	484	0
Roof	Brace	BJ41	99,1849	2396,56	0,0414	24	
Roof	Floor	Beton 25 MPa	5525,1309	2396,56	2,3054		
Roof	Metal Deck	N.A.	239,6562	2396,56	0,1		
Level 12 B	Column	BJ55	666,9101	2308,41	0,2899	113	
Level 12 B	Beam	BJ41	1199,2715	2308,41	0,5195	484	0
Level 12 B	Brace	BJ41	99,1849	2308,41	0,043	24	
Level 12 B	Floor	Beton 25 MPa	5321,9065	2308,41	2,3054		
Level 12 B	Metal Deck	N.A.	230,8412	2308,41	0,1		
Level 12 A	Column	BJ55	666,9101	2308,41	0,2899	113	
Level 12 A	Beam	BJ41	1199,2715	2308,41	0,5195	484	0
Level 12 A	Brace	BJ41	99,1849	2308,41	0,043	24	
Level 12 A	Floor	Beton 25 MPa	5321,9065	2308,41	2,3054		
Level 12 A	Metal Deck	N.A.	230,8412	2308,41	0,1		

Gambar 5.63 Proses mendapatkan berat profil baja pada setiap elemen struktur dengan bantuan program ETABS

Hasil pada setiap elemen struktur kemudian dikonversikan satuannya menjadi kilogram, kemudian didapatkan berat total pada setiap masing masing elemen struktur yang dapat dilihat pada Tabel 5.68

Tabel 5.68 Rekapitulasi Berat Profil Baja

PROFIL	Berat (kN)	Berat (kg)
IWF 450X200	8421,2044	858723,69
IWF 500 X 200	82,8157	8444,85
IWF 700 X 300	8156,8241	831764,41
IWF 300 X 150	5885,4022	600143,88
H 250X250	1198,2677	122189,28

4. Menghitung kebutuhan berat baja tulangan pada *wiremesh*

Berat baja tulangan pada pelat lantai dihitung secara manual dengan ukuran setiap lembar *wiremesh* mengacu pada katalog PT. Intan Metalindo.

Tabel 5.69 Spesifikasi Detail *Wiremesh*

TYPE	UKURAN			BERAT		
	DIAMETER	SPASI (mm)	LEMBAR (m)	ROLL (m)	KG/LEMBAR	KG/ROLL
M5	5.00	150 x 150	5.4 x 2.1	54 x 2.1	24.14	241.4
M6	6.00	150 x 150	5.4 x 2.1	54 x 2.1	34.76	347.6
M7	7.00	150 x 150	5.4 x 2.1		47.31	
M8	8.00	150 x 150	5.4 x 2.1		61.79	
M9	9.00	150 x 150	5.4 x 2.1		78.20	
M10	10.00	150 x 150	5.4 x 2.1		96.54	
M11	11.00	150 x 150	5.4 x 2.1		116.90	

(Sumber : www.intanmetalindo.com)

Dimensi *wiremesh* yang digunakan pada struktur redesain adalah D10 dengan spasi 150 mm, sehingga berat *wiremesh* pada setiap lembar (5,4 m x 2,1 m) adalah 96,54 kg. Berikut ini penjabaran perhitungan berat tulangan *wiremesh* pada setiap lantai :

Diketahui :

Diameter : 10 mm

Panjang : 5,4 m

Lebar : 2,1 m

Luas pelat lantai : 27789,1 m²

a. Luas per lembar : 5,4 m x 2,1 m = 11,34 m²

b. Berat per lembar : 96,54 kg

c. Berat setiap 1 m² : $\frac{96,54 \text{ kg}}{11,34 \text{ m}^2} = 8,513 \text{ kg/m}^2$

d. Berat keseluruhan : 27789,1 m² x 8,513 kg/m²
: 236574,9 kg

Berdasarkan perhitungan diatas dapat diketahui berat tulangan *wiremesh* pada struktur redesain adalah sebesar 236574,9 kg. Berikut ini adalah penjabaran rancangan anggaran biaya untuk bangunan redesain gedung Jogja Apartel yang dapat dilihat pada tabel 5.70.

Tabel 5.70 Rancangan Anggaran Biaya Struktur Redesain

Nama Pekerjaan	Volume	Satuan	Harga Satuan	Harga
Pekerjaan Pelat Lantai				
Floordeck	27789,1	m ²	Rp 167.717	Rp 4.660.709.208,85
Wiremesh	236574,93	kg	Rp 17.791	Rp 4.208.786.304,40
Beton	2765,52	m ³	Rp 1.148.930	Rp 3.177.388.893,60
Jumlah				Rp 12.046.884.406,85
Pekerjaan Balok				
IWF 450 x 200	858723,69	kg	Rp 29.241	Rp 25.109.939.419,29
IWF 500 x 200	8444,85	kg	Rp 29.241	Rp 246.935.858,85
IWF 300 X 150	600143,88	kg	Rp 28.781	Rp 17.272.741.010,28
Jumlah				Rp 42.629.616.288,42
Pekerjaan Kolom				
IWF 700 x 300	831764,41	kg	Rp 30.391	Rp 25.278.152.184,31
Jumlah				Rp 25.278.152.184,31
Pekerjaan Bresing				
IWF 250 x 250	122189,28	kg	Rp 28.781	Rp 3.516.729.667,68
Jumlah				Rp 3.516.729.667,68
Pekerjaan Sambungan				
Sambungan baja	3631,8992	kg	Rp 809.080	Rp 2.938.496.976,42
Jumlah				Rp 2.938.496.976,42
TOTAL				Rp 86.409.879.523,68

Berdasarkan tabel 5.47 dan 5.48 dapat diketahui bahwa struktur eksisting lebih hemat daripada struktur redesain. Persentase selisih dari struktur eksisting dan redesain adalah 10,69%.



BAB VI

KESIMPULAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil pembahasan dan hasil analisis pada bab sebelumnya, maka kesimpulan yang dapat diambil adalah sebagai berikut ini.

1. Hasil perbandingan antara struktur eksisting dan struktur redesain menunjukkan bahwa :
 - a. Gaya geser dasar pada struktur eksisting lebih besar dibandingkan struktur redesain. Selisih diantara struktur eksisting dan redesain pada arah X adalah sebesar 68,25 %, sedangkan pada arah Y adalah sebesar 70,84%. Besarnya nilai gaya geser dasar dipengaruhi oleh berat struktur bangunan, sehingga semakin berat struktur bangunan, maka gaya geser dasarnya semakin besar.
 - b. Simpangan antar lantai pada struktur redesain lebih besar daripada struktur eksisting baik untuk arah X maupun arah Y, sehingga struktur eksisting lebih kaku dibandingkan struktur redesain.
2. Rancangan anggaran biaya pada struktur redesain lebih besar dibandingkan struktur eksisting. Presentase selisih dari struktur eksisting dan struktur redesain adalah sebesar 10,69%, sehingga struktur eksisting lebih hemat dibandingkan struktur redesain.
3. Struktur eksisting (*flat slab*) lebih baik dari struktur redesain (struktur rangka baja dengan sistem rangka bresing konsentrik khusus) walaupun pada pembahasan sebelumnya (subbab 3.3) disebutkan bahwa struktur eksisting (*flat slab*) memiliki kelemahan terhadap gempa. Hal tersebut dikarenakan struktur eksisting menggunakan dinding geser pada beberapa titik yang dapat membantu menahan beban lateral (gempa). Kemudian, struktur Jogja Apartel memiliki tinggi keseluruhan bangunan yaitu sebesar 39,75 m dimana tinggi tersebut masih dibawah syarat tinggi bangunan apabila *flat slab* menggunakan dinding geser dengan batas maksimal ketinggian yaitu 48 m.

4. Perbandingan pada gaya geser, simpangan antar lantai dan rancangan anggaran biaya pada struktur redesain dan struktur eksisting dapat menjadi gambaran mengapa bangunan tingkat tinggi khususnya di Yogyakarta masih menggunakan material beton bertulang (salah satunya dengan menggunakan sistem struktur *flat slab*) sebagai struktur utama walaupun banyak penelitian tentang perencanaan menggunakan material baja sebagai struktur utama terhadap gedung tingkat tinggi. Hal tersebut dikarenakan struktur *flat slab* pada bangunan tingkat tinggi lebih unggul jika dibandingkan dengan struktur rangka baja dari segi biaya maupun dari segi keamanan terhadap gempa.

6.2 Saran

Berdasarkan hasil pembahasan dan hasil analisis pada bab sebelumnya, maka terdapat beberapa saran, yaitu :

1. Perlu dilakukan analisis struktur *flat slab* tanpa menggunakan dinding geser agar dapat membuktikan pernyataan sebelumnya bahwa struktur *flat slab* lemah terhadap gaya lateral (gempa)
2. Struktur bawah seperti pondasi sebaiknya juga dihitung dan dianalisis sehingga parameter pembandingnya lebih luas.
3. Analisis dan perhitungan sebaiknya menggunakan aturan SNI yang baru sehingga dapat menyesuaikan dengan perkembangan zaman dan teknologi.

DAFTAR PUSTAKA

- Setiawan, A. 2016. *Perancangan Struktur Baja dengan Metode LRFD Berdasarkan SNI 03-1729-2002*. Erlangga. Jakarta.
- Setiawan, A. 2016. *Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013*. Erlangga. Jakarta.
- Sangidun, 2017. *Redesain Struktur Atas (Upper Structure) Gedung Kantor DPPKAD Kab. Purworejo Menggunakan Konstruksi Baja*. Skripsi. Universitas Muhammadiyah Purworejo. (Tidak Diterbitkan). Purworejo.
- Baskoro, I. A. *Perancangan Ulang Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta Menggunakan Struktur Baja Dengan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus*. Skripsi. Universitas Islam Indonesia. (Tidak Diterbitkan). Yogyakarta.
- Hemawan, L. dan Tavio. *Studi Lebar Efekif Pelat pada Struktur Flat Plate Akibat Beban Gempa*. Dinamika Teknik Sipil. Institut Teknologi Sepuluh November. (Tidak Diterbitkan). Surabaya.
- Purnama, C. A. *Modifikasi Perencanaan Gedung Amaris Hotel Madiun dengan Menggunakan Metode Flat Slab Dan Shear Wall*. Skripsi. Institut Teknologi Sepuluh November. Akreditasi BAN DIKTI No : 110/DIKTI/Kep/2009. Surabaya.
- Fauzi, A. 2013. *Modifikasi Perencanaan menggunakan Sistem Rangka Bresing Konsentris Khusus pada Gedung Apartemen Metropolis*. Skripsi. Institut Teknologi Sepuluh November. Surabaya.
- Nawy, E. G. 1990. *Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar. 1st ed.* PT. Refika Aditama. Bandung.
- Cornelis, Bunganaen dan Tay. 2014. *Analisis Perbandingan Gaya Geser Tingkat, Gaya Geser Dasar, Perpindahan Tingkat Dan Simpangan Antar Tingkat*

Akibat Beban Gempa Berdasarkan Peraturan Gempa SNI 1726-2002 Dan SNI 1726-2012. Jurnal Teknik Sipil Universitas Petra. Vol. 3. No. 3 : 105-216. Surabaya.

Rezita, A. dan Surbakti, B. 2012. *Perencanaan Ulang Gedung Vihara Maitreya Lima Lantai Menggunakan Portal Beton Bertulang dan Portal Baja.* Medan.

Tambusay, Suprobo dan Faimun, 2014. *Studi Eksperimental Perilaku Hubungan Pelat-Kolom Menggunakan Drop Panel dengan Serat PVA-ECC Terhadap Beban Siklik Lateral.* Prosiding Konferensi Nasional Pascasarjana Teknik Sipil (KNPTS) 2014, 6_November 2014, ISSM 2407-1021. Surabaya.

Badan Standarisasi Nasional, 1989. *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SNI 1727:1989).* BSN. Jakarta.

Badan Standarisasi Nasional, 2002, *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung (SNI 1729:2002).* BSN. Jakarta.

American Institute of Steel Construction., 2010. *Specification for Structural Steel Buildings.* AISC. Illinois.

Badan Standarisasi Nasional, 2015, *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729:2015).* BSN. Jakarta.

Badan Standarisasi Nasional, 2013, *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727:2013).* BSN. Jakarta.

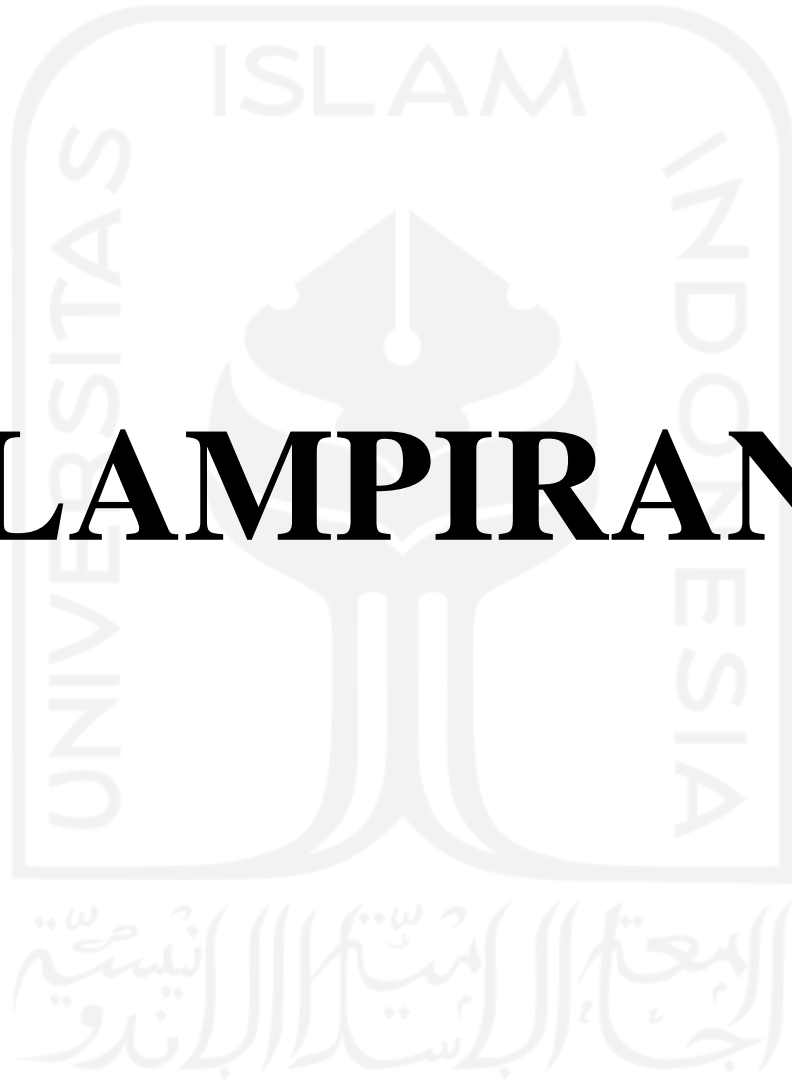
Badan Standarisasi Nasional, 2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012).* BSN. Jakarta.







Badan Standarisasi Nasional, 2008, *Tata Cara Perhitungan Harga Satuan Pekerjaan Beton untuk Konstruksi Bangunan Gedung dan Perumahan (SNI 7394:2008).* BSN. Jakarta.

Badan Standarisasi Nasional, 2015, *Tata Cara Perhitungan Harga Satuan Pekerjaan Besi dan Aluminium (SNI 7393:2008)*. BSN. Jakarta.



LAMPIRAN



Keterangan	File Lampiran
LAMPIRAN 1 – GAMBAR EKSISTING STRUKTUR GEDUNG JOGJA APARTEL	 LAMPIRAN 1 - EKSISTING.pdf
LAMPIRAN 2 – GAMBAR REDESAIN STRUKTUR GEDUNG JOGJA APARTEL	 LAMPIRAN 2 - REDESAIN.pdf
LAMPIRAN 3 – DATA TANAH (<i>BORELOG</i>) GEDUNG JOGJA APARTEL	 LAMPIRAN 3 - BORELOG JOG APAR
LAMPIRAN 4 – GAMBAR PEMBAHASAN HASIL ANALISIS ETABS	 LAMPIRAN 4 - GAMBAR HASIL ANA
LAMPIRAN 5 – HARGA SATUAN UPAH DAN MATERIAL	 LAMPIRAN 5 - HARGA SATUAN UP/
LAMPIRAN 6 – ANALISA HARGA SATUAN GEDUNG JOGJA APARTEL	 LAMPIRAN 6 - ANALISA HARGA SA1