

TUGAS AKHIR

**KOMPARASI KEBUTUHAN TULANGAN DAN
BETON PADA SISTEM PELAT LANTAI
KONVENSIONAL DAN *FLAT-SLAB* PADA GEDUNG
JOGJA APARTEL
(*COMPARISON OF REINFORCEMENT AND
CONCRETE REQUIREMENTS IN CONVENTIONAL
FLOOR SYSTEM AND FLAT-SLAB ON JOGJA
APARTEL BUILDING*)**

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



**Muhammad Zakki Rizal Hidayat
15511218**

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

TUGAS AKHIR

KOMPARASI KEBUTUHAN TULANGAN DAN BETON PADA SISTEM PELAT LANTAI KONVENSIONAL DAN *FLAT-SLAB* PADA GEDUNG JOGJA APARTEL (*COMPARISON OF REINFORCEMENT AND CONCRETE REQUIREMENTS IN CONVENTIONAL FLOOR SYSTEM AND FLAT-SLAB ON JOGJA APARTEL BUILDING*)

Disusun Oleh

Muhammad Zakki Rizal Hidayat

15511218

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

Diuji pada tanggal 17 Maret 2022

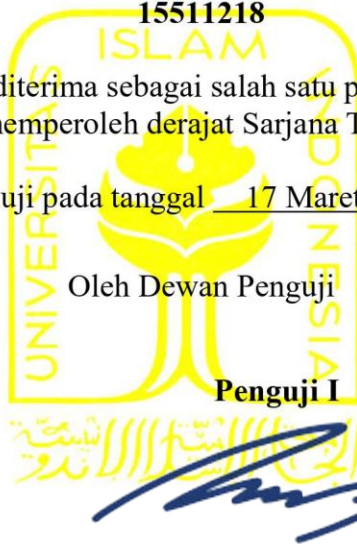
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



Prof. Ir. Mochamad Teguh, MSCE, Ph.D.
NIP: 855110201

Penguji I



Novi Rahmayanti, S.T., M.Eng
NIP: 155111306

Penguji II



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

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Sri Amini Yuni Astuti, S.T, M.T, Ph.D.
NIP: 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, 7 Februari 2022

Yang membuat pernyataan,

A handwritten signature in blue ink is written over a 10,000 Rupiah stamp. The stamp is pink and white with a QR code and the text 'METERAI 10000'.

Muhammad Zakki Rizal Hidayat

(15511218)

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas akhir yang berjudul *Komparasi Kebutuhan Tulangan Dan Beton Pada Sistem Pelat Lantai Konvensional Dan Flat-Slab Pada Gedung Jogja Apartel*. 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. Selain itu, Tugas akhir ini juga bertujuan untuk menambah wawasan tentang prosedur perancangan struktur bangunan gedung tahan gempa bagi para pembaca dan juga bagi penulis.

Dalam penyusunan tugas akhir ini, banyak hambatan yang dihadapi oleh penulis. Namun berkat saran, kritik serta dorongan dari berbagai pihak, Tugas akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, ucapan terimakasih yang sebesar-besarnya disampaikan kepada:

1. Bapak Prof. Ir. Mochamad Teguh, MSCE, Ph.D., selaku Dosen Pembimbing;
2. Ibu Novi Rahmayanti, S.T., M.Eng., Bapak Hariadi Yulianto, S.T., M.Eng., dan Bapak Elvis Saputra, S.T., M.T., selaku Dosen Penguji;
3. Ibu Sri Amini, Dr, Ir, M.T., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,
4. Dosen Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia yang telah membagikan ilmunya;
5. Bapak Dodi Soleh Hidayat dan Ibu Iis Heryantini selaku orang tua yang senantiasa memberikan semangat, kepercayaan dan berkorban begitu banyak baik material maupun spiritual;
6. Alm. Nenek Maesaroh, Alm. Kakek Sudjadi Sutrisno serta Alm. Bibi Intan Rahimy Permatasari yang senantiasa selalu ada dalam hati untuk

memberikan semangat mulai dari awal kuliah hingga selesainya Tugas akhir ini;

7. Nabila Hanief Prasetyani, Rifki Darmawan, Dwi Nurul Ilmih Akham serta rekan-rekan seperjuangan lainnya yang selalu senantiasa memberikan dukungan serta semangat; dan
8. Semua pihak yang telah membagi sebagian pengetahuannya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas akhir ini.

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

Pangandaran, 7 Februari 2022

Penulis,

Muhammad Zakki Rizal Hidayat

15511218

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	ii
DAFTAR ISI	iv
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	xi
ABSTRAK	xv
<i>ABSTRACT</i>	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan	3
1.4 Manfaat	4
1.5 Batasan Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Penelitian Terdahulu	5
2.2 Keaslian Penelitian	6
BAB III LANDASAN TEORI	9
3.1 BIM (<i>Building Information Modeling</i>)	9
3.2 Standar Perencanaan	10
3.3 Beban Gravitasi	10
3.3.1 Beban mati	10
3.3.2 Beban hidup	10
3.3.3 Beban gempa	11
3.4 Kombinasi Pembebanan	14
3.4.1 Kombinasi beban	14
3.4.2 Faktor Redudansi	15
3.5 Kekuatan Struktur	15

3.6	Perencanaan Pelat	16
3.6.1	Pelat dua arah (<i>two way slab</i>)	16
3.6.2	Pelat satu arah (<i>one way slab</i>)	16
3.7	Perencanaan Balok	17
3.7.1	Desain tulangan lentur balok	17
3.7.2	Desain tulangan geser balok	18
3.8	Perencanaan Kolom	19
3.8.1	Desain tulangan aksial-lentur kolom	20
3.8.2	Desain tulangan geser kolom	24
3.9	Perencanaan Dinding Geser	25
3.10	Perilaku Goyangan pada Struktur Utama	27
3.10.1	Struktur terbuka (<i>open frame</i>)	27
3.10.2	Struktur dinding	27
3.11	Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear</i>)	28
3.12	Perpindahkn Lateral Tingkat (<i>Lateral Displacement</i>)	28
3.13	Simpangan Antar Tingkat (<i>Story Drift</i>)	29
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN		30
4.1	Subjek dan Objek Penelitian	30
4.1.1	Denah bangunan	30
4.1.2	Data teknis	31
4.2	Pengumpulan Data	32
4.2.1	Metode observasi	32
4.2.2	Metode studi literatur	32
4.2.3	Metode kepustakaan	32
4.3	Bagan Alir	32
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN		36
5.1	Konfigurasi Bangunan	36
5.2	Pembebanan Struktur	36
5.2.1	Beban mati	36
5.2.2	Beban hidup	37
5.2.3	Beban gempa (analisis dinamik)	38

5.3	Pemodelan Awal Geometri Struktur Gedung	43
5.4	Desain Struktur Gedung Jogja Apartel dengan Pelat Konvensional	43
5.4.1	<i>Preliminary design</i>	43
5.4.2	Desain pelat pada struktur dengan model pelat konvensional	53
5.4.3	Analisis struktur pada mode struktur pelat konvensional	63
5.4.4	Kontrol analisis model struktur gedung pelat konvensional	64
5.4.5	Desain balok pada model struktur konvensional	84
5.4.6	Desain kolom sistem struktur pelat konvensional	107
5.4.7	Desain dinding geser sistem struktur pelat konvensional	124
5.5	Desain Struktur Gedung Jogja Apartel dengan <i>Flat-Slab</i>	128
5.5.1	<i>Preliminary design</i>	128
5.5.2	Desain pelat pada model struktur <i>flat-slab</i>	136
5.5.3	Analisis struktur pada model struktur <i>flat-slab</i>	145
5.5.4	Kontrol analisis struktur pada model struktur <i>flat-slab</i>	146
5.5.5	Desain balok pada model struktur <i>flat-slab</i>	167
5.5.6	Desain kolom struktur <i>flat-slab</i>	187
5.5.7	Desain dinding geser struktur <i>flat-slab</i>	204
5.6	Metode Perhitungan Volume Beton dan Berat Baja Tulangan	208
5.6.1	Volume beton bertulang	209
5.6.2	Berat baja tulangan	210
5.7	Perbandingan Hasil Desain antara Struktur Eksisting dan Sistem struktur pelat konvensional.	213
5.7.1	Gaya geser dasar	213
5.7.2	Perpindahan tingkat (<i>lateral displacement</i>)	214
5.7.3	Simpang antar tingkat (<i>story drift</i>)	216

5.7.4 Volume beton bertulang	217
5.7.5 Berat baja tulangan	218
BAB VI KESIMPULAN	219
6.1 Kesimpulan	219
6.2 Saran	220
DAFTAR PUSTAKA	221
LAMPIRAN	222

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Sekarang	7
Tabel 4.1 Beban Mati Dan Beban Tambahan Yang Digunakan	31
Tabel 5.1 Analisis Data N-SPT Gedung Jogja Apartel	38
Tabel 5.2 Kodefikasi Balok Model Struktur Pelat Konvensional	44
Tabel 5.3 Estimasi Dimensi Pelat Pada Model Struktur Pelat Konvensional	47
Tabel 5.4 Rekapitulasi Dimensi Kolom Sistem Struktur Pelat Konvensional	51
Tabel 5.5 Rekapitulasi Dimensi Dinding Geser Model Pelat Konvensional	52
Tabel 5.6 Rekapitulasi Momen Pelat Model Struktur Pelat Konvensional	58
Tabel 5.7 Rekapitulasi Penulangan Pelat Model Konvensional	60
Tabel 5.8 Kontrol <i>Base Shear</i> Pada Model Struktur Gedung Jogja Apartel Dengan Pelat Konvensional	66
Tabel 5.9 Nilai Defleksi Pusat Massa (δx) Struktur Konvensional	68
Tabel 5.10 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Dan Pemeriksaan Stabilitas (θ) Model Struktur Pelat Konvensional Gedung Jogja Apartel	71
Tabel 5.11 Kontrol Sistem Struktur Ganda Pada Model Konvensional	71
Tabel 5.12 Kontrol Ketidakberaturan Vertikal Kekakuan Tingkat Lunak Dan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih Arah X Sistem Struktur Pelat Konvensional	76
Tabel 5.13 Kontrol Ketidakberaturan Vertikal Kekakuan Tingkat Lunak Dan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih Arah Y Sistem Struktur Pelat Konvensional	77
Tabel 5.14 Kontrol Ketidakberaturan Berat (Massa) Sistem Struktur Pelat Konvensional	78
Tabel 5.15 Perhitungan Eksentrisitas Pembesaran Torsi Tak Terduga Model Struktur Pelat Konvensional Gedung Jogja Apartel Arah X	81
Tabel 5.16 Perhitungan Eksentrisitas Pembesaran Torsi Tak Terduga Model Struktur Pelat Konvensional Gedung Jogja Apartel Arah Y	81

Tabel 5.17 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Pada Sistem Struktur Gedung Jogja Apartel (Pelat Konvensional)	85
Tabel 5.18 Rekapitulasi Hasil Redistribusi Momen Balok Pada Struktur Gedung Jogja Apartel (Pelat Konvensional)	87
Tabel 5.19 Rekapitulasi Tulangan Balok Model Struktur Pelat Konvensional Gedung Jogja Apartel	105
Tabel 5.20 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Sistem Struktur Pelat Konvensional	107
Tabel 5.21 Rekapitulasi Tulangan Lentur Kolom Pada Struktur Gedung Jogja Apartel (Pelat Konvensional)	117
Tabel 5.22 Pemeriksaan Syarat SCWB (<i>Strong Column Weak Beam</i>) Sistem Struktur Pelat Konvensional	118
Tabel 5.23 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Geser Sistem Struktur Pelat Konvensional	124
Tabel 5.24 Dimensi Dan Gaya Dalam Dinding Geser Sistem Struktur Gedung Jogja Apartel Pelat Konvensional	125
Tabel 5.25 Rekapitulasi Penulangan Dinding Geser Sistem Struktur Gedung Jogja Apartel (Pelat Konvensional)	128
Tabel 5.26 Kodefikasi Balok Struktur Gedung Jogja Apartel (<i>Flat-Slab</i>)	129
Tabel 5.27 Kodefikasi Dan Estimasi Dimensi Pelat Struktur Gedung Jogja Apartel (<i>Flat-Slab</i>)	130
Tabel 5.28 Rekapitulasi Dimensi Kolom Model Struktur <i>Flat-Slab</i>	134
Tabel 5.29 Rekapitulasi Dimensi Dinding Geser Model Struktur <i>Flat-Slab</i>	135
Tabel 5.30 Rekapitulasi Momen Pelat Struktur <i>Flat-Slab</i>	141
Tabel 5.31 Rekapitulasi Penulangan Pelat Struktur <i>Flat-Slab</i>	143
Tabel 5.32 Kontrol <i>Base Shear</i> Pada Model Struktur <i>Flat-Slab</i>	149
Tabel 5.33 Rekapitulasi Nilai Defleksi Pusat Massa (δx) Gedung Flat-Slab	151
Tabel 5.34 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Dan Pemeriksaan Stabilitas (θ) Model Struktur <i>Flat-Slab</i> Gedung Jogja Apartel	153
Tabel 5.35 Kontrol Sistem Struktur Ganda Pada Model Struktur <i>Flat-Slab</i>	154

Tabel 5.36 Kontrol Ketidakberaturan Vertikal Kekakuan Tingkat Lunak Dan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih Arah X Struktur <i>Flat-Slab</i>	158
Tabel 5.37 Kontrol Ketidakberaturan Vertikal Kekakuan Tingkat Lunak Dan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih Arah Y Struktur <i>Flat-Slab</i>	159
Tabel 5.38 Kontrol Ketidakberaturan Berat (Massa) Struktur <i>Flat-Slab</i>	160
Tabel 5.39 Perhitungan Eksentrisitas Pembesaran Torsi Tak Terduga Struktur <i>Flat-Slab</i> Gedung Jogja Apartel Arah X	162
Tabel 5.40 Perhitungan Eksentrisitas Pembesaran Torsi Tak Terduga Struktur <i>Flat-Slab</i> Gedung Jogja Apartel Arah Y	163
Tabel 5.41 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Pada Struktur <i>Flat-Slab</i>	167
Tabel 5.42 Rekapitulasi Momen Balok Struktur <i>Flat-Slab</i> Hasil Redistribusi	169
Tabel 5.43 Rekapitulasi Tulangan Balok Struktur <i>Flat-Slab</i> Gedung Jogja Apartel	186
Tabel 5.44 Rekapitulasi Gaya Dalam Kolom Struktur <i>Flat-Slab</i>	187
Tabel 5.45 Rekapitulasi Tulangan Lentur Kolom Struktur <i>Flat-Slab</i>	197
Tabel 5.46 Pemeriksaan Syarat SCWB Struktur <i>Flat-Slab</i>	197
Tabel 5.47 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Geser Struktur <i>Flat-Slab</i>	204
Tabel 5.48 Dimensi Dan Gaya Dalam Dinding Geser Struktur <i>Flat-Slab</i>	204
Tabel 5.49 Rekapitulasi Penulangan Dinding Geser Struktur <i>Flat-Slab</i>	208
Tabel 5.50 Rekapitulasi Volume Beton Struktur Gedung Jogja Apartel	210
Tabel 5.51 Rekapitulasi Berat Tulangan Struktur Gedung Jogja Apartel	213

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Tampak Depan (Timur-Barat) Gedung Jogja Apartel	1
Gambar 1.2 Tampak Samping (Utara-Selatan) Gedung Jogja Apartel	2
Gambar 3.1 Kolom Penampang Persegi Dengan Beban Eksentris	21
Gambar 3.2 Diagram Interaksi P_n-M_n Kolom	24
Gambar 3.3 Gaya Geser Desain Pada Kolom	25
Gambar 3.4 Pola Simpangan Pada Portal Terbuka	27
Gambar 3.5 Letak Dan Pola Goyangan Struktur Dinding (<i>Structural Walls</i>)	28
Gambar 3.6 Simpang Antar Lantai	29
Gambar 4.1 Diagram Alir Penelitian	34
Gambar 5.1 Hasil Perhitungan Respon Spektral Desain Pada Situs puskim.go.id	39
Gambar 5.2 Grafik Spektral Respons Gedung Jogja Apartel	42
Gambar 5.3 Model Struktur <i>Flat-Slab</i> (A) Dan Struktur Pelat Konvensional (B) Gedung Jogja Apartel	43
Gambar 5.4 Proses Kodefikasi Pelat Model Struktur Pelat Konvensional	45
Gambar 5.5 Rasio Kekakuan Setiap Sisi Pada Kode Pelat PL-1	46
Gambar 5.6 Tinjauan Untuk Kolom Tipe K2 (Pelat Konvensional), Lantai 1	49
Gambar 5.7 Tinjauan Pelat Tipe PL-3 (Pelat Konvensional)	53
Gambar 5.8 (A) Distribusi Momen Pelat Tipe PL-3 Arah Pendek; (B) Distribusi Momen Pelat Tipe PL-3 Arah Memanjang	56
Gambar 5.9 Pemodelan Struktur Pelat Konvensional Gedung Jogja Apartel	63
Gambar 5.10 Hasil Periode Natural Berdasarkan Analisis Struktur Melalui Program Etabs	64
Gambar 5.11 Input Nilai Periode Natural Pada Model Struktur Pelat Konvensional Gedung Jogja Apartel.	65
Gambar 5.12 Gaya Geser Dinamik ($V_{dinamik}$) Dan Gaya Geser Statik (V_{statik}) Model Struktur Pelat Konvensional Gedung Jogja Apartel	66
Gambar 5.13 Nilai Defleksi (Analisis Elastik) Arah X Struktur Konvensional	67

Gambar 5.14 Nilai Defleksi (Analisis Elastik) Arah Y Struktur Konvensional	68
Gambar 5.15 Nilai P_x Model Struktur Pelat Konvensional	70
Gambar 5.16 Nilai V_x Arah X Model Struktur Pelat Konvensional	70
Gambar 5.17 Nilai V_x Arah Y Model Struktur Pelat Konvensional	70
Gambar 5.18 Jumlah Respon Ragam Model Struktur Konvensional	72
Gambar 5.19 <i>Story Max Over Average Drifts</i> Arah X Model Struktur Pelat Konvensional Gedung Jojga Apartel	73
Gambar 5.20 <i>Story Max Over Average Drifts</i> Arah Y Model Struktur Pelat Konvensional Gedung Jojga Apartel	73
Gambar 5.21 <i>Story Stiffness</i> Arah X Sistem Struktur Pelat Konvensional	75
Gambar 5.22 <i>Story Stiffness</i> Arah Y Sistem Struktur Pelat Konvensional	76
Gambar 5.23 <i>Mass Summary By Story</i> Sistem Struktur Pelat Konvensional	78
Gambar 5.24 Proses Input Nilai Eksentrisitas Untuk Pembesaran Torsi Tak Terduga Sistem Struktur Pelat Konvensional.	82
Gambar 5.25 Momen Torsi Model Struktur Pelat Konvensional Sebelum Dilakukan Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga	83
Gambar 5.26 Momen Torsi Model Struktur Pelat Konvensional Setelah Dilakukan Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga	83
Gambar 5.27 Simpang Antar Lantai Model Struktur Pelat Konvensional Sebelum Dilakukan Penambahan Momen Torsi	84
Gambar 5.28 Simpang Antar Lantai Model Struktur Pelat Konvensional Sesudah Dilakukan Penambahan Momen Torsi	84
Gambar 5.29 Diagram Momen Ultimate Balok B-1 pada Sistem Struktur Pelat Konvensional	86
Gambar 5.30 Diagram M_n-P_n Kolom K1 Arah X pada Sistem Struktur Pelat Konvensional	112
Gambar 5.31 Diagram M_n-P_n Kolom K1 Arah Y pada Sistem Struktur Pelat Konvensional	116
Gambar 5.32 Diagram M_n-P_n SW1 Arah X pada Sistem Struktur Pelat Konvensional	127
Gambar 5.33 Area Tinjauan Untuk Kolom Tipe K2 (<i>Flat-Slab</i>), Lantai 1	132

Gambar 5.34 Tinjauan Pelat Tipe PL-1 (<i>Flat-Slab</i>)	136
Gambar 5.35 Pemodelan Struktur <i>Flat-Slab</i> Gedung Jogja Apartel	145
Gambar 5.36 Periode Natural Hasil Analisis Struktur Menggunakan Program Etabs Pada Struktur Gedung <i>Flat-Slab</i> Jogja Apartel	146
Gambar 5.37 Input Periode Natural Yang Digunakan Pada Model Struktur <i>Flat-Slab</i> Gedung Jogja Apartel.	148
Gambar 5.38 Gaya Geser Dinamik ($V_{dinamik}$) Dan Gaya Geser Statik (V_{statik}) Model Struktur <i>Flat-Slab</i> Gedung Jogja Apartel	149
Gambar 5.39 Nilai Defleksi (Analisis Elastik) Arah X Struktur <i>Flat-Slab</i>	150
Gambar 5.40 Nilai Defleksi (Analisis Elastik) Arah Y Struktur <i>Flat-Slab</i>	150
Gambar 5.41 Nilai P_x Model Struktur <i>Flat-Slab</i>	152
Gambar 5.42 Nilai V_x Arah X Model Struktur <i>Flat-Slab</i>	152
Gambar 5.43 Nilai V_x Arah Y Model Struktur <i>Flat-Slab</i>	153
Gambar 5.44 Jumlah Respon Ragam Struktur <i>Flat-Slab</i>	154
Gambar 5.45 <i>Story Max Over Average Drifts</i> Arah X Struktur <i>Flat-Slab</i>	155
Gambar 5.46 <i>Story Max Over Average Drifts</i> Arah Y Struktur <i>Flat-Slab</i>	155
Gambar 5.47 <i>Story Stiffness</i> Arah X Struktur <i>Flat-Slab</i>	157
Gambar 5.48 <i>Story Stiffness</i> Arah Y Struktur <i>Flat-Slab</i>	158
Gambar 5.49 <i>Mass Summary By Story</i> Struktur <i>Flat-Slab</i>	160
Gambar 5.50 Proses Input Nilai Eksentrisitas Untuk Pembesaran Torsi Tak Terduga Struktur <i>Flat-Slab</i> .	164
Gambar 5.51 Momen Torsi Struktur <i>Flat-Slab</i> Sebelum Dilakukan Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga	165
Gambar 5.52 Momen Torsi Struktur <i>Flat-Slab</i> Setelah Dilakukan Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga	165
Gambar 5.53 Simpang Antar Lantai Struktur <i>Flat-Slab</i> Sebelum Dilakukan Penambahan Momen Torsi	166
Gambar 5.54 Simpang Antar Lantai Struktur <i>Flat-Slab</i> Setelah Dilakukan Penambahan Momen Torsi	166
Gambar 5.55 Diagram Momen Ultimate Balok B-3 Struktur Eksisiting	168
Gambar 5.56 Diagram M_n-P_n Kolom K1 Arah X Struktur <i>Flat-Slab</i>	192

Gambar 5.57 Diagram M_n-P_n Kolom K1 Arah Y Struktur <i>Flat-Slab</i>	196
Gambar 5.58 Diagram M_n-P_n Sw1 Arah X Struktur <i>Flat-Slab</i>	207
Gambar 5.59 Proses Update Informasi <i>Section Properties</i> Pada Struktur Gedung Jogja Apartel Dengan Bantuan Program Autodesk Revit	209
Gambar 5.60 Proses Penggambaran Dan Perhitungan Berat Tulangan Pelat Dengan Bantuan Program Autodesk Revit	211
Gambar 5.61 Proses Penggambaran Dan Perhitungan Berat Tulangan Balok Dengan Bantuan Program Autodesk Revit	211
Gambar 5.62 Proses Penggambaran Dan Perhitungan Berat Tulangan Kolom Dengan Bantuan Program Autodesk Revit	212
Gambar 5.63 Proses Penggambaran Dan Perhitungan Berat Tulangan Dinding Geser Dengan Bantuan Program Autodesk Revit	212
Gambar 5.64 Perbandingan Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear Forces</i>) Model Struktur Pelat Konvensional Dan Struktur <i>Flat-Slab</i> Gedung Jogja Apartel	213
Gambar 5.65 Titik (<i>Joint</i>) Untuk Tinjauan <i>Lateral Displacement</i> Dan <i>Story Drift</i> Pada Denah Model Struktur Pelat Konvensional (A) Dan Struktur <i>Flat-Slab</i> (B)	214
Gambar 5.66 Perbandingan <i>Lateral Displacement</i> (Mm) Rerata Arah X	215
Gambar 5.67 Perbandingan <i>Lateral Displacement</i> (Mm) Rerata Arah Y	215
Gambar 5.68 Perbandingan <i>Story Drift</i> (Mm) Rerata Arah X	216
Gambar 5.69 Perbandingan <i>Story Drift</i> (Mm) Rerata Arah Y	216
Gambar 5.70 Perbandingan Volume Beton (m^3) Antara Hasil Desain Model Struktur Pelat Konvensional Dan Struktur <i>Flat-Slab</i> Gedung Jogja Apartel	217
Gambar 5.71 Perbandingan Berat Tulangan (Ton) Antara Hasil Desain Model Struktur Pelat Konvensional Dan Struktur <i>Flat-Slab</i> Gedung Jogja Apartel	218

ABSTRAK

Struktur pada bangunan bertingkat banyak dan berlokasi di daerah rawan gempa haruslah benar-benar direncanakan oleh seorang insinyur. Gedung Jogja Apartel di Yogyakarta, sebagai objek penelitian ini menggunakan sistem *flat slab* dengan dinding geser. Penggunaan sistem *flat-slab* menjadikan pelat lebih tebal dari sistem pelat dengan balok penumpu (pelat konvensional). Karena itu, diperlukan suatu analisis yang lebih lanjut dan lebih mendalam tentang komparasi antara sistem struktur *flat-slab* dan sistem struktur pelat konvensional untuk studi kasus pada Gedung Jogja Apartel di Yogyakarta. Penerapan konsep BIM (*Building Information Modeling*) dilakukan dalam penelitian ini guna membantu mempercepat dan meminimalisasi *human error* yang dapat terjadi selama proses penelitian.

Penelitian ini bertujuan untuk membandingkan respon struktur berupa *base shear*, *lateral displacement* dan *story drift*, serta untuk membandingkan volume beton dan berat tulangan yang digunakan apabila Jogja Apartel didesain menggunakan sistem struktur *flat-slab* dan sistem struktur pelat dengan balok beton bertulang dengan cara mendesain ulang struktur gedung dengan kedua sistem struktur tersebut. Pemodelan struktur gedung menggunakan Autodesk Revit 2019, analisis struktur menggunakan program ETABS v.18 serta prosedur desain mengacu pada spesifikasi SNI 2847:2013 dan SNI 1726:2012.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa *shear wall* yang terpasang pada struktur pelat konvensional perlu dikurangi guna memenuhi syarat 25% beban gempa yang harus ditahan oleh struktur rangka pemikul momen. Gaya geser pada struktur *flat-slab* didapatkan 11% lebih besar untuk arah sumbu lemah dan 6% lebih besar untuk arah sumbu kuat. Begitu juga dengan *lateral displacement* pada struktur *flat-slab* didapatkan relatif lebih tinggi daripada struktur pelat konvensional di kedua arahannya. Volume beton yang dibutuhkan pada sistem struktur *flat-slab* didapatkan 26% lebih banyak, akan tetapi tulangan yang dibutuhkan oleh sistem struktur pelat konvensional didapatkan 18% lebih besar. Hal ini menunjukkan bahwa penggunaan sistem struktur *flat-slab* pada struktur Gedung Jogja Apartel dapat memperbesar kebutuhan beton bertulang, tetapi dapat memperkecil kebutuhan tulangan.

Kata kunci : beban gempa, *flat-slab*, *base shear*, respon struktur, pelat konvensional

ABSTRACT

An engineer must plan structures in multi-story buildings located in earthquake-prone areas. The Jogja Apartel building in Yogyakarta, as the object of this research, uses a flat-slab system with shear walls. The use of the flat-slab system makes the slab thicker than the slab system with supporting beams (conventional slab). For this reason, it is essential to do a further and more in-depth analysis of the comparison between the flat-slab structural system and the slab-beam (conventional slab) structure system for a case study of the Jogja Apartel building in Yogyakarta. The application of the BIM (Building Information Modeling) concept was carried out in this research to help speed up and minimize human errors during the research process.

This study aims to compare the structural responses in the form of base shear, lateral displacement, and story drift, as well as to compare the volume of concrete and the weight of reinforcement used when Jogja Apartel is designed using a flat-slab structure system and a slab-beam structure system with reinforced concrete by redesigning the structural buildings with these two structural systems. Modeling of building structures using Autodesk Revit 2019, structural analysis using the ETABS v.18 program, and design procedures referring to the specifications of SNI 2847:2013 and SNI 1726:2012.

The results showed that the shear wall in the slab-beam structure needed to be reduced to meet the 25% seismic load requirement that the moment-resisting frame structure must withstand. The base shear force on the flat-slab system was 11% greater for the weak axis direction and 6% greater for the strong axis direction. Likewise, lateral displacement in the flat-slab structure is relatively higher than in both directions. As a result, the volume of concrete required in the flat-slab structural system is 26% larger, but the reinforcement needed for the slab-beam structure system is 18% larger. This result shows that using a flat-slab structure system in the structure of the Jogja Apartel building can increase the need for reinforced concrete but can reduce the need for reinforcement.

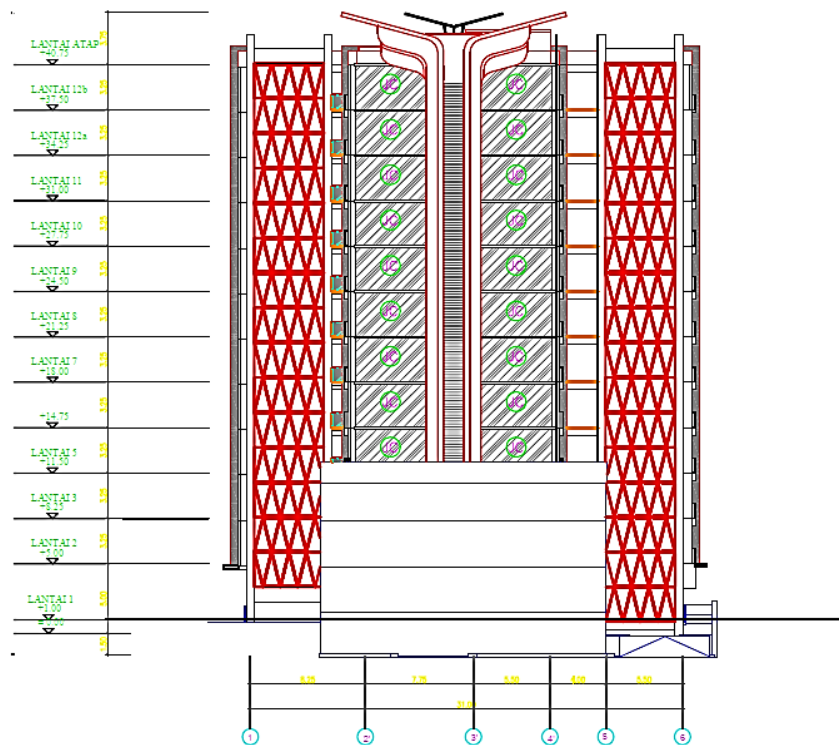
Keywords: *earthquake load, flat-slab, base shear, structural response, conventional slab*

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Yogyakarta merupakan suatu wilayah yang mempunyai tingkat kepadatan penduduk yang cukup tinggi. Banyaknya tempat wisata di daerah tersebut menarik para wisatawan, baik dari dalam maupun luar negeri untuk berkunjung. Selain itu, Yogyakarta juga dikenal sebagai Kota Pelajar, sehingga banyak orang yang datang ke Yogyakarta untuk menuntut ilmu ataupun menetap untuk sementara waktu.

Apartemen merupakan tempat tinggal yang berada pada satu lantai bangunan bertingkat. Apartemen yang dibeli atau disewa dikenal juga sebagai Apartel, merupakan salah satu pilihan untuk tempat menetap selama menuntut ilmu atau berlibur di Yogyakarta. P.T. Surya Argon Jaya adalah salah satu perusahaan yang membangun sebuah gedung Apartel yang dinamai Jogja Apartel di Jalan Lowanu No. 54, Sorosutan, Umbulhardjo, Yogyakarta. Gambar tampak bangunan Gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada Gambar 1.1 dan Gambar 1.2.



Gambar 1.1 Tampak Depan (Timur-Barat) Gedung Jogja Apartel



Gambar 1.2 Tampak Samping (Utara-Selatan) Gedung Jogja Apartel

Gedung Jogja Apartel mempunyai total tinggi 40 meter (diukur dari permukaan tanah). Struktur atas menggunakan struktur beton bertulang 12 lantai (G+12) dengan luas tapak bangunan sebesar 3.028 m² dari 4.072 m² luas lahannya. Konstruksi pelat pada struktur Gedung Jogja Apartel menggunakan sistem *flat-slab*. Sistem *flat-slab* sendiri merupakan salah satu sistem pelat dua-arah yang tidak memiliki balok penumpu melainkan pelat ditumpu langsung oleh kolom, berbeda dengan sistem pelat konvensional yang dimana pelat ditumpu oleh balok. Pemilihan sistem *flat-slab* pada Gedung Jogja Apartel dilakukan atas pertimbangan arsitektural bangunan yang memiliki sebagian besar tinggi antar tingkat sebesar 3,25 m. Bagaimanapun juga, sistem *flat-slab* tidaklah dianjurkan untuk digunakan pada gedung di daerah gempa tinggi (Thambusay dkk, 2014 dalam karya Agia, 2016), sehingga diperlukan suatu analisis yang lebih lanjut serta lebih mendalam terkait studi komparasi antara sistem pelat konvensional dan *flat-slab* untuk studi kasus pada Gedung Jogja Apartel di Yogyakarta.

Studi perbandingan kebutuhan tulangan sistem pelat konvensional dan *flat-slab* untuk studi kasus struktur Gedung Jogja Apartel, dapat menjadi solusi untuk melakukan analisis yang lebih lanjut serta lebih mendalam guna mengevaluasi penerapan sistem struktur *flat-slab* untuk bangunan gedung bertingkat banyak seperti sebagaimana Jogja Apartel. Penerapan konsep BIM (*Building Information Modeling*) dapat diterapkan guna membantu proses serta meminimalisir *human error* yang dapat terjadi selama proses penelitian. Studi kasus ini juga dapat

memberikan gambaran serta referensi tambahan untuk proses perencanaan struktur gedung bertingkat banyak dikemudian hari.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang penelitian, rumusan masalah yang dapat diambil adalah sebagai berikut.

1. Bagaimanakah prosedur desain struktur pelat konvensional dan *flat-slab* pada struktur Gedung Jogja Apartel apabila memperhitungkan beban gravitasi dan gempa?
2. Bagaimanakah perbedaan respons struktur yang berupa gaya geser dasar (*base shear*), *lateral displacement* dan *story drift* antara struktur pelat konvensional dan *flat-slab* pada struktur Gedung Jogja Apartel?
3. Bagaimanakah penerapan konsep dan teknologi BIM (*Building Information Modeling*) untuk mengetahui dan membandingkan kebutuhan volume beton dan baja tulangan antara struktur pelat konvensional dan *flat-slab* pada struktur Gedung Jogja Apartel ?

1.3 Tujuan

Penelitian studi komparasi pada struktur Gedung Jogja Apartel bertujuan untuk:

1. membandingkan prosedur desain struktur pelat konvensional dan *flat-slab* pada struktur Gedung Jogja Apartel apabila memperhitungkan beban gravitasi dan beban gempa;
2. membandingkan respons struktur berupa *base shear*, *lateral displacement* dan *story drift* antara struktur pelat konvensional dan *flat-slab* pada struktur Gedung Jogja Apartel; dan
3. menerapkan konsep dan teknologi BIM (*Building Information Modeling*) dalam strategi perhitungan kebutuhan volume beton dan berat baja tulangan antara struktur pelat konvensional dan *flat-slab* pada struktur Gedung Jogja Apartel.

1.4 Manfaat

Manfaat dari penelitian yang akan diperoleh nanti, diharapkan dapat memberikan manfaat dalam:

1. menerapkan ilmu yang didapat selama perkuliahan,
2. memperoleh gambaran tentang pengaruh pemilihan sistem struktur pada struktur gedung bertingkat banyak di lokasi rawan gempa,
3. menggunakan referensi dalam perencanaan serta berguna untuk evaluasi desain struktur, khususnya untuk struktur gedung bertingkat banyak.

1.5 Batasan Penelitian

Pembatasan penelitian perlu dilakukan dengan pertimbangan keterbatasan waktu serta dapat lebih terfokus pada rumusan masalah dan tujuan ditinjau. Batasan masalah dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Masalah dibatasi pada perencanaan struktur atas Gedung Jogja Apartel yang berlokasi di Jl. Lowanu, No. 54, Sorosutan, Umbulhardjo, Kota Yogyakarta,
2. Perencanaan struktur beton bertulang mengacu pada SNI 03-2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung,
3. Perencanaan beban mati mengacu pada SNI 03-1727-1989 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung,
4. Perencanaan beban hidup mengacu pada SNI 03-1727-2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain,
5. Perencanaan beban gempa menggunakan analisis respons spektrum ragam dengan mengacu pada SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung,
6. Elemen struktur yang direncanakan adalah pelat, balok, kolom dan dinding geser (*shear wall*),
7. Perencanaan elemen kord, kolektor, tangga dan *lift* tidak termasuk dalam pembahasan,
8. Perencanaan struktur bawah tidak termasuk dalam pembahasan, dan
9. Perhitungan rencana anggaran biaya (RAB) dan waktu pelaksanaan konstruksi tidak termasuk dalam objek penelitian ini.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penelitian Terdahulu

Penelitian mengenai desain serta komparasi seputar sistem struktur *flat-slab* dan pelat konvensional sudah dilakukan oleh banyak peneliti sebelumnya. Hal tersebut memberikan banyak sumber terhadap analisis yang dilakukan. Penelitian-penelitian sejenis yang pernah dilakukan sebelumnya adalah seperti berikut ini.

1. Yolanda (2013), melakukan penelitian pada struktur bangunan Hotel Ultima Horisson Riss Yogyakarta. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk memperoleh desain alternatif struktur atas gedung, serta membandingkan dimensi dan tulangan elemen-elemen struktur dan volume pekerjaan beton dan baja tulangan. Perencanaan ulang struktur bangunan dengan mengganti sistem balok kondisi eksisting dengan mengikuti ketentuan SNI 2847:2002 serta analisa pembebanan dengan SNI 1726:2002 dan PPPURG 1987. Kemudian membandingkan volume pekerjaan beton bertulang serta berat baja tulangannya. Hasil redesain didapatkan sistem rencana balok yang lebih sederhana serta dimensi dan penulangan elemen lain lebih kecil dari kondisi eksisting serta berat total mengalami penurunan yang signifikan terhadap kondisi eksisting. Sedangkan untuk volume beton untuk pelat lantai dan *shear wall* tidak ada perubahan.
2. Mohana dan Kavan (2015) melakukan studi komparasi struktur *flat-slab* dan pelat konvensional menggunakan ETABS pada zona gempa yang berbeda-beda di India. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mempelajari dan membandingkan performa struktur *flat-slab* dan pelat konvensional dengan beban dan kondisi yang bervariasi, serta mempelajari kedua perilaku sistem struktur dengan parameter *story shear*, *lateral displacement*, *drift ratio* dan *axial force*. Hasil penelitian menunjukkan *story shear* pada *flat-slab* lebih besar 5% daripada pelat konvensional, serta *axial force* struktur *flat-slab* hampir 6% lebih besar daripada pelat konvensional. Perbedaan *story*

displacement antara struktur *flat-slab* dan pelat konvensional sekitar 4 mm pada setiap lantainya.

3. Suri dan Jain (2018) melakukan studi komparasi pada sistem struktur *flat-slab* dengan *perimeter beam* dan struktur pelat konvensional pada kondisi seismik dengan menggunakan *software* ETABS. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui perbedaan perilaku struktur pada ketinggian yang berbeda dalam hal *maximum reaction*, *maximum storey displacement*, *maximum overturning moments* dan *maximum story drift*. Hasil *maximum reaction* dan *maximum overturning moments* menunjukkan penurunan yang cukup signifikan pada struktur *flat-slab* dibandingkan dengan pelat konvensional. Akan tetapi, *maximum story displacement* dan *maximum story drift* didapatkan lebih tinggi pada struktur *flat-slab* dibandingkan dengan sistem struktur pelat konvensional.
4. Borkar, Dabhekar, Khedikar dan Jaju (2021) melakukan analisis perbandingan antara sistem struktur *flat-slab*, pelat konvensional dan *flat-slab* dengan *drop-cap* menggunakan model bangunan bertingkat pada zona seismik yang berbeda-beda. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mempelajari pengaruh tingkat seismik terhadap intensitas berbagai parameter respons struktur. Hasil penelitian menunjukkan bahwa *story displacement* paling besar ada pada sistem struktur *flat-slab*, sedangkan paling kecil ada pada sistem pelat konvensional di semua zona seismik, baik untuk struktur beraturan maupun untuk struktur tidak beraturan. Selain itu, *story shear* paling besar juga ada pada sistem struktur *flat-slab* dan paling sedikit ada pada *flat-slab* dengan *drop-cap* di semua zona seismik, baik untuk struktur beraturan maupun tidak beraturan.

2.2 Keaslian Penelitian

Penelitian-penelitian terdahulu tentang desain struktur gedung serta komparasi antara sistem struktur *flat-slab* dan model struktur pelat konvensional memiliki perbedaan dengan penelitian yang dilakukan pada Tugas akhir ini.

Perbedaan antara penelitian terdahulu dan penelitian saat ini dapat terlihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Nama Peneliti	Uraian Penelitian	Perbedaan dengan penelitian sekarang
Yolanda. 2013	<ul style="list-style-type: none"> • Penelitian berfokus untuk mendapatkan alternatif desain dengan kodefikasi elemen struktur yang lebih sederhana serta mengetahui perbandingan kebutuhan volume beton dan berat baja tulangannya • Objek penelitian berupa Gedung Hotel di Yogyakarta 	<ul style="list-style-type: none"> • Penelitian berfokus untuk membandingkan respons struktur serta kebutuhan volume beton dan berat baja tulangan pada dua jenis sistem struktur pelat beton bertulang • Objek penelitian berupa Gedung Apartemen di Yogyakarta.
Mohana dan Kavan. 2015	<ul style="list-style-type: none"> • Penelitian berfokus untuk membandingkan performa struktur <i>flat-slab</i> dan pelat konvensional, serta mempelajari kedua perilaku sistem struktur dengan parameter <i>story shear</i>, <i>story displacement</i>, <i>drift ratio</i> dan <i>axial force</i>. • Objek penelitian gedung G+5 di India. 	<ul style="list-style-type: none"> • Penelitian berfokus untuk membandingkan respons struktur serta kebutuhan volume beton dan berat baja tulangan pada dua jenis sistem struktur pelat beton bertulang • Objek penelitian berupa Gedung Apartemen di Yogyakarta.

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Nama Peneliti	Uraian Penelitian	Perbedaan dengan penelitian sekarang
Suri dan Jain. 2018	<ul style="list-style-type: none"> • Penelitian berfokus untuk membandingkan perbedaan perilaku struktur <i>flat-slab</i> dan model struktur pelat konvensional pada gedung dengan ketinggian yang berbeda dalam hal <i>maximum reaction, maximum storey displacement, maximum overtuning moments</i> dan <i>maximum story drif</i>. • Objek penelitian berupa Gedung Imaginer. 	<ul style="list-style-type: none"> • Penelitian berfokus untuk membandingkan respons struktur serta kebutuhan volume beton dan berat baja tulangan pada dua jenis sistem struktur pelat beton bertulang. • Objek penelitian berupa Gedung Apartemen di Yogyakarta.
Borkar, Dabhekar, Khedikar dan Jaju. 2021	<ul style="list-style-type: none"> • Penelitian berfokus mempelajari pengaruh tingkat seismik terhadap intensitas berbagai parameter respons struktur. • Objek penelitian berupa Gedung Imaginer G+5. 	<ul style="list-style-type: none"> • Penelitian berfokus untuk membandingkan respons struktur serta kebutuhan volume beton dan berat baja tulangan pada dua jenis sistem struktur pelat beton bertulang. • Objek penelitian berupa Gedung Apartemen di Yogyakarta.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 BIM (*Building Information Modeling*)

Building Information Modeling (BIM) adalah suatu konsep teknologi berbasis model 3 (tiga) dimensi yang berisi semua data dan informasi tentang objek nyata dari suatu model bangunan (Eastman, Teicholz, Sack, dan Liston, 2011). Proses digitalisasi dari pekerjaan konstruksi yang dapat dimulai dengan menggambarkan model bangunan dengan 3 (tiga) dimensi secara virtual, hingga menginput semua informasi yang dimiliki pada setiap elemen yang digambarkan. Hal ini dapat dimanfaatkan sebagai sarana komunikasi bagi semua pihak yang terkait.

Proses digitalisasi tersebut dapat dilakukan menggunakan berbagai *software*, salah satunya adalah Autodesk Revit. Dengan demikian, segala bahasan terkait dalam proses konstruksi dapat dibahas dan diselesaikan lebih awal serta menjadikan proses konstruksi menjadi lebih efektif dan efisien.

Autodesk Revit merupakan *software* dengan konsep *Building Information Modeling* (BIM) yang memiliki kemampuan untuk mengolah desain, meng-*update* dan mendokumentasikan suatu proyek dalam satu file dengan menggunakan *parametric 3D model* untuk menghasilkan denah, tampak, potongan detail dan *schedule*. Rancangan arsitektur berupa bangunan sederhana sampai dengan bangunan tinggi serta dengan sistem struktur yang kompleks dapat dikerjakan secara komprehensif dan elaboratif mulai dari proses *3D modeling* hingga proses dokumentasi gambar kerja dapat saling terintegrasi antara satu dengan yang lainnya. Autodesk Revit dapat digunakan untuk membantu proses penggambaran model struktur, perhitungan volume, penggambaran tulangan, perhitungan berat tulangan serta dokumentasi model struktur suatu bangunan.

3.2 Standar Perencanaan

Pedoman dan standar perencanaan yang digunakan pada penelitian ini mengacu pada beberapa standar peraturan yang berlaku. Hal ini bertujuan agar hasil perencanaan dapat menghasilkan struktur yang aman, nyaman dan dapat dipertanggungjawabkan. Peraturan-peraturan tersebut meliputi:

1. SNI 1726-2012, tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung;
2. SNI 03-1727-1989, tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPURG);
3. SNI 2847-2013, tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung;
4. SNI 1727-2013, tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

3.3 Beban Gravitasi

3.3.1 Beban mati

Beban mati adalah berat seluruh struktur dan seluruh komponen yang bersifat melekat pada struktur seperti dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, *cladding* gedung dan komponen arsitektural maupun struktur lainnya (SNI-1727, 2013). Besaran dari beban-beban tersebut dapat diketahui dari spesifikasi teknis dan/atau dapat diambil dari SNI 03-1727-1989, tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung.

3.3.2 Beban hidup

Berdasarkan Pasal 4.1 SNI 1727-2013, beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna bangunan, benda atau struktur yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan. Beban hidup untuk struktur gedung dapat ditentukan berdasarkan SNI 1727-2013, tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Beban hidup pada gedung apartemen (hunian) harus digunakan paling sedikit sebesar 1.92 kN/m^2 , sedangkan untuk beban hidup pada atap harus digunakan paling sedikit sebesar $0,96 \text{ kN/m}^2$.

3.3.3 Beban gempa

Beban gempa merupakan beban dalam arah horizontal dari struktur yang ditimbulkan oleh adanya gerakan tanah akibat gempa bumi, baik dalam arah vertikal maupun horizontal. Penentuan besar beban gempa pada gedung dapat mengikuti ketentuan SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Berikut ini adalah tahapan perencanaan beban gempa yang digunakan dalam penelitian ini.

1. Penentuan kategori risiko bangunan

Kategori risiko bangunan ditentukan berdasarkan fungsi dari suatu bangunan. Kategori risiko bangunan memilah beberapa fungsi bangunan berdasarkan tingkat besar risiko korban jiwa yang ada pada bangunan. Kelompok kategori risiko bangunan berdasarkan fungsi bangunan dapat dilihat pada Tabel 1, SNI 1726:2012.

2. Penentuan faktor keutamaan gempa

Faktor keutamaan gempa merupakan faktor pengali yang digunakan pada beberapa persamaan dalam perencanaan beban gempa SNI 1726:2012. Faktor ini ditentukan berdasarkan pada kategori risiko bangunan dan ditetapkan berdasarkan Tabel 2, SNI 1726:2012

3. Penentuan klasifikasi situs

Klasifikasi situs harus terlebih dahulu dilakukan untuk perumusan desain seismik suatu bangunan. Penetapan kelas situs dapat melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium. Ketentuan mengenai kelas situs dapat dilihat pada SNI 1726:2012 Tabel 3, SNI 1726:2012.

4. Penentuan parameter percepatan batuan dasar

Parameter S_S (percepatan tanah selama periode waktu yang singkat) dan S_1 (percepatan tanah selama periode 1 s) harus ditentukan dari respons spektral percepatan 0,2 s dan 1 s di peta gerak seismisitas tanah dengan probabilitas kelebihan 2% dalam 50 tahun (MCE_R , 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan sebagai desimal relatif terhadap percepatan gravitasi. Nilai ini dapat diperoleh dengan melihat Peta Gempa Beban Seismik SNI 2012 atau dapat juga diakses melalui *website* yang telah disediakan oleh Kementerian

Pekerjaan Umum Bagian Pusat Pengembangan dan Evaluasi Pemukiman (www.puskim.pu.go.id/aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/).

5. Penentuan nilai koefisien beban situs

Penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) merujuk pada Tabel 4, SNI 1726:2012 dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v) pada Tabel 5, SNI 1726:2012.

6. Perhitungan nilai parameter spektral respon

Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{MI}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, sesuai dengan Persamaan 3.1 dan Persamaan 3.2.

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

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

7. Perhitungan nilai parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada periode 1 detik, S_{DI} harus ditentukan berdasarkan Persamaan 3.3 dan Persamaan 3.4.

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

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

8. Pembuatan diagram spektrum respons desain

Pembuatan grafik spektrum respons desain dapat mengacu pada Pasal 6.4, SNI 1746:2012. Grafik spektrum respons desain berdasarkan SNI 1726:2012 dapat dilihat pada Gambar 1, SNI 1726:2012.

9. Penentuan kategori desain seismik

Setiap struktur bangunan gedung dalam pembebanan gempa harus memiliki suatu kategori desain seismik seperti sebagai mana pada Pasal 6.5, SNI 1726:2012. Kategori desain seismik ditentukan berdasarkan Tabel 6 dan Tabel 7, SNI 1726:2012.

10. Penentuan nilai periode fundamental struktur dan periode pendekatan
Periode fundamental struktur (T) dalam arah yang ditinjau diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik demografi elemen penahan dalam analisis struktur. Ketentuan mengenai penentuan besaran nilai periode fundamental struktur dapat dilihat pada Pasal 7.8.2, SNI 1726:2012.
11. Penentuan nilai koefisien modifikasi respons, faktor kuat-lebih sistem dan faktor pembesar defleksi
Sesuai dengan Pasal 7.2.2 SNI 1726-2012 koefisien modifikasi respons, R , faktor kuat-lebih sistem, Ω_0 , dan faktor pembesaran defleksi, C_d diperoleh berdasarkan hubungan antara sistem penahan gaya seismik dan kategori desain seismik. Ketentuan mengenai nilai-nilai koefisien modifikasi respons, faktor kuat-lebih sistem dan faktor pembesar defleksi dapat dilihat pada Tabel 9, SNI 1726:2012.
12. Gaya geser dasar seismik
Gaya geser dasar seismik, V , adalah total gaya lateral yang diakibatkan beban gempa pada struktur gedung yang bekerja pada dasar gedung. Besaran nilai gaya geser dasar seismik dapat ditentukan dengan mengacu pada Pasal 7.8.1, SNI 1726:2012.
13. Prosedur desain
SNI 1726:2012 telah memberi ketentuan untuk batasan dalam menentukan prosedur/metode desain yang diizinkan untuk digunakan dalam melakukan desain beban gempa. Prosedur atau metode desain dapat ditentukan berdasarkan kategori desain seismik struktur dan karakteristik struktur bangunan seperti yang dijelaskan dalam Tabel 13 SNI 1726-2012 . Sementara itu, ketidakbertaturan horizontal struktur telah dijabarkan pada Tabel 10, SNI 1726:2012 dan ketidakbertaturan vertikal pada Tabel 11, SNI 1726:2012.

3.4 Kombinasi Pembebanan

3.4.1 Kombinasi beban

Kombinasi pembebanan yang digunakan pada penelitian ini adalah kombinasi beban untuk metode kuat batas, yang mengacu pada Pasal 2.3.2 SNI 1727-2013, Pasal 4.2.2 SNI 1726-2012, dan Pasal 9.2 SNI 2847-2013 sebagai berikut.

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

Terdapat beberapa hal yang harus disesuaikan dengan kombinasi pembebanan yang diatur dalam SNI 1726-2012, yaitu pada kombinasi 5 dan kombinasi 7. Pengaruh beban gempa horizontal dikalikan dengan suatu faktor pengali seperti pada persamaan berikut ini.

1. Penyesuaian untuk kombinasi 5

$$E = E_h + E_v \quad (3.5)$$

2. Penyesuaian untuk kombinasi 7

$$E = E_h + E_v \quad (3.6)$$

Dengan:

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.7)$$

$$E_v = 0,2 S_{DS} D \quad (3.8)$$

Nilai Q_E adalah pengaruh gaya gempa horizontal.

Apabila penyesuaian telah diterapkan, maka kombinasi 5 dan kombinasi 7 berturut-turut menjadi:

$$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + \rho Q_E + L \quad (3.9)$$

$$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + \rho Q_E + 1,6 H \quad (3.10)$$

Dengan catatan sebagai berikut.

1. Faktor beban pada L pada kombinasi 5 diizinkan bernilai sama dengan 0,5 untuk semua hunian dengan besar nilai beban hidup merata kurang dari sama dengan 5 kN/m^2 , dengan pengecualian garasi atau ruang pertemuan;
2. Faktor beban pada H (beban lateral, apabila ada) harus ditetapkan sama dengan 0 (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.

3.4.2 Faktor Redudansi

Menurut Pasal 7.3.4 SNI 1726-2012, tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, faktor redundansi (ρ), harus diterapkan pada sistem penahan gaya gempa dengan nilai salah satu diantara 1,0 dan 1,3.

3.5 Kekuatan Struktur

Kekuatan struktur harus didesain agar mempunyai kekuatan desain disemua penampang paling sedikit sama dengan kekuatan perlu yang dihitung untuk beban dan gaya terfaktor dalam kombinasi sedemikian rupa seperti sebagaimana yang telah ditetapkan oleh Pasal 9, SNI 2847:2013. Kekuatan desain, harus disediakan oleh suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain dan penampangnya, sehubungan dengan lentur, beban normal, geser, dan torsi, harus diambil sebesar kekuatan nominal yang dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan (ϕ). Kekuatan nominal sendiri adalah kemampuan komponen struktur dalam menerima beban yang dihitung berdasarkan ketentuan dan asumsi metode perancangan.

3.6 Perencanaan Pelat

3.6.1 Pelat dua arah (*two way slab*)

SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3 mensyaratkan tebal minimum untuk pelat dua arah atau pelat yang memiliki rasio bentang panjang terhadap bentang pendek yang tidak lebih dari 2, menjadi dua jenis. Yaitu pelat yang ditumpu dengan balok pada semua sisinya dan pelat yang tidak ditumpu langsung oleh balok pada sisinya. Ketentuan untuk tebal minimum pelat yang ditumpu dengan balok pada semua sisinya ada pada Pasal 9.5.3.3 SNI 2847:2013. Sedangkan ketentuan untuk tebal minimum pelat yang tidak ditumpu langsung oleh balok ada pada Pasal 9.5.3.2 SNI 2847:2013.

3.6.2 Pelat satu arah (*one way slab*)

Pelat satu arah adalah pelat yang dianggap atau/atau ditumpu pada kedua belah sisinya dan berupa tumpuan garis. Pelat satu arah memiliki nilai rasio bentang panjang (L_y) dan bentang pendek (L_x) lebih besar dari atau sama dengan 2 (dua). Peraturan SNI 2847:2013 memberikan beberapa batasan dalam penggunaan prosedur desain pelat satu arah yaitu sebagaimana berikut ini.

1. Desain dilakukan menggunakan asumsi pelat dengan lebar 1 meter.
2. Keterbalan minimum pelat satu arah yang menggunakan mutu baja tulangan (f_y) sebesar 400 MPa sesuai SNI 2847-2013 Tabel 9.5(a), sedangkan untuk mutu baja tulangan (f_y) selain 400 MPa, maka nilai Tabel 9.5(a) SNI 2847-2013 harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.
3. Lendutan harus diperiksa apabila pelat memikul konstruksi yang akan mengalami kerusakan akibat lendutan yang besar. Batasan lendutan pelat ditentukan sesuai dengan Tabel 9.5(b) SNI 2847-2013.
4. Selimut beton yang direncanakan untuk struktur pelat tidak boleh kurang dari 20 mm, untuk pelat yang tidak berhubungan langsung dengan cuaca dan tanah.
5. Struktur pelat satu arah harus disediakan tulangan susut dan suhu yang memiliki arah tegak lurus terhadap tulangan lentur. Persyaratan ini diatur dalam SNI 2847-2013 Pasal 7.12.2.1.

6. Kecuali untuk pelat rusuk, maka jarak antar tulangan utama pada pelat tidak boleh dari 3 kali ketebalan pelat atau tidak lebih dari 450 mm (SNI 2847-2013, Pasal 7.6.5).

3.7 Perencanaan Balok

Balok merupakan elemen struktur utama yang berfungsi untuk menerima beban dari pelat, yang selanjutnya disalurkan pada kolom sehingga sampai ke struktur fondasi (Setiawan, 2016). Prosedur perhitungan perencanaan desain balok dengan mengacu pada SNI 2847:2013 meliputi perencanaan tulangan longitudinal dan tulangan geser beserta ketentuan-ketentuannya adalah sebagaimana berikut ini.

3.7.1 Desain tulangan lentur balok

Pasal 21.1.4 dan Pasal 21.1.5 SNI 2847-2013 telah mensyaratkan komponen struktur yang menahan lentur pada sistem rangka pemikul momen khusus harus memenuhi ketentuan-ketentuan sebagaimana berikut ini.

1. Kuat tekan beton (f'_c) tidak boleh kurang dari 20 MPa.
2. Nilai mutu baja (f_y) yang digunakan dalam desain tulangan tidak boleh melebihi 420 MPa.
3. Gaya tekan aksial terfaktor pada komponen lentur (P_u) tidak boleh melebihi $\frac{A_g f'_c}{10}$, apabila melebihi nilai tersebut maka struktur dapat dianggap struktur lentur dan aksial.
4. Bentang bersih komponen struktur lentur (l_n) tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
5. Lebar komponen struktur lentur (b_w) tidak boleh kurang dari 0,3 tinggi (tinjauan) kolom dan 250 mm.
6. Lebar komponen struktur lentur (b_w) tidak boleh lebih dari lebar kolom ditambah jarak masing-masing sisi kolom yang lebih kecil dari lebar kolom sendiri dan 0,75 dimensi kolom.
7. Luas tulangan ($A_{s_{min}}$) atas dan bawah harus tidak kurang dari $1,4 \cdot b_w \cdot d / f_y$ dan $0,25 \cdot b_w \cdot d \sqrt{f'_c} / f_y$ serta rasio tulangan lentur (ρ) tidak melebihi 0,025.

8. Kekuatan momen positif pada muka *joint* harus tidak kurang dari setengah kuat momen negatif yang disediakan pada muka *joint* tersebut. Baik kekuatan momen negatif atau positif pada sembarang penampang sepanjang panjang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kuat momen maksimum yang disediakan pada muka salah satu dari *joint* tersebut.
9. Jarak sengkang pertama tidak boleh kurang dari 50 mm dari tumpuan, dan jarak sengkang yang lain diambil nilai yang paling kecil dari ketentuan-ketentuan sebagai berikut, $d/4$; enam kali diameter batang tulangan lentur utama longitudinal; dan 150 mm.
10. Gaya geser untuk komponen struktur SRPMK yang dibebani lentur ditentukan pada Pasal 21.5.4 SNI 2847-2013.

3.7.2 Desain tulangan geser balok

Pasal 11.4.7 SNI 2847:2013 telah disyaratkan untuk diperlukannya tulangan geser apabila nilai gaya geser ultimit (V_u) lebih besar dari gaya geser nominal tereduksi yang ditahan beton ($\phi \cdot V_c$). Apabila nilai gaya geser ultimit berada diantara nilai setengah kuat nominal tereduksi yang ditahan oleh beton ($\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c$) dan nilai gaya geser nominal tereduksi yang ditahan beton ($\phi \cdot V_c$) atau lebih kecil dari setengah kuat nominal tereduksi yang ditahan oleh beton ($\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c$), maka digunakan syarat minimum untuk tulangan geser seperti sebagaimana yang disyaratkan pada Pasal 11.4.6.3 SNI 2847:2013. Adapun langkah-langkah perencanaan tulangan geser balok adalah sebagaimana berikut ini.

1. Menghitung gaya geser ultimit (V_u) dari beban terfaktor yang bekerja pada struktur. Nilai yang diambil sebagai acuan desain adalah nilai V_u pada lokasi penampang kritis, yaitu sepanjang tinggi efektif balok (d) dari muka tumpuan.
2. Menghitung nilai ϕV_c berdasarkan persamaan

$$\phi V_c = \phi (0,17\lambda\sqrt{f'_c})b_w d \quad (3.11)$$

dengan $\phi = 0,75$.

3. Memeriksa nilai V_u ,
 - a. jika $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$, tidak membutuhkan tulangan geser,
 - b. jika $\frac{1}{2} \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$, membutuhkan tulangan geser minimum,
 - c. jika $V_u > \phi V_c$, tulangan geser harus disediakan.

4. Menghitung gaya geser yang harus dipikul oleh tulangan geser

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s \text{ atau } V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad (3.12)$$

5. Menghitung nilai V_{c1} dan V_{c2}

$$V_{c1} = 0,33\sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.13)$$

$$V_{c2} = 0,66\sqrt{f'_c} b_w d \quad (3.14)$$

Apabila $V_s < V_{c2}$, maka proses desain dapat dilanjutkan ke langkah berikutnya

Apabila $V_s > V_{c2}$, maka ukuran penampang harus diperbesar.

6. Menghitung jarak tulangan sengkang

$$s_1 = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} \quad (3.15)$$

7. Menentukan jarak tulangan maksimum sesuai Pasal 11.4.5 SNI 2847-2013

- a. $s_2 = \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm}$, jika $V_s \leq V_{c1}$

- a. $s_2 = \frac{d}{4} \leq 300 \text{ mm}$, jika $V_{c1} < V_s \leq V_{c2}$

- b. $s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b_w} \geq \frac{A_v f_{yt}}{0,062 \sqrt{f'_c} b_w}$

s_{maks} dipilih berdasarkan nilai terkecil dari s_2 dan s_3 .

3.8 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan elemen struktur yang memegang peranan penting pada suatu struktur bangunan. Keruntuhan kolom merupakan kondisi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (*collapse*) suatu bangunan (Sudarmoko, 1996). Prosedur perhitungan perencanaan desain kolom dengan mengacu pada SNI 2847:2013 meliputi perencanaan tulangan aksial-lentur dan tulangan geser beserta ketentuan-ketentuannya adalah sebagaimana berikut ini.

3.8.1 Desain tulangan aksial-lentur kolom

Pasal 21.6 SNI 2847:2013 mensyaratkan komponen struktur yang menahan beban lentur dan beann aksial pada sistem struktur pemikul momen khusus harus memenuhi ketentuan-ketentuan sebagaimana berikut ini.

1. Kuat desak beton tidak boleh kurang dari 20 MPa.
2. Nilai mutu baja (f_y) yang digunakan dalam desain tulangan tidak boleh melebihi 420 MPa.
3. Gaya desak aksial terfaktor pada komponen lentur (P_u) harus melebihi $\frac{A_g f'c}{10}$.
4. Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
5. Rasio dimensi penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4.
6. Luas tulangan longitudinal (A_{st}) tidak boleh kurang dari 0,1 A_g atau lebih dari 0,06 A_g .
7. Kekuatan lentur kolom harus memenuhi $\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$.
8. Spasi tulangan transversal pada daerah l_o tidak boleh melebihi yang terkecil dari ketentuan sebagai berikut.
 - a. Seperempat dimensi komponen struktur minimum.
 - b. Enam kali diameter batang tulangan longitudinal terkecil.
 - c. $100 \text{ mm} \leq s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \leq 150 \text{ mm}$.
9. Luas penampang total tulangan Sengkang persegi (A_{sh}) tidak boleh kurang dari yang disyaratkan sebagai berikut.

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s_b c f'c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s_b c f'c}{f_{yt}}$$

Adapun nilai gaya tarik baja (T_s) dan gaya tekan baja (C_s) pada kolom dapat ditentukan berdasarkan beberapa kondisi seperti sebagaimana berikut ini.

$$\varepsilon = \frac{d-c}{c} \times 0,003 \quad \text{untuk daerah Tarik} \quad (3.16)$$

$$T_s = A_s f_y, \text{ bila } \varepsilon > \varepsilon_y,$$

$$T_s = A_s f_y, \text{ bila } \varepsilon < \varepsilon_y,$$

$$C_s = A_s' f_y, \text{ bila } \varepsilon' > \varepsilon_y.$$

$$C_s = A_s' f_y, \text{ bila } \varepsilon' < \varepsilon_y,$$

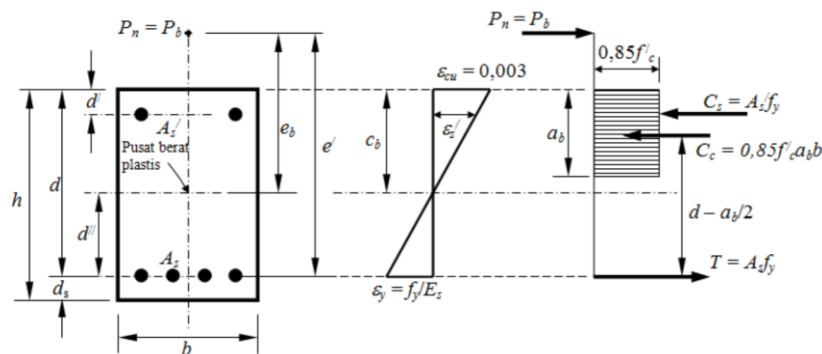
keterangan: $\varepsilon_y = f_y / E_s$; $E_s = 200.000 \text{ MPa}$; $f_s = \varepsilon E_s$.

Dengan memperhatikan prinsip keseimbangan gaya dalam seperti yang dapat dilihat pada Gambar 3.1, maka dapat diperoleh persamaan sebagaimana berikut ini.

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (3.17)$$

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T d'' \quad (3.18)$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} \quad (3.19)$$



Gambar 3.1 Kolom Penampang Persegi Dengan Beban Eksentris

Sumber: Setiawan, 2016

Apabila nilai gaya aksial dan momen nominal tersebut digambarkan dalam sumbu cartesian maka didapatkan diagram interaksi kolom. Diagram ini merupakan kurva interaksi antara kapasitas penampang beton bertulang untuk menahan kombinasi gaya aksial dan momen lentur. Karena itu, diagram ini dinamakan juga diagram interaksi M_n-P_n kolom. Adapun prosedur perhitungan untuk membuat diagram interaksi M_n-P_n kolom adalah sebagaimana berikut ini.

1. Penampang kolom pada kondisi seimbang

Kondisi seimbang (*balance*) adalah kondisi tulangan tarik terluar mengalami leleh bersamaan dengan bagian beton yang terdesak mengalami regangan sebesar 0,003. Kondisi seimbang merupakan indikator untuk mengetahui pola keruntuhan kolom. Adapaun persamaan yang digunakan untuk menghitung penampang kolom pada kondisi seimbang adalah sebagaimana berikut ini.

$$c_{balance} = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \cdot d \quad (3.20)$$

$$a_{balance} = \beta_1 \cdot c_{balance} \quad (3.21)$$

$$C_{balance} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_{balance} \cdot b \quad (3.22)$$

$$T_{balance} = A_s \cdot f_y \quad (3.23)$$

$$C_{Sbalance} = A_s \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_y) \quad (3.24)$$

$$Pn_{balance} = C_c + C_s - T_s \quad (3.25)$$

$$Mn_{balance} = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T d'' \quad (3.26)$$

$$e_{balance} = \frac{Mn_{balance}}{Pn_{balance}} \quad (3.27)$$

2. Penampang kolom pada kondisi aksial murni (eksentrisitas kecil)

Kondisi aksial murni adalah keadaan beban batas dianggap beton mengalami tegangan desak merata sebesar 85% kuat desak beton dengan nilai momen nominal sebesar 0 (nol). Karena tidak adanya nilai momen, maka eksentrisitas pada penampang kolom kondisi aksial murni juga sama dengan 0 (nol). Adapun persamaan yang digunakan untuk menghitung kuat desak kolom pada kondisi aksial murni adalah sebagaimana berikut ini.

$$Pn_0 = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y) \quad (3.28)$$

3. Batas maksimum untuk kuat desak (P_n)

Pasal 10.3.6 SNI 2847:2013 membatasi nilai kuat desak yang digunakan pada diagram interaksi P_n - M_n sebagaimana pada persamaan berikut ini.

a. Sengkang spiral,

$$Pn_{maks} = 0,85 \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y)] \quad (3.29)$$

b. Sengkang persegi,

$$Pn_{maks} = 0,80 \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y)] \quad (3.30)$$

4. Penampang kolom kondisi momen murni (eksentrisitas tak terhingga)

Kondisi momen murni adalah keadaan saat nilai P_n sebesar 0 (nol). Karena tidak adanya nilai P_n pada kondisi momen murni, maka nilai eksentrisitas adalah ∞ (tak terhingga). Langkah perhitungan yang digunakan untuk

menghitung penampang kolom dengan kondisi momen murni adalah sebagaimana berikut ini.

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

$$Mn_{murni} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} - d''\right) \quad (3.32)$$

5. Penampang kolom kondisi keruntuhan tarik

Kondisi keruntuhan tarik terjadi apabila penampang kolom menerima beban desak dengan eksentrisitas yang lebih besar daripada nilai eksentrisitas pada kondisi penampang kolom seimbang. Adapun langkah perhitungan yang dapat dilakukan untuk penampang kolom dengan kondisi keruntuhan tarik adalah sebagaimana berikut ini.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (3.33)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad (3.34)$$

$$e_{tarik} = X_{tarik} \cdot e_{balance} \quad (3.35)$$

Nilai koefisien X_{tarik} diambil lebih dari 1 (satu) tetapi tidak perlu melebihi 2 (dua),

$$Pn_{tarik} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d \cdot \left[\frac{h - 2 \cdot e_{tarik}}{2 \cdot d} + \sqrt{\left\{ \left(\frac{h - 2 \cdot e_{tarik}}{2 \cdot d} \right)^2 + 2 \cdot \rho \cdot m \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right\}} \right] \quad (3.36)$$

$$Mn_{tarik} = Pn_{tarik} \cdot e_{tarik} \quad (3.37)$$

6. Penampang kolom kondisi keruntuhan tekan

Kondisi keruntuhan tekan terjadi apabila kolom menerima eksentrisitas yang lebih kecil daripada nilai eksentrisitas pada kondisi penampang kolom seimbang. Adapun langkah perhitungan yang dapat dilakukan untuk penampang kolom dengan kondisi keruntuhan tekan adalah sebagaimana berikut ini.

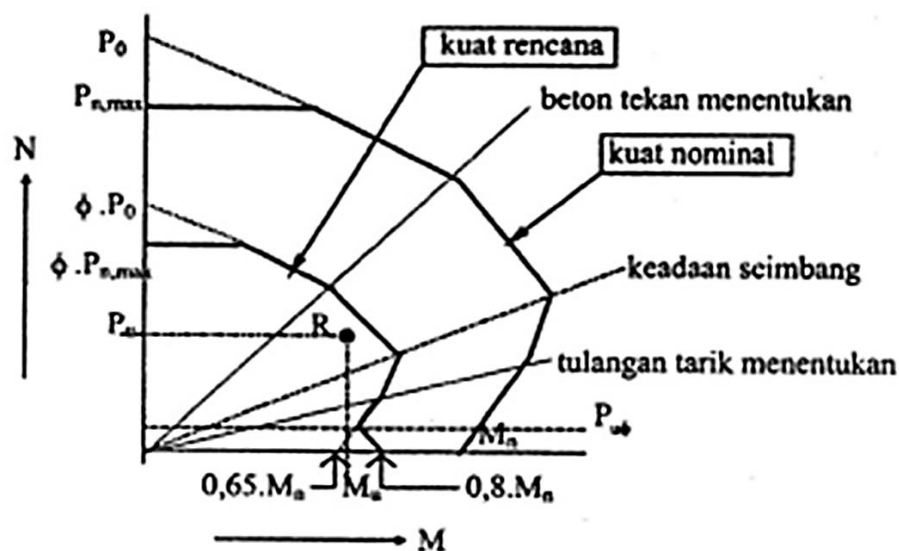
$$e_{tekan} = X_{tekan} \cdot e_{balance} \quad (3.38)$$

Nilai koefisien X_{tarik} diambil kurang dari 1 (satu) tetapi tidak perlu lebih kecil dari atau sama dengan 0 (nol),

$$Pn_{tekan} = \frac{As' \cdot fy}{\left[\frac{e}{(d - d')} \right] + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f'c}{\left(\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} \right) + 1,18} \quad (3.39)$$

$$Mn_{tekan} = Pn_{tekan} \cdot e_{tekan} \quad (3.40)$$

Adapun hasil akhir dari prosedur perhitungan untuk pembuatan diagram interaksi M_n - P_n adalah terlihat di Gambar 3.2.



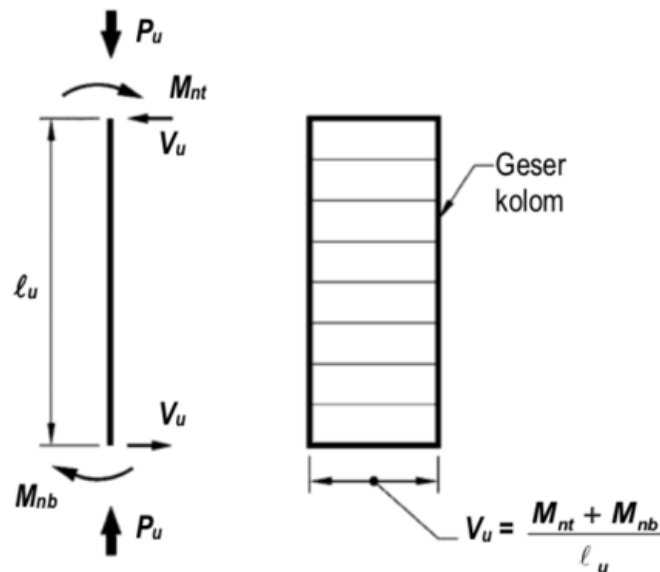
Gambar 3.2 Diagram Interaksi P_n - M_n Kolom

Sumber: Asroni, 2010

3.8.2 Desain tulangan geser kolom

Terdapat beberapa perbedaan antara prosedur desain tulangan geser pada balok dan prosedur desain tulangan geser kolom berdasarkan SNI, yaitu seperti sebagaimana berikut ini.

1. Nilai kekuatan geser beton non-prategang dihitung berdasarkan persamaan untuk komponen yang dibebani lentar dan desak aksial,
2. Penentuan gaya maksimum yang terjadi pada muka *joint* balok-kolom tidak boleh lebih besar dari gaya yang diakibatkan Momen kapasitas balok (M_{kap}) yang merangka pada *joint* tetapi tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil desain struktur,



Gambar 3.3 Gaya Geser Desain Pada Kolom

Sumber: SNI 2847:2013

3. Kuat geser beton harus diabaikan apabila kedua syarat berikut ini telah terpenuhi
 - a. Nilai gaya geser desain (V_e) seperti sebagaimana pada Gambar 3.3 lebih besar dari setengah kuat geser perlu maksimum (V_u),
 - b. Gaya desak aksial terfaktor (P_u) termasuk pengaruh beban gempa kurang dari $0,1 \cdot A_g \cdot f'c$.

3.9 Perencanaan Dinding Geser

Ketika dinding beton bertulang dengan kekakuan bidang yang sangat besar ditempatkan pada lokasi tertentu yang nyaman dan strategis, seringkali dinding tersebut dapat digunakan secara ekonomis untuk memberikan ketahanan yang dibutuhkan terhadap beban lateral. Elemen semacam itu disebut dinding geser, yang pada dasarnya adalah balok kantilever vertikal dalam yang memberikan stabilitas lateral pada struktur dengan menahan geser dalam bidang dan momen lentur yang disebabkan oleh gaya lateral (McCormac dan Brown, 2014).

Tulangan dinding geser harus direncanakan dalam dua arah tegak lurus pada bodang dinding (tulangan longitudinal dan tulangan pengekang). Rasio tulangan untuk arah vertikal dan horizontal adalah sebagaimana berikut ini.

1. Apabila gaya geser desain, $V_u > 0,083 A_{cv} / \sqrt{f'c}$, maka rasio penulangan badan (*web*) terdistribusi (ρ_l dan ρ_t) tidak boleh kurang dari 0,0025

$$\rho_l = A_{sv} / A_{cv} \quad (3.41)$$

$$\rho_t = A_{st} / A_{cv} \quad (3.42)$$

Dengan.

ρ_l : rasio minimum tulang vertical (A_{sv}) terhadap luas bruto beton (A_{cv})

ρ_t : rasio minimum tulang vertical (A_{st}) terhadap luas bruto beton (A_{cv})

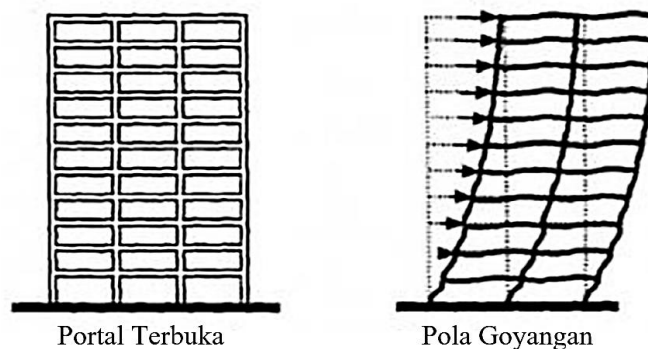
2. Apabila gaya geser desain, $V_u < 0,083 A_{cv} / \sqrt{f'c}$, maka digunakan rasio tulangan minimum seperti pada dinding structural biasa yaitu
 - a. Rasio minimum luas tulangan vertikal terhadap luas bruto beton, ρ_l , harus:
 - 1) 0,0012 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan f_y tidak kurang dari 420 MPa; atau
 - 2) 0,0015 untuk batang tulangan ulir lainnya; atau
 - 3) 0,0012 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besar dari \emptyset -16 atau D-16.
 - b. Rasio minimum luas tulangan horizontal terhadap luas bruto beton, ρ_t , harus:
 - 1) 0,0020 untuk batang tulangan ulir yang tidak lebih besar dari D-16 dengan f_y tidak kurang dari 420 MPa; atau
 - 2) 0,0025 untuk batang tulangan ulir lainnya; atau
 - 3) 0,0200 untuk tulangan kawat las yang tidak lebih besar dari \emptyset -16 atau D-16.
3. Jarak tulangan vertical dan horizontal satu sama lain tidak boleh lebih jauh dari tiga kali tebal dinding, atau lebih jauh dari 450 mm
4. Jika , $V_u > 0,17 A_{cv} / \sqrt{f'c}$, tulangan yang terpasang pada dinding harus paling sedikit dua tirai tulangan

3.10 Perilaku Goyangan pada Struktur Utama

Kekuatan dan kekakuan struktur atas bangunan sangat dipengaruhi oleh jenis struktur utama. Karena itu, sifat-sifat dan perilakunya harus dipahami oleh seorang perencana. Perilaku yang dimaksud adalah goyangan horizontal yang terjadi akibat gaya lateral, khususnya beban gempa.

3.10.1 Struktur terbuka (*open frame*)

Chopa (1998) dalam Pawirodikromo (2012) menyatakan bahwa perubahan tempat yang dominan untuk kombinasi beban vertikal dan horisontal adalah pada arah mendatar yang sebenarnya sangat dipengaruhi oleh *shear mode*. Namun demikian, pola goyangan tersebut akan dipengaruhi oleh rasio kekakuan antara balok dan kolom. Pada Gambar terlihat bahwa simpangan antara tingkat yang terjadi pada tingkat-tingkat bawah relatif cukup besar.



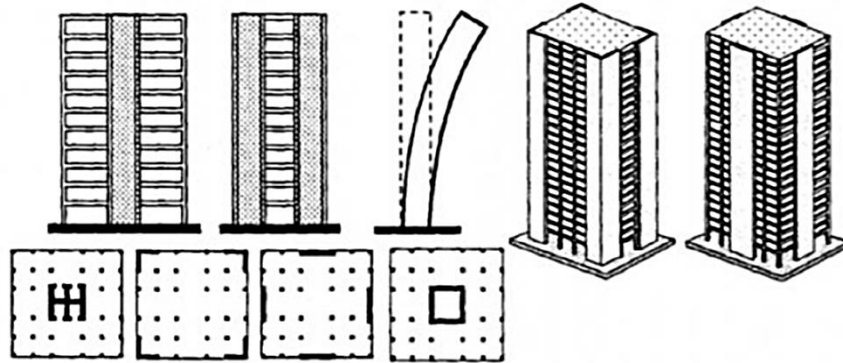
Gambar 3.4 Pola Simpangan Pada Portal Terbuka

Sumber: Prawirodikromo, 2012

3.10.2 Struktur dinding

Tujuan utama memperkaku struktur bangunan dengan menggunakan *shear walls* (dinding geser) adalah untuk mengendalikan simpangan antara tingkat yang cukup besar yang umumnya terjadi pada tingkat-tingkat bawah struktur portal terbuka. Oleh karena itu kadang-kadang portal terbuka lebih ditujukan untuk menahan beban vertikal saja (Prawirodikromo, 2012). Struktur dinding merupakan struktur yang kaku, maka perilaku goyangan lebih dipengaruhi oleh lentur (*flexure*), kecuali untuk struktur dinding yang pendek. Pola goyangan struktur dinding yang

didominasi oleh “*flexural mode*” tersebut dapat dilihat seperti sebagaimana pada Gambar 3.5 berikut ini.



Gambar 3.5 Letak Dan Pola Goyangan Struktur Dinding (*Structural Walls*)

Sumber: Prawirodikromo, 2012

3.11 Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Gaya geser dasar (V) adalah suatu gaya geser yang diasumsikan merupakan penyederhanaan dari getaran gempa bumi. Gaya geser dasar dapat digunakan sebagai parameter penting dalam menentukan tingkat respons suatu struktur (Prawirodikromo, 2017). Penentuan besaran nilai gaya geser dasar di Indonesia telah diatur pada Pasal 7.9.4, SNI 1726:2012.

3.12 Perpindahan Lateral Tingkat (*Lateral Displacement*)

Lateral displacement adalah perpindahan lateral suatu lantai yang diukur dari dasar bangunan. Pasal 7.8.6 SNI 1726:2012 menjelaskan mengenai penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) yang harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat paling atas dan tingkat paling bawah yang ditinjau. Simpangan dinyatakan dalam bentuk *drift* indeks. *Drift* indeks dihitung dengan menggunakan persamaan seperti sebagaimana berikut ini.

$$\text{Total drift} = \frac{\Delta}{H} \quad (3.43)$$

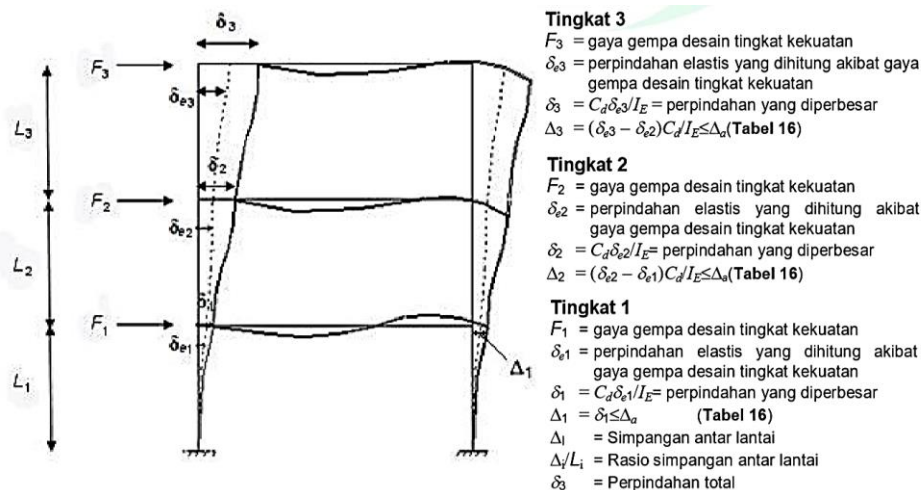
Catatan:

Δ = besar defleksi maksimum

H = ketinggian struktur

3.13 Simpangan Antar Tingkat (*Story Drift*)

Respons struktur bangunan saat terjadi gempa dapat dilihat dengan adanya simpangan antar tingkat (*story drift*) pada bangunan. Simpangan (*drift*) adalah simpangan suatu lantai yang diukur dari dasar lantai di bawahnya. Pasal 7.8.6 SNI 1726:2012 telah menjelaskan tentang bahwa penentuan defleksi di dasar tingkat (δx) boleh ditinjau apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung berdasarkan proyeksi vertikal dan pusat massa di tingkat atasnya, seperti terlihat di Gambar 3.6.



Gambar 3.6 Simpang Antar Lantai

Sumber: SNI 1726:2012

Defleksi pusat massa di tingkat (δx) harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagaimana berikut ini.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_w}{I} \quad (3.44)$$

Keterangan:

δ_x : defleksi pada lantai ke-x,

C_d : faktor pembesar defleksi,

I : faktor keutamaan gedung.

BAB IV

METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Subjek dan Objek Penelitian

Suatu metode dalam sebuah analisis sangatlah penting guna mendapatkan data yang sesuai dan selanjutnya digunakan untuk pemecahan suatu masalah yang telah dirumuskan. Penelitian ini memerlukan data gedung berupa data teknis gedung berupa gambar arsitektural yang kemudian dapat dilakukan analisis sesuai dengan permasalahan yang telah dirumuskan.

Metode yang digunakan dalam penelitian ini adalah dengan membuat model struktur atas Gedung Jogja Apartel dengan menggunakan model struktur pelat konvensional (pelat-balok) dan sistem struktur *flat-slab*. Kemudian merencanakan penampang beton bertulang beserta kebutuhan baja tulangan pada pelat, balok, kolom serta dinding geser secara manual dengan tetap mempertimbangkan beban-beban yang bekerja pada struktur atas Gedung Jogja Apartel sesuai dengan ketentuan yang berlaku. Selain itu, penggunaan program ETABS untuk membantu kebutuhan analisa struktur dan program Autodesk Revit untuk membantu dalam penggambaran serta perhitungan volume pekerjaan beton beserta berat baja tulangnya dilakukan dengan tujuan untuk mempermudah dan mempercepat penyelesaian penelitian ini.

Subjek penelitian pada penelitian ini adalah struktur atas Gedung Jogja Apartel yang berlokasi di Jl. Lowanu No. 54, Sorosutan, Umbulhardjo, Yogyakarta. Sedangkan yang menjadi objek penelitian adalah respons struktur berupa *base shear*, *lateral displacement*, dan *story drift* serta kebutuhan volume beton dan kebutuhan berat baja tulangan pada sistem pelat konvensional dan sistem *flat-slab*.

4.1.1 Denah bangunan

Denah struktur Gedung Jogja Apartel dapat dilihat sebagaimana pada lampiran.

4.1.2 Data teknis

Berikut ini adalah data teknis yang dipakai pada penelitian ini :

1. Mutu beton yang digunakan untuk elemen struktur kolom dan dinding geser adalah K450, yaitu sebesar 39 MPa (jika mutu beton dikonversi pada kuat tekan dengan benda uji silinder yang diuji diumur 28 hari). Sedangkan untuk elemen struktur lainnya digunakan beton K300, yaitu sebesar 26 MPa (jika mutu beton dikonversi pada kuat tekan dengan benda uji silinder yang diuji diumur 28 hari).
2. Selimut beton untuk elemen struktur kolom, balok dan dinding geser ditentukan sebesar 40 mm. Sedangkan untuk elemen struktur pelat ditentukan sebesar 20 mm.
3. Kuat tarik leleh baja tulangan (f_y) ditentukan sebesar 400 MPa untuk tulangan ulir dengan diameter lebih dari atau sama dengan 16 mm. Sedangkan untuk baja tulangan dengan diameter dibawah 16 mm ditentukan kuat tarik leleh baja tulangan (f_y) sebesar 240 MPa.
4. Tabel 4.1 berikut ini menampilkan besar beban mati dan beban tambahan yang digunakan dalam penelitian ini.

Tabel 4.1 Beban mati dan beban tambahan yang digunakan

Keterangan	Berat	Satuan	Sumber
Bahan Bangunan:			
Beton Bertulang	2,400	kg/m ³	SNI 1727:1989
Baja	7,850	kg/m ³	SNI 1727:1989
Pasir (lembab)	1,600	kg/m ³	SNI 1727:1989
Mortar/Spesi dari semen per cm tebal	21	kg/m ²	SNI 1727:1989
Komponen Gedung:			
Tegel/keramik per cm tebal	24	kg/m ²	SNI 1727:1989
<i>Plafond</i>	20	kg/m ²	Asumsi
Instalasi listrik dan <i>plumbing</i>	20	kg/m ²	Asumsi
Lapisan kedap air	5	kg/m ²	Asumsi

5. Beban hidup ditetapkan sebesar 2,64 kN/m² untuk pelat lantai dan sebesar 0,96 kN/m² untuk pelat atap.

6. Gedung yang akan dianalisis memiliki data teknis sebagai berikut.
- a. Jumlah lantai : 12 Lantai
 - b. Tinggi total elevasi gedung : + 39,75 m
 - c. Tinggi antar lantai : Variatif (4 m; 3,25 m)

4.2 Pengumpulan Data

Data yang didapatkan berupa data sekunder yang meliputi lokasi bangunan, gambar denah struktur Gedung Jogja Apartel, respons spektral gempa di daerah Yogyakarta, data pembebanan dan mutu bahan yang digunakan. Serta data primer yang meliputi data respons struktur berupa base *shear*, *lateral displacement* dan *story drift*, serta gambar hasil rekapitulasi kebutuhan volume beton dan berat baja tulangan untuk sistem struktur model struktur pelat konvensional dan sistem struktur *flat-slab*. Metode yang digunakan untuk memperoleh data pada penelitian ini adalah sebagaimana berikut ini.

4.2.1 Metode observasi

Metode observasi adalah cara untuk mengumpulkan data dengan melakukan pengamatan langsung pada lokasi penelitian di Jalan Lowanu No. 54, Sorosutan, Umbulhardjo, Yogyakarta, sehingga informasi yang didapat lebih akurat.

4.2.2 Metode studi literatur

Metode studi literatur adalah cara untuk mengumpulkan data dengan mempelajari bahan-bahan tertulis, balik dari dokumen tertulis maupun data lain yang telah didapatkan.

4.2.3 Metode kepustakaan

Metode kepustakaan adalah cara untuk mengumpulkan data dengan mencari referensi lain demi menunjang penulisan penelitian ini.

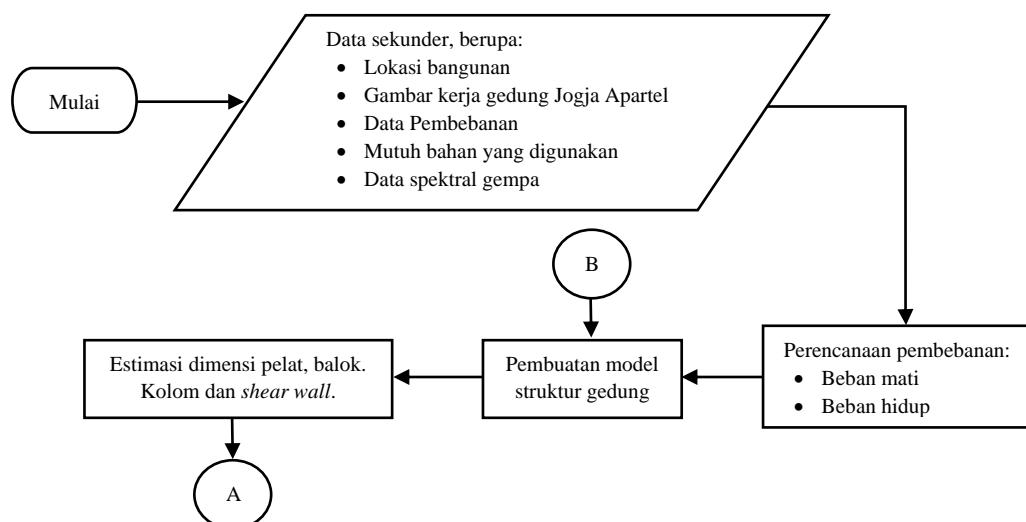
4.3 Bagan Alir

Berdasarkan data sekunder yang telah didapat, data primer bisa didapatkan dengan cara mengolah data sekunder yang didapat. Berikut ini adalah tahapan-tahapan pengolahan data tersebut.

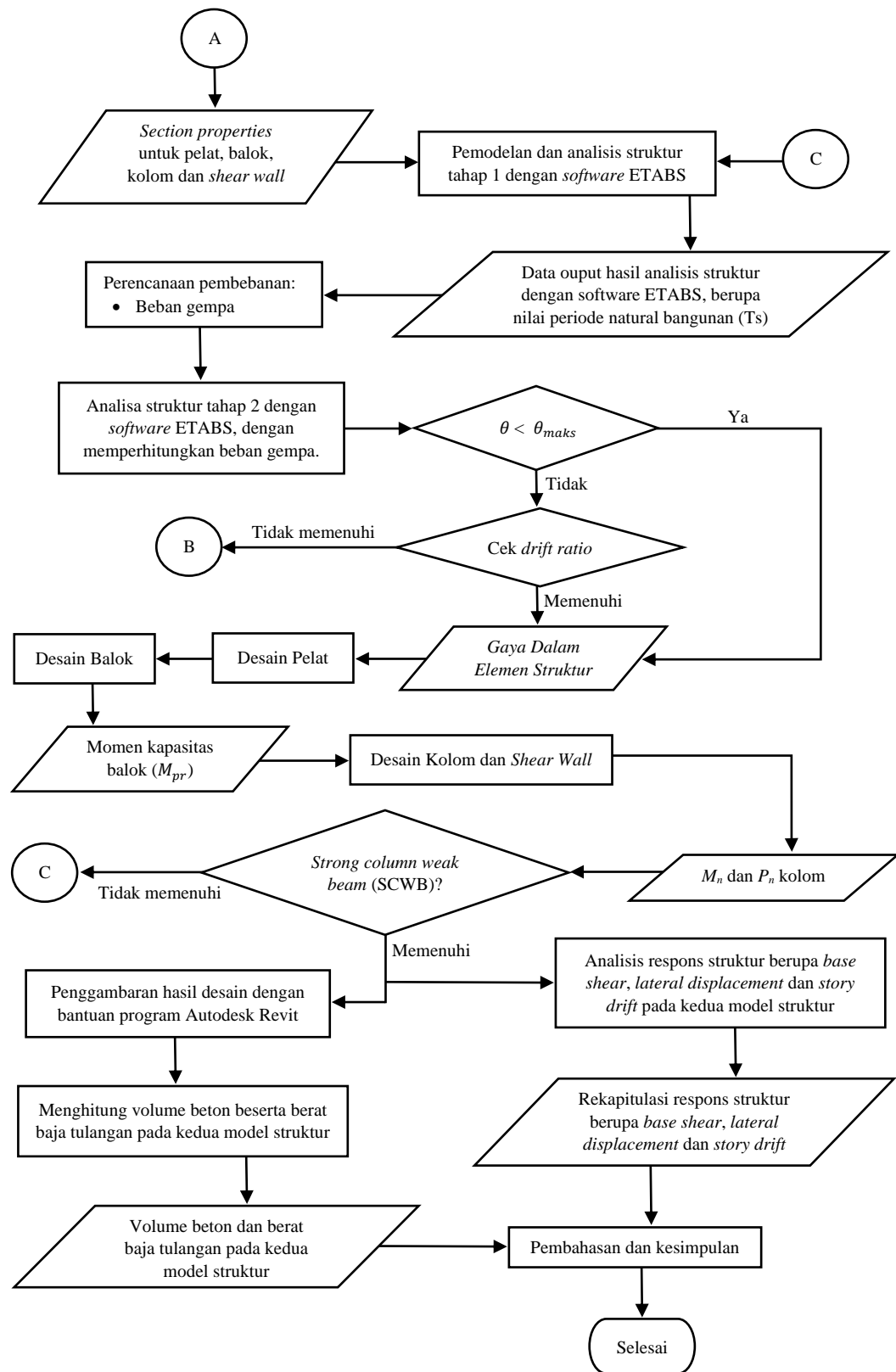
1. Perencanaan beban gravitasi
Perencanaan beban gravitasi dengan mengikuti ketentuan SNI 1727:1989 dan SNI 1727:2013.
2. Estimasi elemen struktur dan pemodelan awal struktur gedung
Pembuatan model struktur Gedung Jogja Apartel menggunakan sistem struktur *flat-slab* dan sistem pelat konvensional dilakukan dengan bantuan program Autodesk Revit, serta mengestimasi dimensi pelat, balok, kolom dan *shear wall* pada kedua model struktur.
3. Analisis momen ultimit pelat
Analisis momen ultimit pada pelat dilakukan dengan menggunakan metode perencanaan langsung SNI 2847:2013 pada model struktur pelat konvensional dan sistem struktur *flat-slab*.
4. Analisis struktur tahap 1 (satu)
Analisis struktur tahap 1 (satu) merupakan pemodelan struktur pada program ETABS berdasarkan model yang telah dibuat pada Autodesk Revit, serta meng-*input* data material serta beban gravitasi sehingga dapat dilakukan *running* analisis untuk mendapatkan nilai periode natural bangunan (T_c),
5. Perencanaan beban gempa
Perencanaan beban gempa dengan metode spektrum respons dengan mengacu pada spesifikasi SNI 1726:2012,
6. Analisis struktur tahap 2 (dua)
Analisis struktur tahap 2 (dua) dilakukan untuk memberikan kontrol pada periode natural, *base shear*, kestabilan struktur, batasan sistem ganda, partisipasi massa dan ketidakberaturan struktur pada kedua model struktur.
7. Perencanaan balok
Perencanaan balok mengacu pada ketentuan yang ada pada SNI 2847:2013. Mulai dari redistribusi momen, desain penulangan lentur balok hingga penulangan geser balok.

8. Perencanaan kolom dan *shear wall*
Perencanaan kolom dan *shear wall* menggunakan diagram P_n-M_n serta memastikan portal bersifat *strong column weak beam (SCWB)* pada kedua model struktur.
9. Rekapitulasi respons struktur
Rekapitulasi respons struktur berupa *base shear*, *lateral displacement* dan *story drift* pada kedua model struktur.
10. Perhitungan volume beton dan berat baja tulangan
Update *section properties* serta penghitungan volume beton beserta berat baja tulangan pada kedua model struktur dengan menggunakan bantuan program Autodesk Revit.
11. Penulisan naskah laporan penelitian,
Hasil dari penelitian ini dituliskan dalam sebuah laporan. Laporan tersebut menjadi salah satu bukti nyata setelah penelitian selesai dilakukan. Selain itu dengan adanya laporan, dapat diketahui secara garis besar dari penelitian ini, mulai dari latar belakang hingga kesimpulan yang bisa didapat bagi para pembaca.

Langkah-langkah penelitian secara keseluruhan yang dilakukan pada penelitian ini dapat dilihat seperti sebagaimana pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Diagram Alir Penelitian



Gambar 4.2 Diagram Alir Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Konfigurasi Bangunan

Bangunan Gedung Jogja Apartel pada penelitian ini dianggap memiliki 12 tingkat, dengan ketinggian antar lantai sebesar 4 m untuk lantai pertama dan 3,25 untuk lantai di atasnya. Data konfigurasi bangunan adalah seperti berikut ini.

1. Jenis bangunan : Gedung bertingkat.
2. Sistem struktur : Sistem Ganda.
3. Fungsi gedung : Apartemen/Hunian.
4. Lokasi : Yogyakarta.
5. Tinggi : 39,75 m.
6. Jumlah lantai : 12 lantai.
7. Mutu beton (f'_c): 39 MPa, untuk elemen struktur kolom dan dinding geser, dan 26 MPa, untuk elemen struktur lainnya.
8. Mutu baja (f_y) : 240 MPa, untuk tulangan dengan diameter dibawah 16 mm. dan 400 Mpa, untuk tulangan dengan diameter lebih dari atau sama dengan 16 mm.

5.2 Pembebanan Struktur

5.2.1 Beban mati

Beban yang termasuk beban mati adalah material bangunan yang digunakan dalam elemen struktur bangunan Gedung Jogja Apartel dan semua benda yang bersifat melekat pada struktur bangunan. Perhitungan beban mati dijabarkan sebagaimana berikut ini.

1. Beban mati akibat berat sendiri struktur (*self weight*)

Beban mati akibat berat sendiri struktur (*self weight*) dapat berubah-ubah selama proses desain, karena tergantung dari dimensi (*section properties*) dari setiap elemen struktur yang akan direncanakan. Perhitungan beban mati akibat berat sendiri struktur pada penelitian ini tidak dihitung secara manual,

melainkan dilakukan secara otomatis selama proses desain dilakukan dengan bantuan program ETABS.

2. Beban mati tambahan pada 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	= 0,040 m	x 1600 kg/m ³	= 64	kg/m ²
Plafon			= 20	kg/m ²
Instalasi listrik dan <i>plumbing</i>			= 20	kg/m ²
<hr/>				
Total beban mati pada lantai			= 149	kg/m ²
			= 1,46	kN/m ²

Berdasarkan beban perhitungan diatas, beban mati tambahan untuk lantai didapatkan sebesar 1,46 kN/m². Beban tersebut tidak termasuk beban akibat berat sendiri untuk pelat beton bertulang.

3. Beban mati pada pelat atap

Lapisan <i>waterproof</i>			= 5	kg/m ²
Spesi	= 3 cm	x 21 kg/m ² /cm	= 21	kg/m ²
Pasir	= 0,040 m	x 1600 kg/m ³	= 64	kg/m ²
Plafon			= 20	kg/m ²
<hr/>				
Total beban mati pada lantai			= 110	kg/m ²
			= 1,08	kN/m ²

Berdasarkan beban perhitungan diatas, beban mati untuk atap didapatkan sebesar 1,08 kN/m². Beban tersebut belum termasuk beban akibat berat sendiri untuk pelat beton bertulang.

5.2.2 Beban hidup

Beban hidup yang digunakan pada SNI 1727:2013 dibedakan berdasarkan fungsi ruangan. Akan tetapi, karena fokus pengamatan pada penelitian ini adalah membandingkan hasil penulangan antara struktur pelat konvensional dan *flat-slab*, beban hidup disederhanakan dan dibuat menjadi sama pada setiap ruangnya. Beban hidup gunakan sebesar 2,64 kN/m² untuk pelat lantai dan sebesar 0,96 kN/m² untuk pelat atap.

5.2.3 Beban gempa (analisis dinamik)

Perencanaan beban gempa pada penelitian ini mengacu pada peraturan SNI 1726:2012. Berikut ini adalah prosedur perhitungan perencanaan beban gempa yang dilakukan pada penelitian ini.

1. Penentuan klasifikasi situs

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 5.1, cara untuk menentukan klasifikasi situs dapat dilakukan dengan menentukan penetrasi rata-rata (\bar{N}). Apabila didapat $\bar{N} < 15$ maka klasifikasi situs termasuk tanah lunak, apabila didapat $15 < \bar{N} < 50$ maka klasifikasi situs termasuk tanah sedang dan apabila didapat $\bar{N} > 50$ maka klasifikasi situs termasuk tanah keras. Dalam penelitian ini, didapat data hasil uji standar penetration test (SPT) yang dapat dilihat pada Lampiran dan analisis klasifikasi situsnya dapat dilihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Analisis data N-SPT Gedung Jogja Apartel

Kedalaman (d)	Ketebalan Lapis (d_i)	N-SPT	d_i/N
Meter	meter		
2	2	14	0,14285714
4	2	17	0,11764706
6	2	17	0,11764706
8	2	23	0,08695652
10	2	23	0,08695652
12	2	43	0,04651163
14	2	16	0,125
16	2	42	0,04761905
18	2	47	0,04255319
20	2	44	0,04545455
22	2	51	0,03921569
24	2	56	0,03571429
26	2	56	0,03571429
28	2	57	0,03508772
30	2	58	0,03448276
Jumlah	30		1,03941745

$$\bar{N} = 30 / 1,0394 = 28,862$$

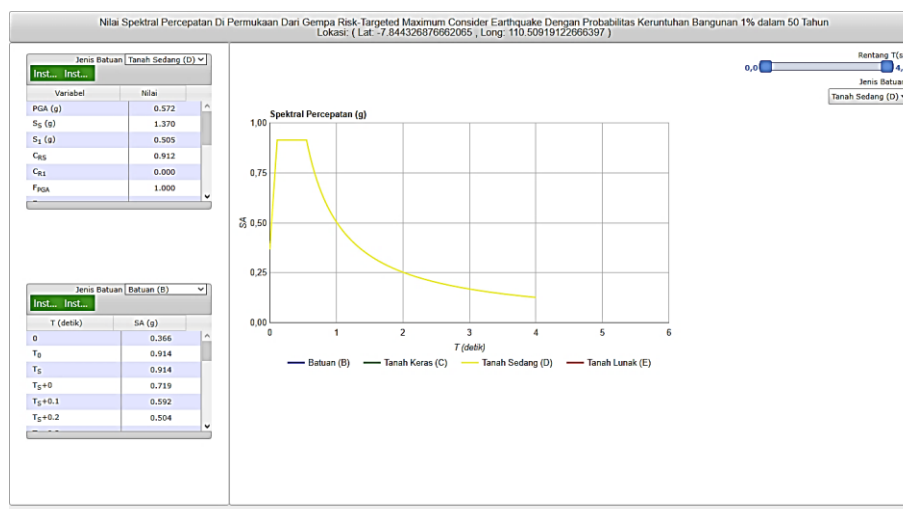
Nilai \bar{N} lebih besar dari 15, tetapi kurang dari 50. Sehingga klasifikasi situs pada Gedung Jogja Apartel termasuk tanah sedang (SD).

2. Penentuan kategori risiko

Berdasarkan Tabel 1 SNI 1726:2012, Jogja Apartel berada dalam kategori risiko II. Faktor keutamaan bangunan (I_e) untuk kategori risiko II adalah sebesar 1 (satu), berdasarkan Tabel 2 SNI 1726:2012.

3. Penentuan nilai S_s dan S_I

Penentuan nilai S_s dan S_I bergantung pada lokasi bangunan dan besar nilainya dapat diperoleh pada gambar 9 dan gambar 10 SNI 1726 : 2012 atau dengan mengakses situs resmi Kementerian Pekerjaan Umum Bagian Pusat Pengembangan dan Evaluasi Pemukiman (http://puskim.pu.go.id/-Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/, diakses 13 februari 2020). Dengan meng-*input* koordinat lokasi Jogja Apartel, didapatkan hasil S_s dan S_I sebesar 1,37 dan 0,505 seperti yang ditampilkan pada



Gambar 5.1 Hasil perhitungan respon spektral desain pada situs puskim.go.id (diakses 13 februari 2020)

4. Penentuan nilai F_a dan F_v

Berdasarkan nilai S_s , S_I dan kelas situs, dapat ditentukan nilai F_a dan F_v sesuai dengan Tabel 4 dan Tabel 5 SNI 1726:2012. Nilai F_a adalah sebesar 1 dan nilai F_v sebesar 1,5.

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

Nilai S_{MS} dan S_{M1} ditentukan berdasarkan Pasal 6.2 SNI 1726 : 2012. Berikut ini merupakan penjabaran dari perhitungannya.

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

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \cdot S_I \\ &= 1,5 \cdot 0,505 \\ &= 0,76 \text{ g} \end{aligned}$$

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

Nilai S_{DS} dan S_{D1} ditentukan berdasarkan Pasal 6.3, SNI 1726 : 2012. Berikut ini adalah penjabaran perhitungannya.

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 2/3 \cdot S_{MS} \\ &= 2/3 \cdot 1,37 \\ &= 0,913 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= 2/3 \cdot S_{M1} \\ &= 2/3 \cdot 0,76 \\ &= 0,505 \text{ g} \end{aligned}$$

7. Penentuan nilai C_{RS} dan C_{RI}

Penentuan nilai C_{RS} dan C_{RI} ditentukan pada lokasi bangunan. Besarnya nilai C_{RS} dan nilai C_{RI} ditentukan melalui Gambar 12 dan Gambar 13 SNI 1726:2012 atau dapat juga dengan mengakses situs puskim.go.id seperti pada penentuan nilai S_s dan S_I . Nilai C_{RS} diambil sebesar 0,912, akan tetapi karena nilai C_{RI} yang didapat dari *website* puskim.go.id nilainya adalah nol, maka nilai C_{RI} diambil dari peta gambar 13 SNI 1726:2012. Nilai C_{RI} yang diambil adalah sebesar 0,95.

8. Penentuan S_{DSR} dan S_{DIR}

9. Nilai S_{DSR} dan S_{DIR} harus dikalikan dengan nilai C_{RS} dan C_{RI} untuk mendapatkan nilai S_{DSR} dan S_{DIR} , sesuai dengan ketentuan Pasal 14, SNI 1726:2012. Berikut ini adalah nilai S_{DSR} dan S_{DIR} pada struktur Gedung Jogja Apartel.

$$\begin{aligned}
 S_{DSR} &= C_{RS} \cdot S_{DS} \\
 &= 0,912 \cdot 0,913 \\
 &= 0,833 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{DIR} &= C_{RI} \cdot S_{DI} \\
 &= 0,95 \cdot 0,506 \\
 &= 0,48 \text{ g}
 \end{aligned}$$

10. Respon spektrum desain

Pembuatan spektrum respon desain yang mengacu pada Pasal 6.4, SNI 1726:2012. Langkah-langkah pembuatannya adalah seperti berikut ini.

- a. Nilai periode T_0 dan T_S ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini.

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \cdot (S_{DIR} / S_{DSR}) \\
 &= 0,2 \cdot (0,833 / 0,48) \\
 &= 0,115 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_S &= S_{DIR} / S_{DSR} \\
 &= 0,833 / 0,48 \\
 &= 0,576 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

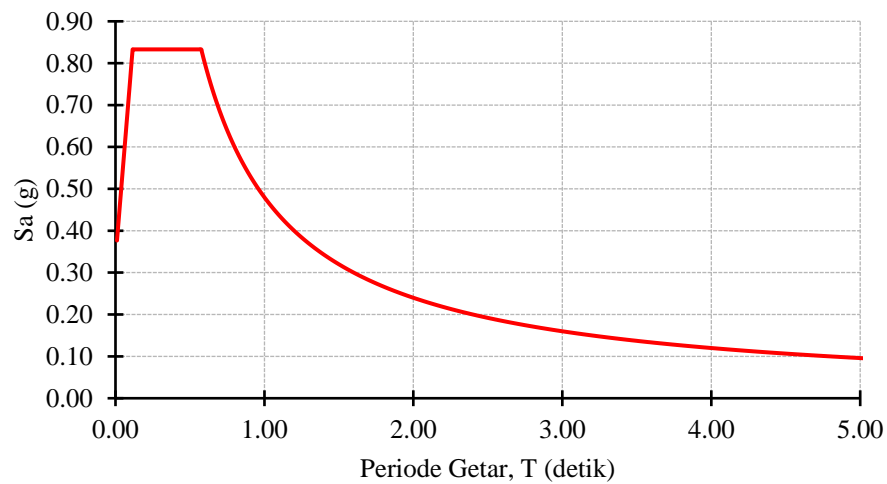
- b. Besar nilai S_a yang berada pada periode lebih kecil dari T_0 , diambil dengan persamaan berikut ini.

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

- c. Nilai S_a yang berada diantara periode T_0 dan T_S dapat diambil sebesar S_{DSR} .
 d. Nilai S_a yang berada pada periode lebih besar dari nilai T_S , diambil dengan persamaan berikut ini.

$$S_a = S_{D1} / T$$

Nilai-nilai S_a yang telah ditentukan dapat dibuat grafik seperti pada Gambar 5.2 berikut ini.



Gambar 5.2 Grafik Spektral Respons Gedung Jogja Apartel

11. Kategori desain seismik

Penentuan kategori desain seismik pada Gedung Jogja Apartel dapat ditentukan berdasarkan Tabel 6 dan Tabel 7 SNI 1726:2012. Kategori desain seismik ditentukan berdasarkan nilai S_{DSR} , S_{DIR} dan kategori risiko bangunan. Berdasarkan Tabel tersebut, kategori desain seismik pada Gedung Jogja Apartel termasuk dalam kategori desain seismik D.

12. Koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0) dan faktor pembesaran defleksi (C_d)

Berdasarkan Tabel 9 SNI 1726: 2012, nilai koefisien modifikasi respon, faktor kuat lebih sistem dan faktor pembesaran defleksi dipilih sesuai dengan sistem struktur yang dipilih. Model struktur Gedung Jogja Apartel pada penelitian ini adalah menggunakan sistem struktur ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan, yaitu dinding geser beton bertulang khusus. Sehingga ketiga nilai tersebut adalah sama sebagaimana yang dapat dilihat berikut ini.

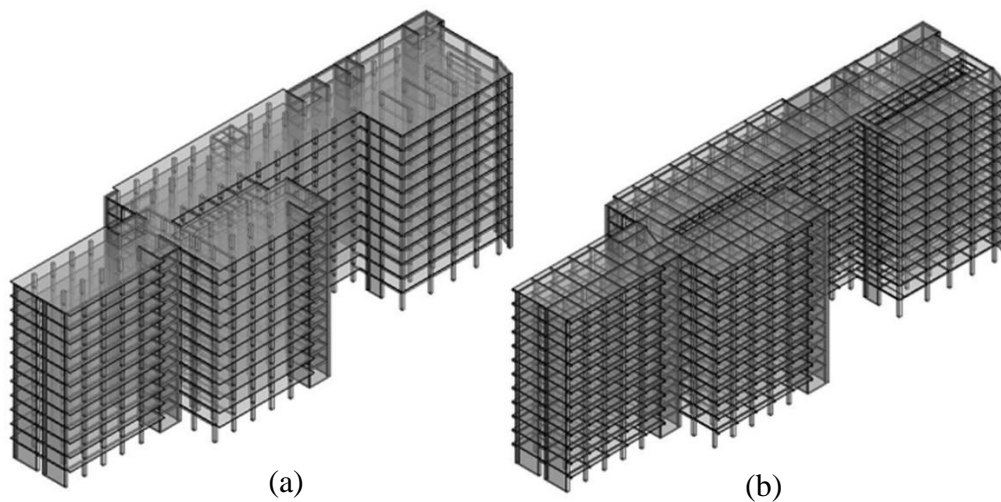
$$R = 7$$

$$\Omega_0 = 2,5$$

$$C_d = 5,5$$

5.3 Pemodelan Awal Geometri Struktur Gedung

Pemodelan awal struktur Gedung Jogja Apartel meliputi model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* dilakukan dengan bantuan *software* Autodesk Revit 2019 *Student Version*. Proses *tracing* posisi pelat, balok, kolom dan *shear wall* dilakukan dengan cara meng-impor *file* berformat *.dwg* pada program Autodesk Revit, sehingga posisi kolom dan *shear wall* antara model struktur pelat konvensional dan *flat-slab* dapat dipastikan adalah sama. Hasil akhir dari proses ini adalah kodefikasi beserta estimasi *section properties* untuk elemen struktur pelat, balok, kolom dan *shear wall* dari model struktur pelat konvensional dan *flat-slab*.



Gambar 5.3 Model struktur *flat-slab* (a) dan struktur pelat konvensional (b) Gedung Jogja Apartel

5.4 Desain Struktur Gedung Jogja Apartel dengan Pelat Konvensional

5.4.1 Preliminary design

1. Kodefikasi dan estimasi dimensi balok

Kodefikasi balok pada model struktur gedung Jogja Apartel dengan pelat konvensional dilakukan berdasarkan panjang bentang balok. Dimensi balok ditentukan berdasarkan panjang bentang yang diambil dari hasil kodefikasi. Tinggi balok diambil antara $1/12$ sampai dengan $1/14$ dari panjang bentang balok, sedangkan lebar balok diambil $1/2$ sampai dengan $1/3$ dari tinggi balok.

Akan tetapi, dimensi balok yang dipakai tidak kurang dari 350 mm untuk tingginya dan 250 mm untuk lebarnya. Tabel 5.2 menampilkan kodefikasi untuk balok pada model struktur pelat konvensional. Sedangkan untuk denah kodefikasi balok dapat dilihat pada lampiran.

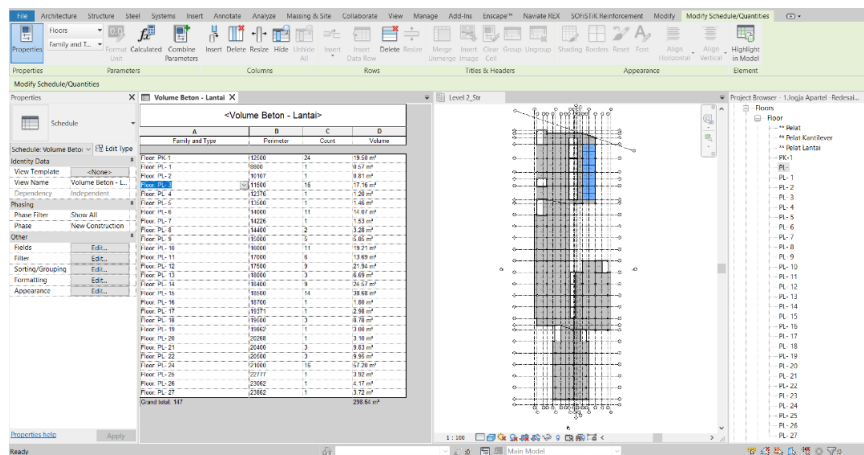
Tabel 5.2 Kodefikasi balok model struktur pelat konvensional

Kode Balok	Panjang bentang (mm)	Estimasi tinggi balok (mm)	Estimasi lebar balok (mm)
B-1	8139	600	350
B-2	8000	600	350
B-3	7750	600	350
B-4	7500	600	350
B-5	7000	600	350
B-6	6500	500	300
B-7	6000	500	300
B-8	5712	500	300
B-9	5500	500	300
B-10	5350	500	300
B-11	5000	450	250
B-12	4750	450	250
B-13	4250	450	250
B-14	4200	450	250
B-15	4000	450	250
B-16	3750	400	250
B-17	3500	400	250
B-18	3000	400	250
B-19	2900	400	250
B-20	2000	400	250
B-21	1500	400	250
B-22	1250	400	250
BA-1	7500	450	250
BA-2	6703	450	300
BA-3	6000	450	300
BA-4	5797	450	300
BA-5	5500	400	300

Tabel 5.2 Kodefikasi balok model struktur pelat konvensional

Kode Balok	Panjang bentang (mm)	Estimasi tinggi balok (mm)	Estimasi lebar balok (mm)
BA-6	5300	400	300
BA-7	5150	400	300
BA-8	5000	400	300
BA-9	4750	400	300
BA-10	3983	350	250
BA-11	3000	350	250
BA-12	2900	350	250
BK-1	2000	350	250
BK-2	1250	350	250

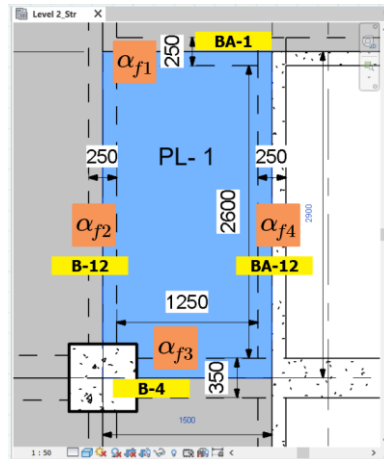
2. Kodefikasi dan estimasi dimensi pelat pada model struktur pelat konvensional
 Kodefikasi pelat pada model struktur pelat konvensional menggunakan bantuan program Autodesk Revit, seperti terlihat di Gambar 5.4. Hasil kodefikasi tersebut dapat dilihat pada Lampiran.



Gambar 5.4 Proses kodefikasi pelat model struktur pelat konvensional

Sesuai dengan ketentuan 9.5.3.3 SNI 2847:2013, tebal minimum pelat dua arah ditentukan berdasarkan persamaan yang dipilih tergantung dari nilai rasio kekakuan merata. Berikut ini adalah penjabaran perhitungan dari

ketentuan tebal minimum pelat pada model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel berdasarkan ketentuan SNI 2847:2013.



Gambar 5.5 Rasio kekakuan setiap sisi pada kode pelat PL-1

- a. Perhitungan rasio kekakuan setiap sisi (α_f) pada pelat PL-1.

$$\alpha_{f1} = \frac{4700 \cdot \sqrt{26} \cdot 250 \cdot 450^3}{4700 \cdot \sqrt{26} \cdot 1000 \cdot 130^3} = 10,37$$

$$\alpha_{f2} = \frac{4700 \cdot \sqrt{26} \cdot 250 \cdot 450^3}{4700 \cdot \sqrt{26} \cdot 1000 \cdot 130^3} = 10,37$$

$$\alpha_{f3} = \frac{4700 \cdot \sqrt{26} \cdot 350 \cdot 600^3}{4700 \cdot \sqrt{26} \cdot 1000 \cdot 130^3} = 35,39$$

$$\alpha_{f4} = \frac{4700 \cdot \sqrt{26} \cdot 250 \cdot 450^3}{4700 \cdot \sqrt{26} \cdot 1000 \cdot 130^3} = 10,37$$

- b. Perhitungan rasio kekakuan rerata (α_{fm}) PL-1.

$$\alpha_{fm} = \frac{10,37 + 10,37 + 35,39 + 10,37}{4} = 16,625$$

- c. Tebal minimal (h_{min}) pelat PL-1

Karena $\alpha_{fm} > 2$, maka digunakan persamaan:

$$h_{min} = \frac{l_n \cdot \left(8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5 \cdot \beta \cdot (\alpha_{fm} - 2)} = 14545 \text{ mm} < 90 \text{ mm}$$

karena h_{min} , maka digunakan tebal minimal untuk PL-1 sebesar 90 mm.

d. Estimasi tebal pelat PL-1

Berdasarkan pertimbangan kemudahan pelaksanaan dan syarat tebal minimal pelat berdasarkan SNI 2847:2013, maka digunakan tebal pelat untuk PL-1 sebesar 150 mm.

Perhitungan untuk ketentuan tebal minimum dan estimasi tebal pelat dilakukan pada semua pelat yang telah dikodefikasi. Tabel 5.3 menampilkan rekapitulasi hasil perhitungan tebal minimum dan estimasi tebal pelat pada model struktur pelat konvensional.

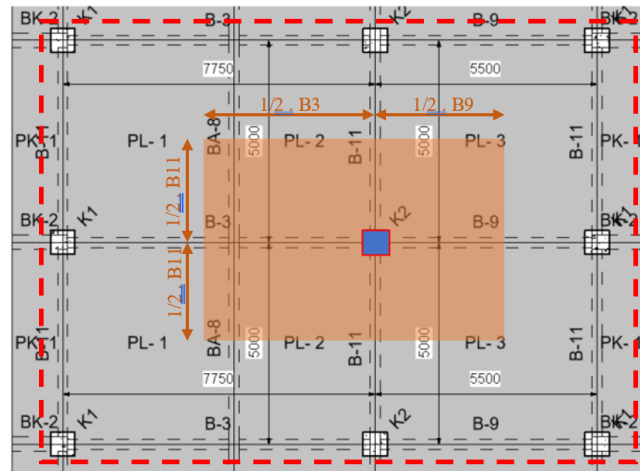
Tabel 5.3 Estimasi dimensi pelat pada model struktur pelat konvensional

Kode Pelat	Bentang panjang (mm)	Bentang pendek (mm)	L_y / L_x	Tipe Pelat	Tebal Minimum (mm)	Tebal Pakai (mm)
PL-1	5000	4250	1,18	Dua Arah	99	150
PL-2	5000	3500	1,43	Dua Arah	94	150
PL-3	5000	5500	0,91	Dua Arah	105	150
PL-4	7000	5350	1,31	Dua Arah	137	150
PL-5	5000	3000	1,67	Dua Arah	90	150
PL-6	4200	3000	1,40	Dua Arah	90	150
PL-7	3750	300	12,50	Satu Arah	-	150
PL-8	7750	5000	1,55	Dua Arah	145	150
PL-9	5500	5000	1,10	Dua Arah	111	150
PL-10	5000	4000	1,25	Dua Arah	97	150
PL-11	5000	3000	1,67	Dua Arah	90	150
PL-12	5000	4200	1,19	Dua Arah	99	150
PL-13	5000	3750	1,33	Dua Arah	96	150
PL-14	5000	4250	1,18	Dua Arah	99	150
PL-15	5000	2000	2,50	Satu Arah	-	150
PL-16	5000	3000	1,67	Dua Arah	90	150
PL-17	5800	4250	1,36	Dua Arah	111	150
PL-18	6500	3750	1,73	Dua Arah	117	150
PL-19	6000	4200	1,43	Dua Arah	114	150
PL-20	6700	3750	1,79	Dua Arah	119	150
PL-21	7500	4250	1,76	Dua Arah	135	150
PL-22	4200	3000	1,40	Dua Arah	90	150

Tabel 5.3 Estimasi dimensi pelat pada model struktur pelat konvensional

Kode Pelat	Bentang panjang (mm)	Bentang pendek (mm)	L_y / L_x	Tipe Pelat	Tebal Minimum (mm)	Tebal Pakai (mm)
PL-23	6000	3750	1,60	Dua Arah	110	150
PL-24	6000	4250	1,41	Dua Arah	114	150
PL-25	6000	4200	1,43	Dua Arah	114	150
PL-26	4750	3750	1,27	Dua Arah	92	150
PL-27	4750	4250	1,12	Dua Arah	95	150
PL-28	7500	1500	5,00	Satu Arah	-	150
PL-29	6000	1500	4,00	Satu Arah	-	150
PL-30	2900	1500	1,93	Dua Arah	90	150
PL-31	4000	2900	1,38	Dua Arah	90	150
PL-32	7500	1850	4,05	Satu Arah	-	150
PL-33	6000	2000	3,00	Satu Arah	-	150
PL-34	2900	2000	1,45	Dua Arah	90	150
PL-35	5500	1500	3,67	Satu Arah	-	150
PL-36	3000	2750	1,09	Dua Arah	90	150
PL-37	4750	2750	1,73	Dua Arah	90	150
PL-38	2750	3825	0,72	Dua Arah	90	150
PK-1	-	1500	-	Kantilever	-	150

3. Kodefikasi dan estimasi dimensi kolom model struktur pelat konvensional
- Mempertimbangkan efisiensi dan keefektifan dimensi struktur, maka dibuat beberapa variasi kolom. Kodefikasi kolom struktur *flat-slab* dan struktur pelat konvensional pada penelitian ini dibuat sama. Berdasarkan kodefikasi yang telah dibuat, kolom dibedakan menjadi kolom eksterior dan kolom interior. Selain itu, dibedakan juga berdasarkan tingkatan. Yaitu kolom lantai 1, kolom lantai 2 sampai dengan lantai 6, kolom lantai 7 sampai dengan lantai 10, dan kolom lantai 11 sampai dengan *rooftop*. Denah kodefikasi kolom dapat dilihat pada lampiran, sedangkan untuk perhitungan estimasi dimensi kolom pada model struktur pelat konvensional adalah seperti berikut ini.



Gambar 5.6 Tinjauan Untuk Kolom Tipe K2 (Pelat Konvensional), Lantai 1

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.8.4, kolom harus direncanakan untuk dapat memikul beban aksial terfaktor yang bekerja di seluruh lantai atau atap, serta momen maksimum dari beban terfaktor di satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Direncanakan :

Tebal pelat (t) = 150 mm

Tinggi tiap lantai = 3,25 m

Dimensi area tinjauan = 6,65 m × 5,00 m

Berdasarkan besar beban mati dan beban hidup yang telah diketahui, maka dapat diperhitungkan estimasi beban yang diterima kolom K2 di lantai 1 sebagaimana berikut ini.

a. Berat beban mati pada lantai yang diterima oleh K2 di lantai 1

Berat sendiri pelat = $6,65 \times 5,00 \times 0,15 \times 24,00 = 119,70$ kN

Berat beban mati = $6,65 \times 5,00 \times 1,46 = 48,55$ kN

tambahan

Total berat beban mati per lantai = 168,25 kN

Sehingga, total berat beban mati akibat lantai yang diterima oleh K2 di lantai 1 adalah:

168,25 kN / lantai x 11 lantai = 1850.70 kN

b. Berat beban mati pada atap yang diterima oleh K2 di lantai 1

$$\text{Berat sendiri pelat} = 6,65 \times 5,00 \times 0,15 \times 24,00 = 119,70 \text{ kN}$$

$$\text{Berat beban mati} = 6,65 \times 5,00 \times 1,08 = 35,91 \text{ kN}$$

tambahan

$$\text{Total berat beban mati akibat } rooftop = 155,61 \text{ kN}$$

c. Berat beban hidup lantai yang diterima oleh K2 di lantai 1

$$\text{Berat beban hidup lantai} = 6,65 \times 5,00 \times 2,64 = 87,78 \text{ kN}$$

per lantai

Sehingga, total berat beban hidup akibat lantai yang diterima oleh K2 di lantai 1 adalah;

$$87,78 \text{ kN / lantai} \times 11 \text{ lantai} = 965,58 \text{ kN}$$

d. Berat beban hidup atap yang diterima oleh K2 di lantai 1

$$\text{Berat beban hidup atap} = 6,65 \times 5,00 \times 0,96 = 31,92 \text{ kN}$$

Berdasarkan perhitungan estimasi berat beban yang diterima oleh K2 di lantai 1, maka dapat digunakan untuk menghitung estimasi dimensi kolom K2 di lantai 1 sebagaimana berikut ini.

$$\text{Total berat beban mati (Pd)} = 1850,70 + 155,61 = 2006,31 \text{ kN}$$

$$\text{Total berat beban hidup (Pl)} = 965,58 + 31,92 = 997,50 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat beban terfaktor (Pu)} &= 1,2 \cdot Pd + 1,6 \cdot Pl \\ &= 1,2 \cdot 2006,31 + 1,6 \cdot 997,50 \\ &= 4003,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

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

$$\phi = 0,65$$

$$P_u = 4003,57 \text{ kN}$$

$$P_u = 4003570 \text{ N}$$

$$\phi Pn_{max} = 0,8 \phi [0,85 f'_c (Ag - Ast) + f_y Ast]$$

$$\phi Pn_{max} = 0,8 \cdot 0,65 \cdot [0,85 \cdot 39 \cdot (Ag - 0,02 \cdot Ag) + 400 \cdot 0,02 \cdot Ag]$$

$$\phi Pn_{max} = 21,74 \cdot Ag$$

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

$$A_g = 184156,85 \text{ mm}^2$$

$$b = h = \sqrt{184156,85} = 429,14 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan prosedur perhitungan yang sama, didapatkan dimensi kolom untuk kolom yang lainnya seperti yang terlihat di Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Rekapitulasi Dimensi Kolom Sistem Struktur Pelat Konvensional

No.	Kolom	Keterangan	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)
1	K1	Eksterior, lantai 1	700	900
2	K3	Eksterior, lantai 2 - 6	700	900
3	K5	Eksterior, lantai 7 - 10	700	900
4	K7	Eksterior, lantai 11 - atap	700	900
5	K2	Interior, lantai 1	700	900
6	K4	Interior, lantai 2 - 6	700	900
7	K6	Interior, lantai 7 - 10	700	900
8	K8	Interior, lantai 11 - atap	700	900

4. Estimasi dimensi dinding geser pada model dengan pelat konvensional

Dinding geser merupakan *slab* beton bertulang yang dipasang secara vertikal pada sisi tertentu pada gedung yang bertujuan untuk meningkatkan kekakuan struktur dalam menahan gaya geser akibat gempa. Estimasi dimensi awal untuk dinding geser dalam penelitian dipakai dengan ketebalan sebesar 400 mm. Penempatan dinding geser antara model struktur *flat-slab* dan model struktur pelat konvensional dibuat sama seperti terlihat di lampiran.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 14.5.3.1, ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/12 atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan untuk SW 1 :

Tebal dinding geser = 400 mm

Panjang dinding geser = 4200 mm

Tinggi dinding geser = 3250 mm

Syarat:

$$400 \text{ mm} \geq \frac{H}{25} = \frac{3250}{25} = 130 \text{ mm}$$

$$400 \text{ mm} \geq \frac{L}{25} = \frac{4200}{25} = 168 \text{ mm}$$

$$400 \text{ mm} \geq 100 \text{ mm}$$

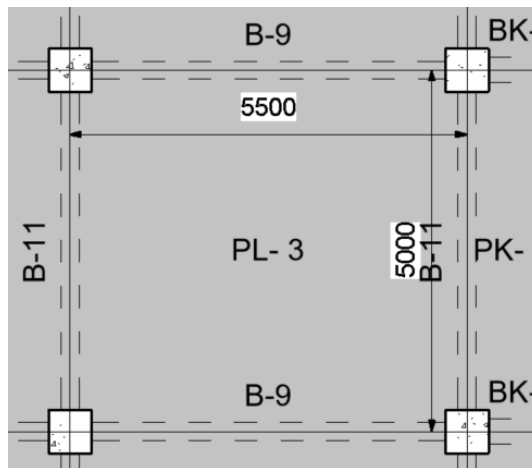
Dengan cara yang sama, dimensi dinding geser lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut ini.

Tabel 5.5 Rekapitulasi Dimensi Dinding Geser Model Pelat Konvensional

Tipe Dinding Geser	t (mm)	H (mm)	L (mm)	t > H/25	t > L/25	t > 100	Memenuhi Syarat ?
SW 1	400	3250	6000	130	240	100	YA
	400	3250	4200	130	168	100	YA
SW 2	400	3250	5800	130	232	100	YA
SW 3	400	3250	3000	130	120	100	YA
	400	3250	4200	130	168	100	YA
SW 4	400	3250	6500	130	260	100	YA
	400	3250	4200	130	168	100	YA
SW 5	400	3250	4000	130	160	100	YA
SW 6	400	3250	5000	130	200	100	YA
	400	3250	5500	130	220	100	YA
SW 7	400	3250	3000	130	120	100	YA
	400	3250	4200	130	168	100	YA
SW 8	400	3250	7000	130	280	100	YA
	400	3250	2400	130	96	100	YA
SW 9	400	3250	5000	130	200	100	YA
	400	3250	5500	130	220	100	YA
SW 10	400	3250	5750	130	230	100	YA
	400	3250	5500	130	220	100	YA

5.4.2 Desain pelat pada struktur dengan model pelat konvensional

Perhitungan gaya dalam pada pelat dengan mengacu pada SNI 2847 : 2013, yaitu dengan menggunakan metode perencanaan langsung untuk mengetahui nilai gaya dalam pada pelat yang didesain. Contoh perhitungan momen pelat dengan metode perencanaan langsung adalah seperti berikut ini.



Gambar 5.7 Tinjauan Pelat Tipe PL-3 (Pelat Konvensional)

Diketahui:

Kode pelat	=	PL-3
Tebal pelat	=	150 mm
Mutu beton (f'_c)	=	26 MPa
Diameter tulangan	=	16 mm
Mutu baja (f_y)	=	400 MPa
Selimut beton (P_b)	=	20 mm

Adapun beban yang bekerja pada pelat lantai adalah seperti berikut ini.

Beban mati berat sendiri	=	$0,15 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$	=	3,60 kN/m ²
Beban mati tambahan	=		=	1,46 kN/m ²
Beban mati (Q_d)	=		=	5,06 kN/m ²
Beban hidup (Q_l)	=		=	2,64 kN/m ²

$$\begin{aligned}
 \text{Kombinasi pembebanan } (Q_u) &= 1,2 \cdot Q_d + 1,6 \cdot Q_l \\
 &= 1,2 \cdot 5,06 + 1,6 \cdot 2,64 \\
 &= 10,30 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Adapun untuk prosedur perhitungan penulangan pelat yang dilakukan pada PL-3 struktur gedung dengan pelat konvensional adalah seperti berikut ini.

1. Perhitungan nilai momen statis total terfaktor

$$\begin{aligned}
 l_{nx} &= l_x - \left(\frac{1}{2} \cdot b_{B-11}\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot b_{B-11}\right) \\
 &= 5500 - \frac{1}{2} \cdot 300 - \frac{1}{2} \cdot 250 &= & 5200 \text{ mm} \\
 l_{ny} &= l_y - \left(\frac{1}{2} \cdot b_{B-9}\right) - \left(\frac{1}{2} \cdot b_{B-9}\right) \\
 &= 5000 - \frac{1}{2} \cdot 250 - \frac{1}{2} \cdot 300 &= & 4750 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

a. Arah pendek (tinjauan PL-3)

Mengacu pada peraturan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.3.3, koefisien momen terfaktor (slab dengan balok diantara tumpuan) pada panel dalam adalah sebagaimana berikut ini.

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot l_y \cdot l_{nx}^2}{8} = \frac{10,3 \cdot 5,5 \cdot 4,75^2}{8} = 159,77 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen terfaktor negatif} = 0,65$$

$$\text{Momen terfaktor positif} = 0,35$$

Momen statis didistribusikan sebagaimana berikut ini.

$$(-) M_u = 0,65 \cdot M_0 = 103,85 \text{ kNm}$$

$$(+) M_u = 0,35 \cdot M_0 = 55,92 \text{ kNm}$$

b. Arah panjang (tinjauan PL-3)

Mengacu pada peraturan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.3.3, koefisien momen terfaktor (slab dengan balok diantara tumpuan) pada panel dalam adalah sebagaimana berikut ini.

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot l_x \cdot l_{ny}^2}{8} = \frac{10,3 \cdot 5 \cdot 5,2^2}{8} = 174,07 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen terfaktor negatif} = 0,65$$

$$\text{Momen terfaktor positif} = 0,35$$

Momen statis didistribusikan sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} (-) M_u &= 0,65 \cdot M_o &= 113,15 \text{ kNm} \\ (+) M_u &= 0,35 \cdot M_o &= 60,92 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2. Distribusi momen

Mengacu pada peraturan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.3, hasil momen statis yang telah terdistribusi pada PL-3 perlu dikalikan dengan suatu faktor koefisien pada ketentuan pasal 13.6.4 seperti sebagaimana berikut ini.

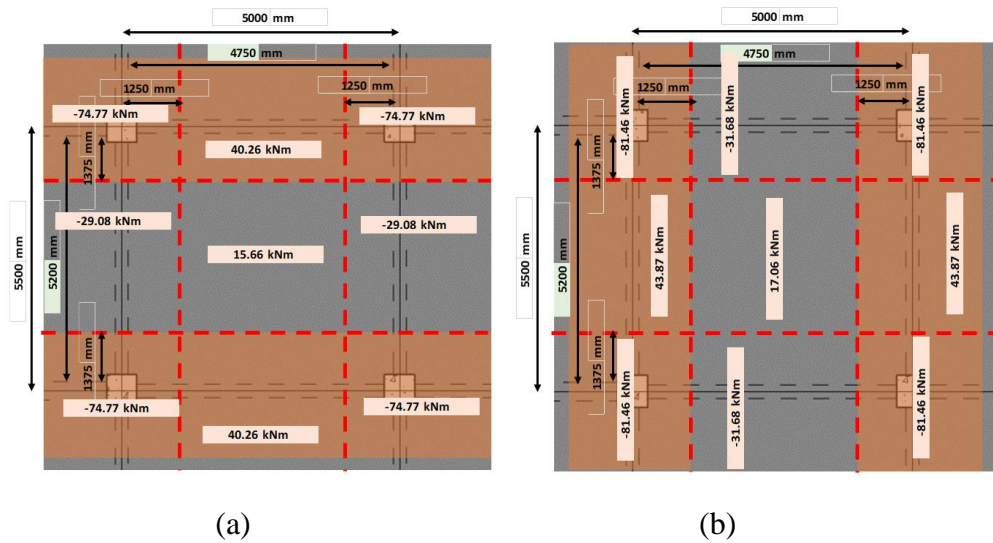
Momen negatif lajur kolom PL-3, arah pendek:

$$\alpha_1 \cdot \frac{l_2}{l_1} = 11,11 \cdot \frac{5500}{5000} = 11,11 \cdot 1,1 = 12,22$$

Berdasarkan hasil perhitungan, nilai $\frac{l_2}{l_1}$ didapatkan sebesar 1,1 dan nilai $\alpha_1 \cdot \frac{l_2}{l_1}$ didapatkan sebesar 12,22, sehingga perlu dilakukan interpolasi pada koefisien sebagaimana pada Pasal 13.4.6.1 seperti berikut ini.

$$\begin{aligned} \text{Koefisien terfaktor} &= 0,75 - (0,75 - 0,45) \cdot (1,1 - 1) \\ &= 0,72 \\ M^{(-)} \text{ arah pendek, lajur kolom} &= 103,85 \cdot 0,72 \\ &= 74,77 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan pada lajur pelat yang lainnya, sehingga didapatkan distribusi momen untuk PL-3 seperti sebagaimana terlihat pada Gambar 5.8.



**Gambar 5.8 (a) Distribusi Momen Pelat Tipe PL-3 Arah Pendek;
(b) Distribusi Momen Pelat Tipe PL-3 Arah Memanjang**

Distribusi momen arah pendek:

a. Lajur kolom

$$\text{Momen negatif} = 74,77 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen positif} = 40,26 \text{ kNm}$$

b. Lajur tengah

$$\text{Momen negatif} = 29,08 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen positif} = 15,66 \text{ kNm}$$

Distribusi momen arah memanjang:

a. Lajur kolom

$$\text{Momen negatif} = 81,46 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen positif} = 43,87 \text{ kNm}$$

b. Lajur tengah

$$\text{Momen negatif} = 31,68 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen positif} = 17,06 \text{ kNm}$$

3. Perhitungan kebutuhan tulangan

Perhitungan kebutuhan tulangan untuk pelat tipikal PL-3 adalah sebagaimana berikut ini.

Tulangan momen negatif arah pendek lajur kolom:

Momen Ultimate,	M_u	=	74,77 kNm
		=	74770000,00 Nmm
Tebal pelat,	h	=	150,00 mm
Mutu beton,	f'_c	=	26,00 MPa
Diameter tulangan pokok,	d_p	=	16,00 mm
Selimut beton,	P_b	=	20,00 mm
Jarak titik berat tulangan pokok,	d_s	=	$P_b + d_p/2$
		=	$20 + 16/2$
		=	28,00 mm
Tinggi efektif pelat	d	=	$h - d_s$
		=	$150 - 28$
		=	122,00 mm
Tinggi blok tekan,	a	:	
			$M_n = C_c \cdot (d - a/2)$
			$M_u / \phi = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$
			$(a^2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot 1/2) - (a \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + (M_u / \phi) = 0$
			$(a^2 \cdot 0,85 \cdot 26 \cdot 1000 \cdot 1/2) - (a \cdot 0,85 \cdot 26 \cdot 1000 \cdot 122) + 74,77 \cdot 10^6 \cdot (1/0,9) = 0$
	a	=	36,18 mm
Luas tulangan perlu,	A_{sperlu}	=	$(0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b) / f_y$
		=	$(0,85 \cdot 26 \cdot 36,18 \cdot 1000)$
			<u>400</u>
		=	1998,94 mm ²
Luas tulangan minimum 1,	A_{smin1}	=	$(1,4 / f_y) \cdot b \cdot d$
			$(1,4 / 400) \cdot 1000 \cdot 122$
			427,00 mm ²
Luas tulangan minimum 2,	A_{smin2}	=	$\frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d$
		=	$\frac{\sqrt{26}}{4 \cdot 400} \cdot 1000 \cdot 122$
			388,00 mm ²

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan dipakai,} & \quad A_{spakai} = 1998,94 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak tulangan,} & \quad s = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot 1000}{A_{spakai}} \\
 & = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot 1000}{1998,94} \\
 & = 100,58 \text{ Mm} \\
 \text{Tulangan dipakai} & = \text{P16} - 70
 \end{aligned}$$

4. Rekapitulasi penulangan tipikal

Prosedur perhitungan dilakukan untuk tipe pelat lainnya. Tabel 5.6 menunjukkan rekapitulasi hasil perhitungan momen pada pelat model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel. Sedangkan Tabel 5.7 menunjukkan rekapitulasi hasil perhitungan penulangan pelat model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel.

Tabel 5.6 Rekapitulasi Momen Pelat Model Struktur Pelat Konvensional

Kode Pelat	Distribusi Momen (kNm), arah pendek				Distribusi Momen (kNm), arah panjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PL-1	46,67	25,13	20,28	10,92	54,77	29,49	23,80	12,82
PL-2	27,47	14,79	16,73	9,01	40,21	21,65	24,49	13,19
PL-3	74,77	40,26	29,08	15,66	81,46	43,87	31,68	17,06
PL-4	95,15	51,23	31,72	17,08	93,35	50,26	31,12	16,75
PL-5	17,40	9,37	14,24	7,67	30,50	16,42	24,96	13,44
PL-6	16,75	9,02	9,84	5,30	24,06	12,95	14,13	7,61
PL-7	16,02	8,63	7,71	4,15	20,17	10,86	9,71	5,23
PL-8	87,34	47,03	29,11	15,68	85,64	46,11	28,55	15,37
PL-9	74,77	40,26	29,08	15,66	81,46	43,87	31,68	17,06
PL-10	39,72	21,39	19,12	10,30	49,91	26,88	24,03	12,94
PL-11	17,40	9,37	14,24	7,67	30,50	16,42	24,96	13,44
PL-12	45,23	24,36	20,05	10,80	53,80	28,97	23,85	12,84
PL-13	33,32	17,94	17,94	9,66	45,06	24,26	24,26	13,07
PL-14	46,67	25,13	20,28	10,92	54,77	29,49	23,80	12,82
PL-15	4,12	2,58	4,12	2,58	-	-	-	-
PL-16	17,40	9,37	14,24	7,67	30,50	16,42	24,96	13,44
PL-17	49,75	26,79	27,91	15,03	68,92	37,11	38,67	20,82

Tabel 5.6 Rekapitulasi Momen Pelat Model Struktur Pelat Konvensional

Kode Pelat	Distribusi Momen (kNm), arah pendek				Distribusi Momen (kNm), arah panjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PL-18	35,32	19,02	31,32	16,86	63,94	34,43	56,70	30,53
PL-19	48,69	26,22	29,66	15,97	70,97	38,21	43,23	23,28
PL-20	35,30	19,01	33,38	17,97	66,07	35,58	62,47	33,64
PL-21	52,28	28,15	48,14	25,92	95,99	51,68	88,39	47,60
PL-22	16,75	9,02	9,84	5,30	24,06	12,95	14,13	7,61
PL-23	35,06	18,88	26,45	14,24	58,12	31,29	43,84	23,61
PL-24	50,33	27,10	30,01	16,16	72,39	38,98	43,16	23,24
PL-25	48,69	26,22	29,66	15,97	70,97	38,21	43,23	23,28
PL-26	32,63	17,57	16,07	8,65	41,64	22,42	20,51	11,04
PL-27	45,46	24,48	18,15	9,77	50,34	27,11	20,09	10,82
PL-28	2,32	1,45	2,32	1,45	-	-	-	-
PL-29	2,32	1,45	2,32	1,45	-	-	-	-
PL-30	1,78	0,96	2,01	1,08	3,99	2,15	4,50	2,42
PL-31	14,96	8,05	8,55	4,60	21,14	11,38	12,09	6,51
PL-32	3,53	2,20	3,53	2,20	-	-	-	-
PL-33	4,12	2,58	4,12	2,58	-	-	-	-
PL-34	4,57	2,46	2,86	1,54	6,96	3,75	4,36	2,35
PL-35	2,32	1,45	2,32	1,45	-	-	-	-
PL-36	11,34	6,11	4,35	2,34	12,13	6,53	4,65	2,50
PL-37	13,21	7,11	11,63	6,26	24,24	13,05	21,34	11,49
PL-38	12,66	6,82	7,35	3,96	18,09	9,74	10,50	5,66
PK-1	15,45	-	15,45	-	-	-	-	-
PA-1	32,40	17,45	14,08	7,58	38,03	20,48	16,53	8,90
PA-2	19,07	10,27	11,62	6,26	27,92	15,03	17,01	9,16
PA-3	51,92	27,96	20,19	10,87	56,57	30,46	22,00	11,85
PA-4	66,07	35,58	22,02	11,86	64,82	34,90	21,61	11,63
PA-5	12,09	6,51	9,89	5,32	21,18	11,40	17,33	9,33
PA-6	11,63	6,26	6,83	3,68	16,70	8,99	9,81	5,28
PA-7	11,12	5,99	5,36	2,88	14,01	7,54	6,74	3,63
PA-8	60,65	32,66	20,22	10,89	59,46	32,02	19,82	10,67
PA-9	51,92	27,96	20,19	10,87	56,57	30,46	22,00	11,85
PA-10	27,58	14,85	13,28	7,15	34,66	18,66	16,69	8,99
PA-11	12,09	6,51	9,89	5,32	21,18	11,40	17,33	9,33
PA-12	31,41	16,91	13,92	7,50	37,35	20,11	16,56	8,92
PA-13	23,14	12,46	12,46	6,71	31,29	16,85	16,85	9,07

Tabel 5.6 Rekapitulasi Momen Pelat Model Struktur Pelat Konvensional

Kode Pelat	Distribusi Momen (kNm), arah pendek				Distribusi Momen (kNm), arah panjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PA-14	32,40	17,45	14,08	7,58	38,03	20,48	16,53	8,90
PA-15	2,86	1,79	2,86	1,79	-	-	-	-
PA-16	12,09	6,51	9,89	5,32	21,18	11,40	17,33	9,33
PA-17	34,54	18,60	19,38	10,44	47,86	25,77	26,85	14,46
PA-18	24,52	13,20	21,75	11,71	44,40	23,91	39,37	21,20
PA-19	33,81	18,20	20,59	11,09	49,28	26,53	30,02	16,16
PA-20	24,51	13,20	23,18	12,48	45,88	24,70	43,38	23,36
PA-21	36,30	19,55	33,43	18,00	66,65	35,89	61,38	33,05
PA-22	11,63	6,26	6,83	3,68	16,70	8,99	9,81	5,28
PA-23	24,35	13,11	18,37	9,89	40,36	21,73	30,44	16,39
PA-24	34,95	18,82	20,84	11,22	50,27	27,07	29,97	16,14
PA-25	33,81	18,20	20,59	11,09	49,28	26,53	30,02	16,16
PA-26	22,65	12,20	11,16	6,01	28,91	15,57	14,24	7,67
PA-27	31,56	17,00	12,60	6,78	34,95	18,82	13,95	7,51
PA-28	1,61	1,01	1,61	1,01	-	-	-	-
PA-29	1,61	1,01	1,61	1,01	-	-	-	-
PA-30	1,24	0,67	1,40	0,75	2,77	1,49	3,12	1,68
PA-31	10,38	5,59	5,94	3,20	14,68	7,90	8,39	4,52
PA-32	2,45	1,53	2,45	1,53	-	-	-	-
PA-33	2,86	1,79	2,86	1,79	-	-	-	-
PA-34	3,17	1,71	1,99	1,07	4,83	2,60	3,02	1,63
PA-35	1,61	1,01	1,61	1,01	-	-	-	-
PA-36	7,87	4,24	3,02	1,63	8,42	4,53	3,23	1,74
PA-37	9,17	4,94	8,08	4,35	16,83	9,06	14,82	7,98
PA-38	8,79	4,73	5,10	2,75	12,56	6,77	7,29	3,93

Tabel 5.7 Rekapitulasi Penulangan Pelat Model Konvensional

Kode Pelat	Penulangan Arah Pendek				Penulangan Arah Panjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PL-1	D16-150	D16-250	D16-350	D16-350	D16-150	D16-250	D16-350	D16-350
PL-2	D16-200	D16-300	D16-300	D16-300	D16-200	D16-300	D16-300	D16-300
PL-3	D16-70	D16-150	D16-250	D16-250	D16-70	D16-150	D16-250	D16-250
PL-4	D16-70	D16-150	D16-250	D16-250	D16-70	D16-150	D16-250	D16-250

Tabel 5.7 Rekapitulasi Penulangan Pelat Model Konvensional

Kode Pelat	Penulangan Arah Pendek				Penulangan Arah Panjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PL-5	D16-250	D16-250	D16-300	D16-300	D16-250	D16-250	D16-300	D16-300
PL-6	D16-350	D16-350	D16-450	D16-450	D16-350	D16-350	D16-450	D16-450
PL-7	D16-350	D16-350	D16-450	D16-450	D16-350	D16-350	D16-450	D16-450
PL-8	D16-70	D16-150	D16-250	D16-250	D16-70	D16-150	D16-250	D16-250
PL-9	D16-70	D16-150	D16-250	D16-250	D16-70	D16-150	D16-250	D16-250
PL-10	D16-150	D16-300	D16-300	D16-300	D16-150	D16-300	D16-300	D16-300
PL-11	D16-250	D16-300	D16-300	D16-300	D16-250	D16-300	D16-300	D16-300
PL-12	D16-100	D16-250	D16-300	D16-300	D16-100	D16-250	D16-300	D16-300
PL-13	D16-350	D16-350	D16-450	D16-450	D16-350	D16-350	D16-450	D16-450
PL-14	D16-100	D16-250	D16-350	D16-350	D16-100	D16-250	D16-350	D16-350
PL-15	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	-	-	-	-
PL-16	D16-200	D16-200	D16-300	D16-300	D16-200	D16-200	D16-300	D16-300
PL-17	D16-100	D16-200	D16-200	D16-200	D16-100	D16-200	D16-200	D16-200
PL-18	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100
PL-19	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100
PL-20	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100
PL-21	D16-70	D16-150	D16-70	D16-150	D16-70	D16-150	D16-70	D16-150
PL-22	D16-350	D16-350	D16-450	D16-450	D16-350	D16-350	D16-450	D16-450
PL-23	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100
PL-24	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100
PL-25	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100
PL-26	D16-250	D16-250	D16-300	D16-300	D16-250	D16-250	D16-300	D16-300
PL-27	D16-150	D16-300	D16-300	D16-300	D16-150	D16-300	D16-300	D16-300
PL-28	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	-	-	-	-
PL-29	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	-	-	-	-
PL-30	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PL-31	D16-400	D16-400	D16-400	D16-400	D16-400	D16-400	D16-400	D16-400
PL-32	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	-	-	-	-
PL-33	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	-	-	-	-
PL-34	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PL-35	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	-	-	-	-
PL-36	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PL-37	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PL-38	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PK-1	D16-450	-	D16-450	-	-	-	-	-

Tabel 5.7 Rekapitulasi Penulangan Pelat Model Konvensional

Kode Pelat	Penulangan Arah Pendek				Penulangan Arah Panjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PA-1	D16-250	D16-450	D16-450	D16-450	D16-250	D16-450	D16-450	D16-450
PA-2	D16-400	D16-450	D16-450	D16-450	D16-400	D16-450	D16-450	D16-450
PA-3	D16-100	D16-200	D16-400	D16-400	D16-100	D16-200	D16-400	D16-400
PA-4	D16-100	D16-200	D16-350	D16-350	D16-100	D16-200	D16-350	D16-350
PA-5	D16-400	D16-400	D16-400	D16-400	D16-400	D16-400	D16-400	D16-400
PA-6	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PA-7	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PA-8	D16-100	D16-250	D16-400	D16-400	D16-100	D16-250	D16-400	D16-400
PA-9	D16-100	D16-250	D16-400	D16-400	D16-100	D16-250	D16-400	D16-400
PA-10	D16-200	D16-450	D16-450	D16-450	D16-200	D16-450	D16-450	D16-450
PA-11	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PA-12	D16-200	D16-400	D16-450	D16-450	D16-200	D16-400	D16-450	D16-450
PA-13	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PA-14	D16-200	D16-400	D16-450	D16-450	D16-200	D16-400	D16-450	D16-450
PA-15	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	-	-	-	-
PA-16	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PA-17	D16-150	D16-300	D16-400	D16-400	D16-150	D16-300	D16-400	D16-400
PA-18	D16-150	D16-200	D16-200	D16-200	D16-150	D16-200	D16-200	D16-200
PA-19	D16-150	D16-250	D16-250	D16-250	D16-150	D16-250	D16-250	D16-250
PA-20	D16-150	D16-300	D16-300	D16-300	D16-150	D16-300	D16-300	D16-300
PA-21	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100	D16-100
PA-22	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PA-23	D16-200	D16-200	D16-250	D16-250	D16-200	D16-200	D16-250	D16-250
PA-24	D16-150	D16-250	D16-250	D16-250	D16-150	D16-250	D16-250	D16-250
PA-25	D16-150	D16-250	D16-250	D16-250	D16-150	D16-250	D16-250	D16-250
PA-26	D16-250	D16-450	D16-450	D16-450	D16-250	D16-450	D16-450	D16-450
PA-27	D16-200	D16-450	D16-450	D16-450	D16-200	D16-450	D16-450	D16-450
PA-28	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	-	-	-	-
PA-29	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	-	-	-	-
PA-30	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PA-31	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PA-32	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	-	-	-	-
PA-33	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	-	-	-	-
PA-34	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PA-35	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	-	-	-	-

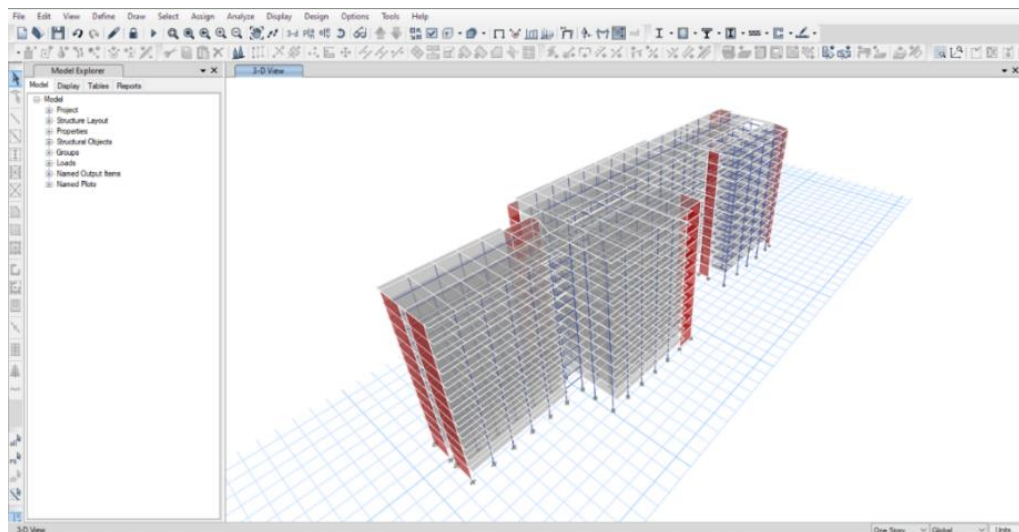
Tabel 5.7 Rekapitulasi Penulangan Pelat Model Konvensional

Kode Pelat	Penulangan Arah Pendek				Penulangan Arah Panjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PA-36	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PA-37	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450
PA-38	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450	D16-450

5.4.3 Analisis struktur pada mode struktur pelat konvensional

Perencanaan struktur pelat konvensional dimodelkan sebagai struktur rangka pemikul momen dengan dinding geser (sistem ganda). Beban lateral dipikul rangka pemikul momen direncanakan setidaknya 25% dari beban dasar geser nominal dan sisanya dipikul oleh dinding geser. Beberapa dinding geser pada model struktur pelat konvensional dihilangkan, supaya memenuhi ketentuan rangka pemikul momen menerima setidaknya 25% dari beban dasar geser nominal.

Sumbu X merupakan sumbu lemah (arah pendek) bangunan sedangkan sumbu Y merupakan sumbu kuat (arah panjang) bangunan. Permodelan dan analisis struktur dilakukan menggunakan bantuan *software* ETABS seperti terlihat di Gambar 5.9.

**Gambar 5.9 Pemodelan Struktur Pelat Konvensional Gedung Jogja Apartel**

5.4.4 Kontrol analisis model struktur gedung pelat konvensional

1. Kontrol periode natural struktur gedung pelat konvensional

Periode natural bangunan dapat ditentukan dengan membandingkan periode berdasarkan hasil analisis program dan periode berdasarkan ketentuan SNI 1726: 2013. Periode natural pada model gedung pelat konvensional yang didapatkan berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan program adalah sebesar 0,854 detik, seperti terlihat di Gambar 5.10.

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.854	1.17	7.3532	54.0696
Modal	2	0.813	1.229	7.7246	59.6691
Modal	3	0.844	1.554	9.7628	95.3128
Modal	4	0.239	4.176	26.2361	688.3348
Modal	5	0.226	4.434	27.8615	776.2622
Modal	6	0.169	5.923	37.2161	1385.0402
Modal	7	0.122	8.167	51.3155	2633.2807
Modal	8	0.107	9.367	58.8541	3463.807
Modal	9	0.082	12.25	76.968	5924.0802
Modal	10	0.065	15.357	96.4912	9310.5488
Modal	11	0.056	17.842	112.1029	12567.0585
Modal	12	0.042	23.696	148.8861	22167.0853

Gambar 5.10 Hasil Periode Natural Berdasarkan Analisis Struktur Melalui Program ETABS

Periode bangunan hasil analisis struktur menggunakan program ETABS (T_c) untuk struktur gedung pelat konvensional Jogja Apartel didapat sebesar 0,854 detik. Periode minimum (T_a) ditentukan berdasarkan tinggi bangunan (h_n) yaitu setinggi 39,75 m, dan tipe struktur yang digunakan (C_t). Nilai C_t dan x ditentukan berdasarkan Tabel 15 SNI 1726:2012, yaitu 0,0466 dan 0,9. Nilai periode minimum struktur gedung pelat konvensional Jogja Apartel dapat dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 T_a &= C_t \cdot h_n^x \\
 T_a &= 0,0466 \cdot 39,75^{0,9} \\
 T_a &= 1,282 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

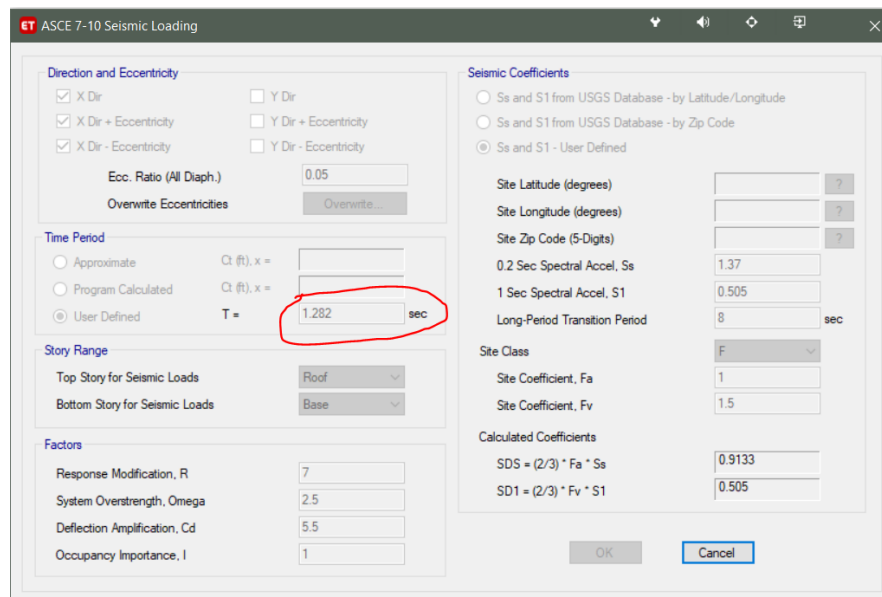
Periode maksimum bangunan ditentukan berdasarkan koefisien batas atas periode yang dihitung (C_u). Nilai C_u dapat ditentukan berdasarkan Tabel 14 SNI 1726:2012 dengan mengacu pada nilai S_{DI} . Nilai periode maksimum struktur gedung pelat konvensional Jogja Apartel dapat dihitung sebagaimana berikut ini.

$$T_{maks} = C_u \cdot T_a$$

$$T_{maks} = 1,4 \cdot 1,282$$

$$T_{maks} = 1,795 \text{ detik}$$

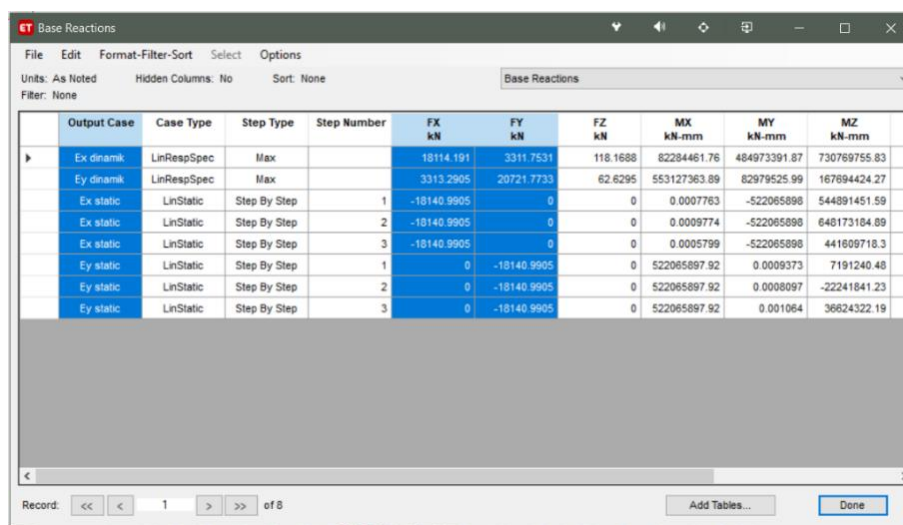
Periode natural bangunan yang digunakan adalah periode natural minimum yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012, yaitu sebesar 1,282 detik. Karena nilai periode natural bangunan yang didapatkan berdasarkan analisa struktur menggunakan program didapatkan kurang dari batas minimum yang ditentukan oleh SNI 1726:2012. Nilai periode tersebut *diinput*-kan pada *Load Patern* dalam program ETABS seperti terlihat di Gambar 5.11.



Gambar 5.11 Input Nilai Periode Natural Pada Model Struktur Pelat Konvensional Gedung Jogja Apartel.

2. Kontrol gaya geser dasar struktur gedung pelat konvensional

Nilai gaya geser dinamik ($V_{dinamik}$) berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, harus lebih besar dari 85% gaya geser statik (V_{statik}). Apabila lebih kecil, maka diperlukan faktor skala. Nilai V_{statik} didapatkan berdasarkan nilai koefisien respons seismik (C_s) dan berat efektif bangunan ($W_{bangunan}$). Sedangkan gaya geser dinamik ($V_{dinamik}$) didapatkan dengan cara mendefinisikan fungsi respons spektrum pada program analisis struktur ETABS. Nilai gaya geser dinamik ($V_{dinamik}$) dan gaya geser statik (V_{statik}) struktur gedung pelat konvensional Jogja Apartel dapat dilihat pada Gambar 5.12.



Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-mm	MY kN-mm	MZ kN-mm
Ex dinamik	LinRespSpec	Max		18114.191	3311.7531	118.1688	82284461.76	484973391.87	730789755.83
Ey dinamik	LinRespSpec	Max		3313.2905	20721.7733	62.6295	553127363.89	82979525.99	167694424.27
Ex static	LinStatic	Step By Step	1	-18140.9905	0	0	0.0007763	-522065898	544891451.59
Ey static	LinStatic	Step By Step	2	-18140.9905	0	0	0.0009774	-522065898	648173184.89
Ex static	LinStatic	Step By Step	3	-18140.9905	0	0	0.0005799	-522065898	441609718.3
Ey static	LinStatic	Step By Step	1	0	-18140.9905	0	522065897.92	0.0009373	7191240.48
Ey static	LinStatic	Step By Step	2	0	-18140.9905	0	522065897.92	0.0008097	-22241841.23
Ey static	LinStatic	Step By Step	3	0	-18140.9905	0	522065897.92	0.001064	36824322.19

Gambar 5.12 Gaya geser dinamik ($V_{dinamik}$) dan gaya geser statik (V_{statik}) model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel

Kontrol gaya geser dinamik dan statik dapat dilihat sebagaimana pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Kontrol *Base Shear* pada Model Struktur Gedung Jogja Apartel dengan Pelat Konvensional

	Arah X	Arah Y	Satuan
V_{statik}	18140	18140	kN
$V_{dinamik}$	18114	20721	kN
$V_{dinamik}/V_{statik}$	0,998	1,1423	
Status	Memenuhi	Memenuhi	

Hasil kontrol gaya geser dasar telah menunjukkan bahwa gaya geser dinamik ($V_{dinamik}$) telah lebih besar dari 85% gaya geser statik (V_{statik}), sehingga tidak diperlukan faktor skala.

3. Kontrol kestabilan model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel Penentuan simpangan antar antai berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.6 didapat menggunakan persamaan sebagaimana berikut ini.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_w}{I}$$

keterangan:

δ_x : defleksi pusat massa di tingkat-x

C_d : faktor amplifikasi defleksi,

I : faktor keutamaan gempa,

δ_w : defleksi pada lokasi yang disyaratkan (analisis elastik) pada tingkat-x

Nilai C_d dan I telah diperoleh pada sub bab 5.2.3, yaitu sebesar 5,5 dan 1. Nilai defleksi berdasarkan analisis elastik (δ_w) dapat diperoleh dari hasil analisis program ETABS terlihat di Gambar 5.13 dan Gambar 5.14.

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Ux mm	Uy mm	Uz mm
Roof	68	1674	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		15.664	5.283	0.66
Level 12 B	68	1535	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		14.572	4.93	0.656
Level 12 A	68	1396	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		13.332	4.515	0.646
Level 11	68	1257	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		11.991	4.065	0.629
Level 10	68	1118	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		10.559	3.585	0.604
Level 9	68	979	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		9.053	3.083	0.569
Level 8	68	840	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		7.5	2.567	0.524
Level 7	68	701	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		5.935	2.049	0.467
Level 6	68	562	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		4.406	1.541	0.399
Level 5	68	423	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		2.968	1.062	0.32
Level 3_Str	68	68	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		1.695	0.63	0.23
Level 2_Str	68	225	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		0.676	0.269	0.131
Base	68	1864	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		0	0	0

Gambar 5.13 Nilai Defleksi (Analisis Elastik) Arah X Struktur Konvensional

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Ux mm	Uy mm	Uz mm
Roof	68	1674	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		3.617	17.721	0.236
Level 12 B	68	1535	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		3.372	16.763	0.234
Level 12 A	68	1396	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		3.095	15.542	0.23
Level 11	68	1257	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		2.795	14.165	0.223
Level 10	68	1118	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		2.472	12.652	0.213
Level 9	68	979	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		2.131	11.018	0.201
Level 8	68	840	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		1.776	9.293	0.184
Level 7	68	701	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		1.414	7.516	0.164
Level 6	68	562	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		1.057	5.735	0.14
Level 5	68	423	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		0.717	4.013	0.112
Level 3_Str	68	68	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		0.411	2.426	0.08
Level 2_Str	68	225	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		0.163	1.065	0.046
Base	68	1864	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		0	0	0

Gambar 5.14 Nilai Defleksi (Analisis Elastik) Arah Y Struktur Konvensional

Rekapitulasi nilai defleksi pusat massa pada setiap tingkat (δ_x) dapat dilihat pada Tabel 5.9 sebagaimana berikut ini.

Tabel 5.9 Nilai defleksi pusat massa (δ_x) struktur konvensional

Lantai	$\delta_w Ex$ (mm)	$\delta_w Ey$ (mm)	$\delta_x Ex$ (mm)	$\delta_x Ey$ (mm)
Atap	15,66	17,72	86,15	97,47
Lantai 11	14,57	16,76	80,15	92,20
Lantai 10	13,33	15,54	73,33	85,48
Lantai 9	11,99	14,17	65,95	77,91
Lantai 8	10,56	12,65	58,07	69,59
Lantai 7	9,05	11,02	49,79	60,60
Lantai 6	7,50	9,29	41,25	51,11
Lantai 5	5,94	7,52	32,64	41,34
Lantai 4	4,41	5,74	24,23	31,54
Lantai 3	2,97	4,01	16,32	22,07
Lantai 2	1,70	2,43	9,32	13,34
Lantai 1	0,68	1,07	3,72	5,86

Setelah mendapatkan nilai defleksi pusat massa (δ_x) di setiap lantai, maka dapat dilakukan pemeriksaan kestabilan struktur dengan menghitung koefisien stabilitas (θ) menggunakan persamaan sebagaimana berikut ini.

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

dengan,

P_x : beban desain vertika total pada dan diatas tingkat x, kN

V_x : gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x-1

I_e : faktor keutamaan gempa

Δ : simpangan antar lantai tingkat, mm

h_{sx} : tinggi tingkat di bawah tingkat x, mm

C_d : faktor pembesaran defleksi

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi koefisien stabilitas maksimum (θ_{maks}) yang telah ditentukan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.7 SNI 1726:2012 sebagaimana berikut ini.

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

$$\theta_{maks} = \frac{0,5}{1 \cdot 5,5} \leq 0,25$$

$$\theta_{maks} = 0,091 \leq 0,25$$

$$\theta_{maks} = 0,091$$

Nilai P_x dan V_x dapat diperoleh dengan menggunakan bantuan fitur *section cut* pada program analisis struktur ETABS terlihat di Gambar 5.14, Gambar 5.15 dan Gambar 5.16.

SectionCut	Output Case	Case Type	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN-mm	M2 kN-mm	M3 kN-mm	X mm
K-11	1 D+L	Combination	0	0	378409.4016	231046631.4	-50269687.02	0.002641	-537.59
K-12	1 D+L	Combination	0	0	345125.7254	212757936.78	-46886898.08	0.002635	-537.59
K-13	1 D+L	Combination	0	0	313337.0844	194041910.55	-42438159.05	0.00261	-537.59
K-14	1 D+L	Combination	0	0	281548.4434	175325884.32	-37989420.02	0.002557	-537.59
K-15	1 D+L	Combination	0	0	249759.8024	156609858.09	-33540681	0.002466	-537.59
K-16	1 D+L	Combination	0	0	217971.1614	137893831.86	-29091941.97	0.002329	-537.59
K-17	1 D+L	Combination	0	0	186182.5204	119177605.63	-24643202.94	0.002137	-537.59
K-18	1 D+L	Combination	0	0	154393.8794	100461779.4	-20194463.92	0.001882	-537.59
K-19	1 D+L	Combination	0	0	122605.2394	81745753.17	-15745724.89	0.001548	-537.59
K-110	1 D+L	Combination	0	0	90816.5973	63029726.94	-11296965.87	0.001143	-537.59
K-111	1 D+L	Combination	0	0	59027.9563	44313700.71	-6848246.84	0.0006502	-537.59
K-112	1 D+L	Combination	0	0	27248.8913	25894644.62	-2295612.54	0.0002214	-537.59

Gambar 5.15 Nilai P_x Model Struktur Pelat Konvensional

SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN-mm	M2 kN-mm	M3 kN-mm
K-11	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	18114.191	3311.7531	118.1688	81399589.83	484999070.26	327389920.42
K-12	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	17823.8523	3208.0859	117.0221	69799117.39	416368832.16	324065692.41
K-13	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	17236.8909	3026.9266	115.2433	60854304.34	361902122.23	316885490.46
K-14	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	16439.1745	2826.5608	111.9491	52429468.31	309216259.46	305447091.73
K-15	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	15487.7313	2630.5245	106.8213	44478690.66	258754962.32	289620675.94
K-16	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	14364.9298	2425.438	99.7646	36964966.61	210950683.19	269542872.1
K-17	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	13072.1874	2229.1021	90.629	29852515.4	166242590.38	245418440.22
K-18	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	11629.0592	2046.7826	79.2725	23092570.28	125045508.47	217167296.03
K-19	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	10005.461	1833.3374	66.7318	16712051.62	87835152.96	184223874.89
K-110	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	8090.5595	1547.7521	50.3021	10868072.5	55345885.14	145638524.7
K-111	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	5735.7981	1154.8463	33.509	5830025.92	2874015.07	100404292.17
K-112	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	2650.5318	603.796	15.62	2009059.67	9641384.02	48478833.24

Gambar 5.16 Nilai V_x Arah X Model Struktur Pelat Konvensional

SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN-mm	M2 kN-mm	M3 kN-mm
K-11	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	3313.2905	20721.7733	62.6295	553914480.62	82863250.54	158647569.33
K-12	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	3228.3137	20369.5022	62.4911	474461905.25	71112549.12	15725131.41
K-13	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	3068.1114	19721.0532	63.8832	411323779.65	62034184.82	154104683.59
K-14	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	2881.4575	18819.187	62.2575	350181734.72	53372912.06	14819857.1
K-15	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	2683.2515	17708.0048	57.8454	291638679.46	45204242.54	141287435.07
K-16	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	2475.5544	16397.0054	52.473	236275219.01	37509393.59	131541704.59
K-17	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	2274.2643	14880.8007	47.0856	184897945.2	30244071.53	119632888.36
K-18	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	2074.1816	13155.3502	41.5637	137539123.83	23370080	105502863.46
K-19	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	1843.8432	11180.1702	35.2801	95495600.03	18924418.68	86979525.98
K-110	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	1554.3235	8914.67	27.6933	59418000.39	11043108.43	6961098.4
K-111	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	1165.4859	6231.9915	18.7611	30416804.75	5964035.37	47696212.63
K-112	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	618.9312	3050.9968	8.9152	9992927.32	2083839.63	22695482.08

Gambar 5.17 Nilai V_x Arah Y Model Struktur Pelat Konvensional

Rekapitulasi hasil perhitungan serta pemeriksaan syarat koefisien stabilitas pada model struktur pelat konvensional dapat dilihat pada Tabel 5.10.

Tabel 5.10 Rekapitulasi Hasil Perhitungan dan Pemeriksaan Stabilitas (θ) Model Struktur Pelat Konvensional Gedung Jogja Apartel

Lantai	$\delta_x Ex$ (mm)	$\delta_x Ey$ (mm)	ΔEx (mm)	ΔEy (mm)	hsx	θEx	θEy	θ_{maks}	Status $\theta \leq \theta_{maks}$
Atap	86,15	97,47	6,01	5,27	3250	0,0032	0,0026	0,0909	Stabil
Lantai 11	80,15	92,20	6,82	6,72	3250	0,0039	0,0036	0,0909	Stabil
Lantai 10	73,33	85,48	7,38	7,57	3250	0,0046	0,0043	0,0909	Stabil
Lantai 9	65,95	77,91	7,88	8,32	3250	0,0054	0,0051	0,0909	Stabil
Lantai 8	58,07	69,59	8,28	8,99	3250	0,0062	0,0059	0,0909	Stabil
Lantai 7	49,79	60,60	8,54	9,49	3250	0,0068	0,0066	0,0909	Stabil
Lantai 6	41,25	51,11	8,61	9,77	3250	0,0073	0,0073	0,0909	Stabil
Lantai 5	32,64	41,34	8,41	9,80	3250	0,0076	0,0077	0,0909	Stabil
Lantai 4	24,23	31,54	7,91	9,47	3250	0,0076	0,0079	0,0909	Stabil
Lantai 3	16,32	22,07	7,00	8,73	3250	0,0071	0,0078	0,0909	Stabil
Lantai 2	9,32	13,34	5,60	7,49	3250	0,0061	0,0071	0,0909	Stabil
Lantai 1	3,72	5,86	3,72	5,86	4000	0,0035	0,0049	0,0909	Stabil

4. Kontrol sistem ganda struktur gedung pelat konvensional

Sistem rangka pemikul momen harus memikul paling sedikit 25% beban geser nominal yang bekerja pada model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel. Pemeriksaan persentase antara *base shears* yang dihasilkan oleh SRPM dan *shear wall* adalah terlihat di Tabel 5.11 berikut ini.

Tabel 5.11 Kontrol Sistem Struktur Ganda Pada Model Konvensional

Uraian	F_x		F_y	
	SRPM	<i>Shear Wall</i>	SRPM	<i>Shear Wall</i>
Gaya geser dasar akibat gempa (kN)	4949,10	13165,09	6126,18	14595,59
Total gaya geser dasar akibat gempa (kN)	18114,19		20721,77	
Persentase	27,32%	72,68%	29,56%	70,44%
Status	Memenuhi		Memenuhi	

5. Kontrol partisipasi massa struktur gedung dengan pelat konvensional SNI 1726:2012 Pasal 7.9.1 mengharuskan analisis untuk menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah yang tinjau oleh model. Gambar 5.18 berikut ini menunjukkan jumlah ragam dari hasil analisis model struktur konvensional menggunakan program ETABS.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.854	0.6181	0.0444	5.413E-06	0.6181	0.0444	5.413E-06	0.0016
Modal	2	0.813	0.0221	0.6928	2.858E-06	0.6401	0.7372	8.271E-06	0.0252
Modal	3	0.644	0.0869	0.0186	0	0.727	0.7558	8.312E-06	0.0007
Modal	4	0.239	0.0224	0.1249	0	0.7493	0.8806	8.315E-06	0.0427
Modal	5	0.226	0.1274	0.0198	0.0001	0.8768	0.9004	0.0001	0.0059
Modal	6	0.169	0.0102	0.0022	2.71E-05	0.8869	0.9026	0.0001	0.0008
Modal	7	0.122	0.0032	0.0467	0	0.8902	0.9493	0.0001	0.0104
Modal	8	0.107	0.0532	0.0033	3.03E-05	0.9434	0.9526	0.0001	0.001
Modal	9	0.082	0.0024	0.018	0.0002	0.9458	0.9706	0.0003	0.0086
Modal	10	0.065	0.0006	0.0145	0.0012	0.9464	0.9851	0.0015	0.0014
Modal	11	0.056	0.0447	0.0006	6.698E-06	0.9911	0.9857	0.0015	0.0004
Modal	12	0.042	0.0013	0.0133	0.0006	0.9924	0.999	0.0021	0.007

Gambar 5.18 Jumlah Respon Ragam Model Struktur Konvensional

Gambar 5.18 menunjukkan bahwa *mode shape* 8, syarat partisipasi massa pada model model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel telah dipenuhi.

6. Kontrol ketidakberaturan horizontal struktur gedung pelat konvensional
 Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel mengacu pada Tabel 10 SNI 1726:2012. Detail pemeriksaan ketidakberaturan horizontal pada struktur gedung pelat konvensional adalah sebagaimana berikut ini.
- Ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih (1a dan 1b)
 Pemeriksaan ketidakberaturan torsi dan ketidak beraturan torsi berlebih dapat diketahui berdasarkan nilai rasio simpang antar tingkat dengan

rerata simpang yang dilakukan dengan menggunakan program ETABS terlihat di Gambar 5.19 dan Gambar 5.20.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Roof	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.296	1.614	1.423
Level 12 B	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.533	1.792	1.414
Level 12 A	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.686	1.912	1.404
Level 11	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.811	2.015	1.395
Level 10	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.896	2.09	1.386
Level 9	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.929	2.127	1.377
Level 8	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.894	2.115	1.369
Level 7	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.778	2.042	1.361
Level 6	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.564	1.895	1.353
Level 5	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.234	1.66	1.346
Level 3_Str	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	X	1.757	1.312	1.339
Level 2_Str	Ex dinamik	LinRespSpec	Max	X	1.151	0.864	1.332

Gambar 5.19 Story Max Over Average Drifts Arah X Model Struktur Pelat Konvensional Gedung Jogja Apartel

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Roof	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	Y	1.224	1.104	1.109
Level 12 B	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	Y	1.46	1.35	1.081
Level 12 A	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	Y	1.632	1.514	1.078
Level 11	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	Y	1.762	1.662	1.072
Level 10	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	Y	1.909	1.786	1.069
Level 9	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	Y	2.003	1.877	1.067
Level 8	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	Y	2.052	1.924	1.066
Level 7	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	Y	2.045	1.919	1.066
Level 6	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	Y	1.968	1.849	1.064
Level 5	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	Y	1.805	1.698	1.063
Level 3_Str	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	Y	1.509	1.431	1.054
Level 2_Str	Ey dinamik	LinRespSpec	Max	Y	1.145	1.071	1.069

Gambar 5.20 Story Max Over Average Drifts Arah Y Model Struktur Pelat Konvensional Gedung Jogja Apartel

Berdasarkan Gambar 5.19 dan Gambar 5.20, model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih. Ketidakberaturan tersebut diakibatkan

nilai *story max over average drifts* pada tingkat ke 2 hingga tingkat 9 arah X memiliki nilai lebih dari 1,2. Sedangkan tingkat 10 hingga tingkat atap memiliki nilai *story max over average drifts* lebih dari 1,4.

b. Ketidakberaturan sudut dalam (2)

Model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan sudut dalam, karena seperti terlihat di denah pada Lampiran, bentuk bangunan pada arah pendek bangunan memiliki bentuk yang lebih ramping ke arah dalam sebesar 17 m dari 30,7 m panjangnya, dimana nilai tersebut sudah melebihi 15%.

c. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma (3)

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dilakukan dengan cara menghitung luas total diafragma, kemudian membaginya dengan luas *void* yang ada pada model struktur pelat konvensional gedung Jogja Apartel. Perhitungan tersebut adalah sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} \text{Luas total} &= 3576,55 \text{ m}^2 \\ \text{Luas bukaan (void)} &= 1324,30 \text{ m}^2 \\ \text{Diskontinuitas diafragma} &= \frac{\text{Luas bukaan}}{\text{Luas total}} \cdot 100\% > 50\% \\ &= \frac{1324,30}{3576,55} \cdot 100\% > 50\% \\ &= 37,02\% < 50\% \end{aligned}$$

Berdasarkan pemeriksaan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, maka dapat disimpulkan bahwa pada model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel tidak memiliki ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

d. Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang (4)

Model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel tidak memiliki ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang. Karena setiap elemen struktur vertikal yaitu kolom dan *shear wall* tegak lurus mulai dari tingkat 1 hingga atap.

e. Ketidakberaturan sistem nonpararel (5)

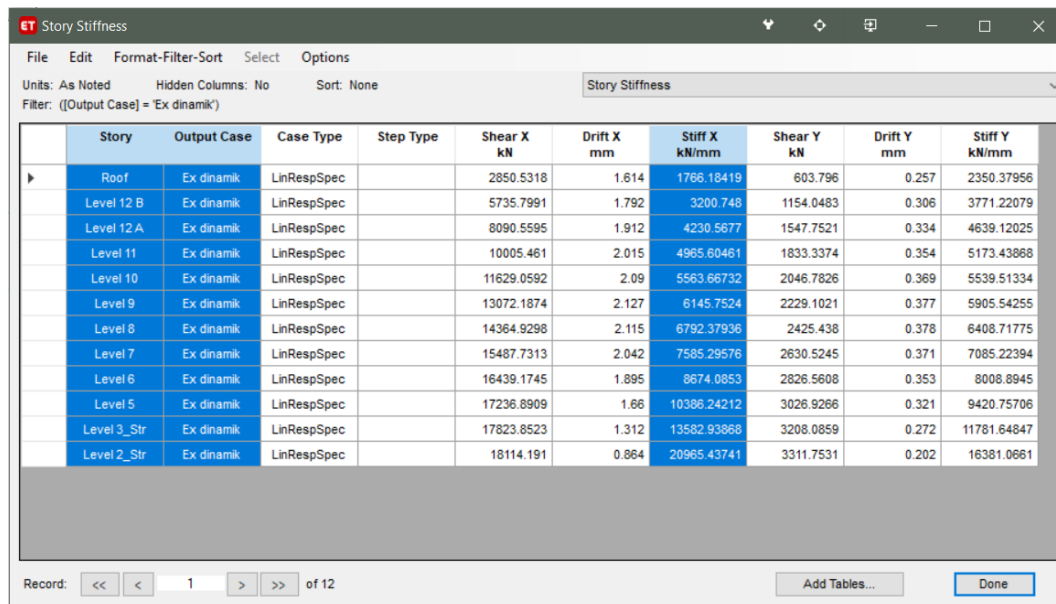
Model struktur pelat konvensional gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan sistem nonpararel, karena memiliki elemen struktur yang tidak paralel dengan sumbu tinjauan utama yaitu elemen struktur SW-2 (*shear wall* tipikal 2).

7. Kontrol ketidakberaturan vertikal struktur gedung pelat konvensional

Pemeriksaan ketidakberaturan vertikal model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel mengacu pada Tabel 11 SNI 1726:2012. Detail pemeriksaan ketidakberaturan vertikal pada struktur gedung pelat konvensional adalah sebagaimana berikut ini.

a. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan (1a dan 1b)

Nilai kekakuan setiap lantai (*story stiffness*) dapat dihitung dengan menggunakan bantuan *software* ETABS sebagaimana seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.21 dan Gambar 5.22.



The screenshot shows the 'ET Story Stiffness' window with a table of structural data. The table has 11 columns: Story, Output Case, Case Type, Step Type, Shear X (kN), Drift X (mm), Stiff X (kN/mm), Shear Y (kN), Drift Y (mm), and Stiff Y (kN/mm). The rows represent different levels of the building, from Roof down to Level 2_Str.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Shear X kN	Drift X mm	Stiff X kN/mm	Shear Y kN	Drift Y mm	Stiff Y kN/mm
Roof	Ex dinamik	LinRespSpec		2850.5318	1.614	1766.18419	603.796	0.257	2350.37956
Level 12 B	Ex dinamik	LinRespSpec		5735.7991	1.792	3200.748	1154.0483	0.306	3771.22079
Level 12 A	Ex dinamik	LinRespSpec		8090.5595	1.912	4230.5677	1547.7521	0.334	4639.12025
Level 11	Ex dinamik	LinRespSpec		10005.461	2.015	4965.60461	1833.3374	0.354	5173.43868
Level 10	Ex dinamik	LinRespSpec		11629.0592	2.09	5563.66732	2046.7826	0.369	5539.51334
Level 9	Ex dinamik	LinRespSpec		13072.1874	2.127	6145.7524	2229.1021	0.377	5905.54255
Level 8	Ex dinamik	LinRespSpec		14364.9298	2.115	6792.37936	2425.438	0.378	6408.71775
Level 7	Ex dinamik	LinRespSpec		15487.7313	2.042	7585.29576	2630.5245	0.371	7085.22394
Level 6	Ex dinamik	LinRespSpec		16439.1745	1.895	8674.0853	2826.5608	0.353	8008.8945
Level 5	Ex dinamik	LinRespSpec		17236.8909	1.66	10386.24212	3026.9266	0.321	9420.75706
Level 3_Str	Ex dinamik	LinRespSpec		17823.8523	1.312	13582.93868	3208.0859	0.272	11781.64847
Level 2_Str	Ex dinamik	LinRespSpec		18114.191	0.864	20965.43741	3311.7531	0.202	16381.0661

Gambar 5.21 *Story stiffness* arah X sistem struktur pelat konvensional

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Shear X kN	Drift X mm	Stiff X kN/mm	Shear Y kN	Drift Y mm	Stiff Y kN/mm
Roof	Ey dinamik	LinRespSpec		618.9312	0.406	1522.66933	3050.0966	1.1	2771.91464
Level 12 B	Ey dinamik	LinRespSpec		1165.4859	0.442	2636.59855	6231.9915	1.354	4601.36167
Level 12 A	Ey dinamik	LinRespSpec		1554.3235	0.466	3335.75313	8914.87	1.519	5870.26765
Level 11	Ey dinamik	LinRespSpec		1843.8432	0.486	3791.60091	11188.1702	1.667	6712.81478
Level 10	Ey dinamik	LinRespSpec		2074.1816	0.5	4151.17864	13155.3502	1.788	7358.42752
Level 9	Ey dinamik	LinRespSpec		2274.2643	0.508	4472.59432	14880.8007	1.876	7931.13854
Level 8	Ey dinamik	LinRespSpec		2475.5544	0.51	4858.08523	16397.0054	1.922	8529.56439
Level 7	Ey dinamik	LinRespSpec		2683.2515	0.497	5404.25516	17708.0048	1.915	9245.11902
Level 6	Ey dinamik	LinRespSpec		2881.4575	0.465	6191.39747	18819.187	1.844	10204.0117
Level 5	Ey dinamik	LinRespSpec		3068.1114	0.411	7467.20058	19721.0532	1.694	11643.20564
Level 3_Str	Ey dinamik	LinRespSpec		3228.3137	0.325	9925.54479	20369.5022	1.433	14216.30109
Level 2_Str	Ey dinamik	LinRespSpec		3313.2905	0.208	15939.35352	20721.7733	1.071	19343.0409

Gambar 5.22 Story stiffness arah Y sistem struktur pelat konvensional

Pemeriksaan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dilakukan sebagaimana seperti yang dapat dilihat pada Tabel 5.12 dan Tabel 5.13 berikut ini.

Tabel 5.12 Kontrol ketidakberaturan vertikal kekakuan tingkat lunak dan kekakuan tingkat lunak berlebih arah X sistem struktur pelat konvensional

Lantai	Kekakuan (kN/mm)	kekakuan tingkat lunak (1a)			kekakuan tingkat lunak berlebih (1b)		
		70% 1 tingkat diatas (kN/mm)	80% rerata 3 tingkat diatas (kN/mm)	Status	60% 1 tingkat diatas (kN/mm)	70% rerata 3 tingkat diatas (kN/mm)	Status
Atap	1766184	0	0	Regular	0	0	Regular
Tingkat 11	3200748	1236329	1766184	Regular	1059711	1236329	Regular
Tingkat 10	4230568	2240524	2483466	Regular	1920449	1738426	Regular
Tingkat 9	4965605	2961397	3065833	Regular	2538341	2146083	Regular
Tingkat 8	5563667	3475923	4132307	Regular	2979363	2892615	Regular
Tingkat 7	6145752	3894567	4919947	Regular	3338200	3443963	Regular
Tingkat 6	6792379	4302027	5558341	Regular	3687451	3890839	Regular
Tingkat 5	7585296	4754666	6167266	Regular	4075428	4317086	Regular
Tingkat 4	8674085	5309707	6841143	Regular	4551177	4788800	Regular
Tingkat 3	10386242	6071860	7683920	Regular	5204451	5378744	Regular
Tingkat 2	13582939	7270369	8881874	Regular	6231745	6217312	Regular
Tingkat 1	20965437	9508057	8704871	Regular	8149763	7616762	Regular

Tabel 5.13 Kontrol ketidakberaturan vertikal kekakuan tingkat lunak dan kekakuan tingkat lunak berlebih arah Y sistem struktur pelat konvensional

Lantai	Kekakuan (kN/mm)	kekakuan tingkat lunak (1a)			kekakuan tingkat lunak berlebih (1b)		
		70% 1 tingkat diatas (kN/mm)	80% rerata 3 tingkat diatas (kN/mm)	Status	60% 1 tingkat diatas (kN/mm)	70% rerata 3 tingkat diatas (kN/mm)	Status
Atap	1522669	0	0	<i>Regular</i>	0	0	<i>Regular</i>
Tingkat 11	2636599	1940340	2217532	<i>Regular</i>	1663149	1940340	<i>Regular</i>
Tingkat 10	3335753	3220953	2949311	<i>Regular</i>	2760817	2580647	<i>Regular</i>
Tingkat 9	3791601	4109187	3531612	<i>Regular</i>	3522161	3090160	<i>Regular</i>
Tingkat 8	4151179	4698970	4582518	<i>Irregular</i>	4027689	4009704	<i>Regular</i>
Tingkat 7	4472594	5150899	5317736	<i>Irregular</i>	4415057	4653019	<i>Regular</i>
Tingkat 6	4858085	5551797	5867302	<i>Irregular</i>	4758683	5133889	<i>Regular</i>
Tingkat 5	5404255	5970695	6351768	<i>Irregular</i>	5117739	5557797	<i>Regular</i>
Tingkat 4	6191397	6471583	6854886	<i>Irregular</i>	5547071	5998025	<i>Regular</i>
Tingkat 3	7467201	7142808	7460985	<i>Regular</i>	6122407	6528362	<i>Regular</i>
Tingkat 2	9925545	8150244	8291290	<i>Regular</i>	6985923	7254878	<i>Regular</i>
Tingkat 1	15939354	9951411	9616938	<i>Regular</i>	8529781	8414821	<i>Regular</i>

Berdasarkan Tabel 5.12 dan Tabel 5.13, model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan vertikal kekakuan tingkat lunak (1a).

b. Ketidakberaturan berat (massa) (2)

Pemeriksaan ketidakberaturan berat (massa) dilakukan menggunakan dengan bantuan *software* ETABS dengan memanfaatkan fitur *display table* kemudian memilih “*mass summary by story*” seperti terlihat di Gambar 5.23 berikut ini.

Story	UX ton	UY ton	UZ ton
Roof	2256.8966	2256.8966	2256.8966
Level 12 B	2754.0637	2754.0637	2754.0637
Level 12 A	2777.804	2777.804	2777.804
Level 11	2777.804	2777.804	2777.804
Level 10	2777.804	2777.804	2777.804
Level 9	2777.804	2777.804	2777.804
Level 8	2777.804	2777.804	2777.804
Level 7	2777.804	2777.804	2777.804
Level 6	2777.804	2777.804	2777.804
Level 5	2777.804	2777.804	2777.804
Level 3_Str	2777.804	2777.804	2777.804
Level 2_Str	2853.7823	2853.7823	2853.7823
Base	436.9239	436.9239	436.9239

Gambar 5.23 Mass summary by story sistem struktur pelat konvensional

Ketidakteraturan berat (massa) tidak terjadi pada model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel seperti terlihat di Tabel 5.14.

Tabel 5.14 Kontrol ketidakberaturan berat (massa) sistem struktur pelat konvensional

Lantai	Berat per lantai (Ton)	150% 1 tingkat diatas (Ton)	150% 1 tingkat dibawah (Ton)	Status
Atap	2256,90	-	4131,10	<i>Regular</i>
Tingkat 11	2754,06	3385,34	4166,71	<i>Regular</i>
Tingkat 10	2777,80	4131,10	4166,71	<i>Regular</i>
Tingkat 9	2777,80	4166,71	4166,71	<i>Regular</i>
Tingkat 8	2777,80	4166,71	4166,71	<i>Regular</i>
Tingkat 7	2777,80	4166,71	4166,71	<i>Regular</i>
Tingkat 6	2777,80	4166,71	4166,71	<i>Regular</i>
Tingkat 5	2777,80	4166,71	4166,71	<i>Regular</i>
Tingkat 4	2777,80	4166,71	4166,71	<i>Regular</i>
Tingkat 3	2777,80	4166,71	4166,71	<i>Regular</i>
Tingkat 2	2777,80	4166,71	4280,67	<i>Regular</i>
Tingkat 1	2853,78	4166,71	-	<i>Regular</i>

c. Ketidakberaturan geometri vertikal (3)

Tidak ada ketidakberaturan geometri vertikal pada model struktur pelat konvensional gedung Jogja Apartel.

d. Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal (4)

Tidak ada diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal.

e. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan (5a dan 5b)

Tidak ada diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebihan.

8. Konsekuensi ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal pada model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel

Mengacu pada Pasal 7.3.2.1 dan Pasal 7.3.2.2 SNI 1726:2012, model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan horizontal 1a (ketidakberaturan torsi), ketidakberaturan horizontal 1b (ketidakberaturan torsi berlebih), ketidakberaturan horizontal 2 (ketidakberaturan sudut dalam), ketidakberaturan horizontal 5 (ketidakberaturan sistem nonpararel) dan ketidakberaturan vertikal 1a (ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak). Karena itu ada beberapa Pasal referensi dan persyaratan khusus yang perlu diperhatikan sesuai dengan Tabel 10 dan Tabel 11 SNI 1726:2012, yaitu tabel 13, Pasal 7.3.3.4, Pasal 7.5.3, Pasal 7.7.3, Pasal 7.8.4.3, Pasal 7.12.1 dan Pasal 12.2.2 SNI 1726:2012. Berikut ini adalah beberapa hal yang merupakan konsekuensi akibat adanya ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel pada penelitian ini.

a. Prosedur analisis yang boleh digunakan

Prosedur analisis yang digunakan dalam penelitian ini adalah analisis spektrum respons ragam. Model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel berdasarkan Tabel 13 SNI 1726:2012, prosedur analisis

yang diizinkan adalah analisis spektrum respons ragam dan prosedur respons riwayat waktu seismik. Sedangkan untuk analisis gaya lateral ekuivalen tidak diperbolehkan, karena model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan horizontal 2 dan ketidakberaturan horizontal 5. Dengan begitu, prosedur analisis model struktur pelat konvensional gedung Jogja Apartel pada penelitian ini telah memenuhi ketentuan SNI 1726:2012.

b. Pembesaran momen torsi tak terduga

Model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan horizontal 1a dan ketidakberaturan horizontal 1b. Karena itu, perlu dilakukan pembesaran momen torsi tak terduga sebagaimana seperti pada Pasal 7.8.4.3 SNI 1726:2012. Persamaan untuk menghitung nilai pembesaran momen torsi tak terduga adalah sebagaimana berikut ini.

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

Keterangan:

δ_{max} = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm)

δ_{avg} = rerata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm)

Hasil perhitungan faktor pembesaran momen torsi (A_x) kemudian ditambahkan dengan 5%, sesuai dengan Pasal 7.8.4.2 SNI 1726:2012. Perhitungan besar nilai eksentrisitas akibat pembesaran momen torsi tak terduga adalah terlihat di Tabel 5.15 dan Tabel 5.16.

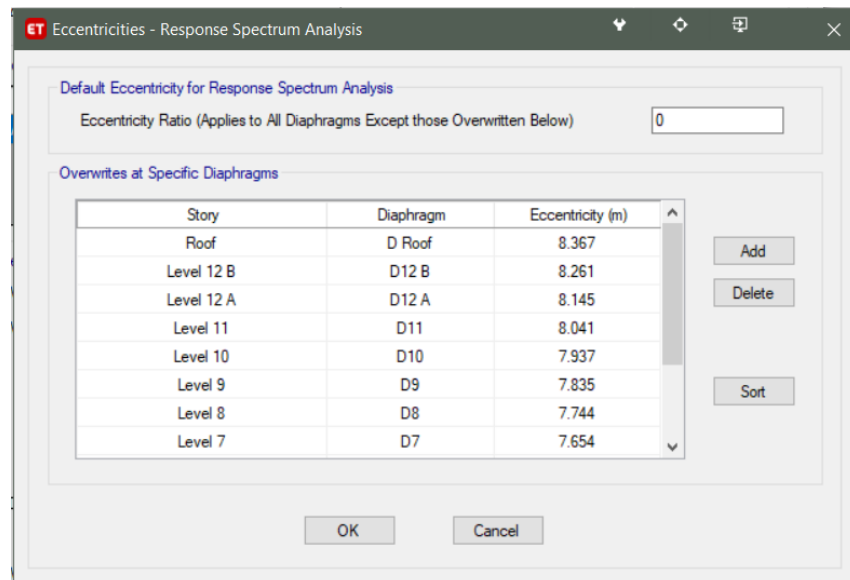
Tabel 5.15 Perhitungan eksentrisitas pembesaran torsi tak terduga model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel arah X

Lantai	$\delta_{max} / \delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
Atap	1,42	1,40	7,0%	8,36
Tingkat 11	1,41	1,38	6,9%	8,26
Tingkat 10	1,40	1,36	6,8%	8,14
Tingkat 9	1,39	1,35	6,8%	8,04
Tingkat 8	1,38	1,33	6,7%	7,93
Tingkat 7	1,37	1,31	6,6%	7,83
Tingkat 6	1,36	1,30	6,5%	7,74
Tingkat 5	1,36	1,28	6,4%	7,65
Tingkat 4	1,35	1,27	6,4%	7,56
Tingkat 3	1,34	1,25	6,3%	7,48
Tingkat 2	1,33	1,24	6,2%	7,40
Tingkat 1	1,33	1,23	6,2%	7,33

Tabel 5.16 Perhitungan eksentrisitas pembesaran torsi tak terduga model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel arah Y

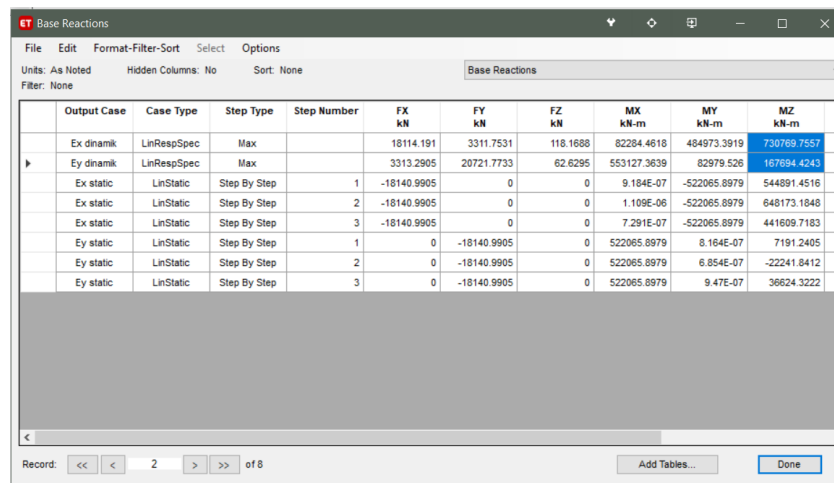
Lantai	$\delta_{max} / \delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
Atap	1,10	0,85	4,3%	1,41
Tingkat 11	1,08	0,81	4,1%	1,34
Tingkat 10	1,07	0,80	4,0%	1,34
Tingkat 9	1,07	0,79	4,0%	1,32
Tingkat 8	1,06	0,79	4,0%	1,31
Tingkat 7	1,06	0,79	4,0%	1,31
Tingkat 6	1,06	0,78	3,9%	1,31
Tingkat 5	1,06	0,78	3,9%	1,31
Tingkat 4	1,06	0,78	3,9%	1,30
Tingkat 3	1,06	0,78	3,9%	1,30
Tingkat 2	1,05	0,77	3,9%	1,28
Tingkat 1	1,06	0,79	4,0%	1,317

Nilai-nilai eksentrisitas yang telah didapatkan kemudian di-*input* pada “*Load Case*” sesuai dengan arah gempa masing-masing, pada program analisis struktur ETABS, seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.24.



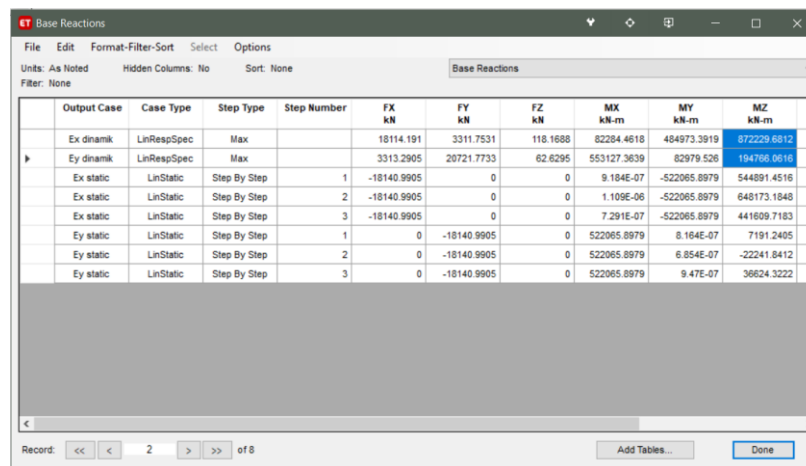
Gambar 5.24 Proses input nilai eksentrisitas untuk pembesaran torsi tak terduga sistem struktur pelat konvensional.

Akibat penambahan momen torsi tak terduga, momen torsi pada *base reaction* model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel menjadi lebih besar dari sebelumnya. Nilai momen torsi model struktur pelat konvensional sebelum dilakukan penambahan momen torsi tak terduga untuk arah X dan arah Y adalah sebesar 730769 kNm dan 167694 kNm. Sedangkan nilai momen torsi model struktur pelat konvensional sesudah dilakukan penambahan momen torsi tak terduga untuk arah X dan arah Y adalah sebesar 872229 kNm dan 194766 kNm. Gambar 5.25 dan Gambar 5.26 menunjukkan perbedaan *output base reaction* pada ETABS, sebelum dan sesudah dilakukan penambahan momen torsi tak terduga yang diakibatkan ketidakberaturan horizontal 1a dan ketidakberaturan horizontal 1b.



	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		18114.191	3311.7531	118.1688	82284.4618	484973.3919	730789.7557
	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		3313.2905	20721.7733	62.6295	553127.3639	82979.526	167694.4243
	Ex static	LinStatic	Step By Step	1	-18140.9905	0	0	9.184E-07	-522065.8979	544891.4516
	Ex static	LinStatic	Step By Step	2	-18140.9905	0	0	1.109E-06	-522065.8979	648173.1848
	Ex static	LinStatic	Step By Step	3	-18140.9905	0	0	7.291E-07	-522065.8979	441609.7183
	Ey static	LinStatic	Step By Step	1	0	-18140.9905	0	522065.8979	8.164E-07	7191.2405
	Ey static	LinStatic	Step By Step	2	0	-18140.9905	0	522065.8979	6.854E-07	-22241.8412
	Ey static	LinStatic	Step By Step	3	0	-18140.9905	0	522065.8979	9.47E-07	36624.3222

Gambar 5.25 Momen Torsi Model Struktur Pelat Konvensional Sebelum Dilakukan Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga

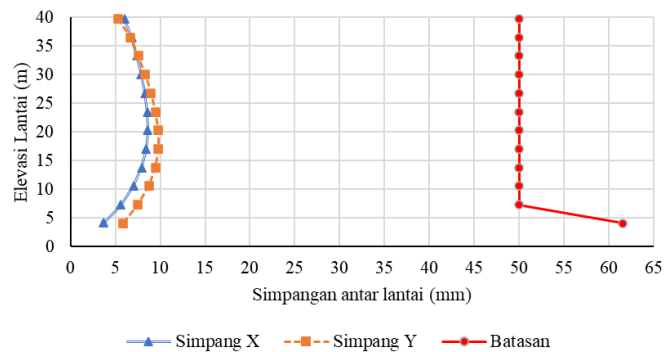


	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
	Ex dinamik	LinRespSpec	Max		18114.191	3311.7531	118.1688	82284.4618	484973.3919	872229.6812
	Ey dinamik	LinRespSpec	Max		3313.2905	20721.7733	62.6295	553127.3639	82979.526	194796.0616
	Ex static	LinStatic	Step By Step	1	-18140.9905	0	0	9.184E-07	-522065.8979	544891.4516
	Ex static	LinStatic	Step By Step	2	-18140.9905	0	0	1.109E-06	-522065.8979	648173.1848
	Ex static	LinStatic	Step By Step	3	-18140.9905	0	0	7.291E-07	-522065.8979	441609.7183
	Ey static	LinStatic	Step By Step	1	0	-18140.9905	0	522065.8979	8.164E-07	7191.2405
	Ey static	LinStatic	Step By Step	2	0	-18140.9905	0	522065.8979	6.854E-07	-22241.8412
	Ey static	LinStatic	Step By Step	3	0	-18140.9905	0	522065.8979	9.47E-07	36624.3222

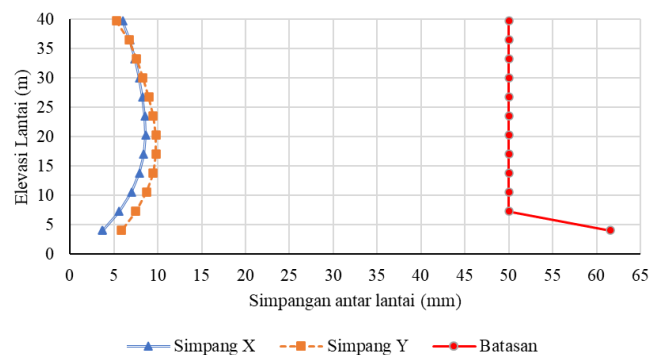
Gambar 5.26 Momen Torsi Model Struktur Pelat Konvensional Setelah Dilakukan Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga

- c. Batasan simpang antar lantai tingkat

Model struktur Gedung Jogja Apartel dengan pelat konvensional telah memenuhi ketentuan sesuai dengan Pasal 7.12.1 SNI 1726:2012. Perhitungan simpang antar lantai dapat dilihat sebagaimana pada Tabel 5.10. Sedangkan untuk nilai simpang antar tingkat beserta batasannya dalam bentuk grafik dapat dilihat sebagaimana pada Gambar 5.27 dan Gambar 5.28.



Gambar 5.27 Simpang Antar Lantai Model Struktur Pelat Konvensional Sebelum Dilakukan Penambahan Momen Torsi



Gambar 5.28 Simpang Antar Lantai Model Struktur Pelat Konvensional Sesudah Dilakukan Penambahan Momen Torsi

5.4.5 Desain balok pada model struktur konvensional

1. Rekapitulasi gaya dalam

Gaya dalam yang diambil merupakan hasil dari analisis struktur dengan menggunakan bantuan *software* ETABS. Gaya-gaya pada balok yang diambil meliputi momen tumpuan negatif, momen tumpuan positif, momen lapangan negatif, momen lapangan positif, gaya geser dan gaya torsi. Rekapitulasi dilakukan pada setiap kode balok di masing-masing lantai. Nilai-nilai gaya dalam pada balok model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut ini.

**Tabel 5.17 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Pada Sistem Struktur Gedung
Jojga Apartel (Pelat Konvensional)**

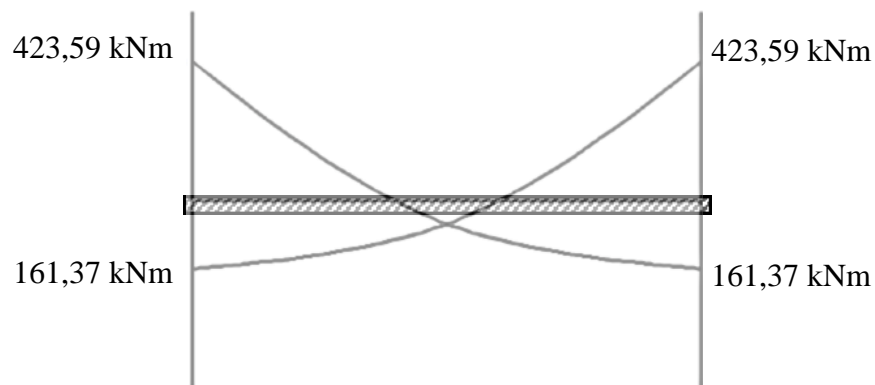
Kode Balok	M tumpuan (kNm)		M lapangan (kNm)		Geser (kN)
	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)	
B-1	423,59	161,37	53,41	208,24	176.71
B-2	480,25	300,37	185,19	195,92	178.21
B-3	294,14	104,69	47,88	155,33	145.42
B-4	523,80	376,06	151,26	233,04	178.04
B-5	139,72	57,75	21,92	64,54	73.18
B-6	249,78	154,83	80,17	104,61	95.30
B-7	397,14	285,17	175,22	180,68	105.57
B-8	118,85	51,46	28,66	48,86	68.13
B-9	367,93	289,51	162,21	187,88	140.09
B-10	393,01	251,73	160,53	136,45	175.47
B-11	474,45	366,40	202,26	237,64	137.72
B-12	335,94	251,36	70,08	145,24	133.76
B-13	279,91	244,60	153,43	130,37	87.71
B-14	343,35	289,32	197,40	134,10	138.31
B-15	565,20	472,97	162,94	320,55	199.56
B-16	401,53	384,71	277,98	280,35	50.63
B-17	207,32	181,62	100,64	120,25	54.57
B-18	435,64	391,64	313,94	223,39	118.98
B-19	387,42	343,76	198,54	247,26	95.68
B-20	531,72	534,86	538,56	531,35	28.86
B-21	72,57	59,34	66,33	60,38	17.57
B-22	242,50	170,67	167,75	194,18	183.65
BA-1	86,02	55,09	36,90	50,12	25.98
BA-2	68,13	13,47	6,40	44,43	51.12
BA-3	61,91	27,30	10,62	35,27	46.61
BA-4	60,96	7,71	5,07	27,18	44.63
BA-5	79,43	34,21	22,70	35,02	34.85
BA-6	52,40	13,48	15,81	17,01	32.91
BA-7	128,40	23,49	47,36	27,16	62.24
BA-8	86,64	25,34	27,07	35,37	45.28
BA-9	39,42	12,59	1,09	27,60	38.27

**Tabel 5.17 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Pada Sistem Struktur Gedung
Jojga Apartel (Pelat Konvensional)**

Kode Balok	M tumpuan (kNm)		M lapangan (kNm)		Geser (kN)
	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)	
BA-10	85,08	16,92	39,54	18,40	41.34
BA-11	54,26	34,27	21,55	32,10	40.05
BA-12	32,45	17,46	11,44	19,29	22.49
BK-1	33,71	3,31	Kantilever		33,31
BK-2	9,80	1,18	Kantilever		14,06

2. Redistribusi momen

SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.2 mensyaratkan bahwa kuat momen positif yang disediakan pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kuat momen negatif yang terdapat pada muka joint tersebut. Sehingga apabila ada momen positif yang besarnya kurang dari setengah momen negatif, maka harus dilakukan redistribusi momen. Perhitungan redistribusi momen pada momen balok B-1 adalah sebagaimana berikut ini.



**Gambar 5.29 Diagram momen ultimate balok B-1 sistem struktur
pelat konvensional**

$$M_u^{(-)} = 423,59 \text{ kNm}$$

$$M_u^{(+)} = 161,37 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M = (423,59 + 161,37 + 423,59 + 161,37) \text{ kNm}$$

$$\Sigma M = 1169,93 \text{ kNm}$$

Dicoba $M_u^{(-)}$ didistribusi sebesar 8%

$$M_u^{(-)} = 423,59 - (8\% \cdot 161,37) = 389,70 \text{ kNm}$$

$$M_u^{(+)} = \frac{1149,92 - (2 \cdot 389,70)}{2} = 195,26 \text{ kNm}$$

Sehingga,

$$M_u^{(-)} = 389,70 \text{ kNm}$$

$$M_u^{(+)} = 195,26 \text{ kNm}$$

Prosedur perhitungan sebagaimana redistribusi momen pada balok B-1 dilakukan pada balok lainnya. Rekapitulasi hasil redistribusi momen untuk balok lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut ini.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Hasil Redistribusi Momen Balok Pada Struktur Gedung Jogja Apartel (Pelat Konvensional)

Kode Balok	M tumpuan (kNm)		M lapangan (kNm)	
	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)
B-1	389,70	195,26	84,65	177,00
B-2	480,25	300,37	185,19	195,92
B-3	264,73	134,10	68,07	135,13
B-4	523,80	376,06	151,26	233,04
B-5	131,34	66,13	29,02	57,44
B-6	249,78	154,83	80,17	104,61
B-7	397,14	285,17	175,22	180,68
B-8	112,91	57,40	28,66	48,86
B-9	367,93	289,51	162,21	187,88
B-10	393,01	251,73	160,53	136,45
B-11	474,45	366,40	202,26	237,64
B-12	335,94	251,36	72,98	142,33
B-13	279,91	244,60	153,43	130,37
B-14	343,35	289,32	197,40	134,10
B-15	565,20	472,97	162,94	320,55
B-16	401,53	384,71	277,98	280,35
B-17	207,32	181,62	100,64	120,25
B-18	435,64	391,64	313,94	223,39
B-19	387,42	343,76	198,54	247,26

Tabel 5.18 Rekapitulasi Hasil Redistribusi Momen Balok Pada Struktur Gedung Jogja Apartel (Pelat Konvensional)

Kode Balok	M tumpuan (kNm)		M lapangan (kNm)	
	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)
B-20	531,72	534,86	538,56	531,35
B-21	72,57	59,34	66,33	60,38
B-22	242,50	170,67	167,75	194,18
BA-1	86,02	55,09	36,90	50,12
BA-2	57,91	23,69	13,07	37,76
BA-3	59,43	29,78	15,56	30,33
BA-4	51,81	16,85	9,14	23,10
BA-5	75,45	38,18	22,70	35,02
BA-6	44,54	21,34	15,81	17,01
BA-7	109,14	42,75	47,36	27,16
BA-8	74,51	37,47	27,07	35,37
BA-9	34,29	17,71	5,23	23,46
BA-10	72,32	29,68	40,09	17,85
BA-11	54,26	34,27	21,55	32,10
BA-12	32,45	17,46	11,44	19,29
BK-1	33,71	3,31	Kantilever	
BK-2	9,80	1,18	Kantilever	

3. Desain tulangan longitudinal

Prosedur perhitungan desain tulangan longitudinal balok model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel pada penelitian ini dilakukan pada setiap kode balok yang telah dibuat. Prosedur perhitungan desain tulangan longitudinal B-1 adalah sebagaimana berikut ini.

a. Data teknis

Kuat tekan beton, $f'c$	=	26 MPa
Tinggi balok, h	=	600 mm
Lebar balok, b	=	350 mm
Tegangan leleh baja tulangan, f_y	=	400 MPa
Nilai modulus elastisitas baja, E_s	=	200000 MPa

Diameter tulangan pokok, ϕ_p	=	22 mm
Diameter tulangan, ϕ_s	=	16 mm
Selimit beton, P_b	=	40 mm
Regangan kritis beton, ϵ_c	=	0,003
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	=	0,85

b. Estimasi kebutuhan tulangan

Estimasi kebutuhan tulangan bertujuan untuk mengetahui berapa jumlah tulangan yang dibutuhkan berdasarkan momen ulitit yang tersedia. Prosedur perhitungan dilakukan untuk mengetahui kebutuhan tulangan negatif daerah tumpuan, tulangan positif daerah tumpuan, tulangan negatif daerah lapangan dan tulangan positif daerah lapangan. Prosedur perhitungan kebutuhan tulangan pada penelitian ini adalah sebagaimana berikut ini.

1) Estimasi kebutuhan tulangan negatif daerah tumpuan

Momen ultimit negatif daerah tumpuan,

$$Mu^- \text{ tumpuan} = 389,70 \text{ kNm}$$

Asumsi tulangan dipasang dua baris,

$$ds = P_b + \phi_s + \phi_p + 25/2 = 90,50 \text{ mm}$$

$$d = h - ds = 509,50 \text{ mm}$$

$$m = 0,85 \cdot f'c \cdot b = 7735 \text{ N/mm}$$

Asumsi nilai faktor reduksi sebesar 0,9 maka diperoleh persamaan kuadrat a sebagaimana berikut ini

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

$$a^2 \cdot \frac{7735}{2} - a \cdot 7735 \cdot 509,50 + \frac{389,70 \cdot 10^6}{0,9} = 0$$

$$\text{Tinggi blok tekan, } a = 125,27 \text{ mm}$$

Asumsi tulangan tarik telah luluh, maka diperoleh luas tulangan

$$A_s = \frac{a \cdot m}{f_y} = \frac{122,41 \cdot 7735}{400} = 2422,41 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{0,25 \cdot \pi \cdot \phi_p^2} = \frac{2422,41}{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2} = 6,37 \text{ buah}$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, maka digunakan tulangan D19 sebanyak 7 buah.

2) Estimasi kebutuhan tulangan positif daerah tumpuan

Momen ultimit positif daerah tumpuan,

$$M_u^+ \text{ tumpuan} = 195,26 \text{ kNm}$$

Asumsi tulangan dipasang satu baris,

$$d_s = P_b + \phi_s + \phi_p/2 = 67,00 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 533,00 \text{ mm}$$

$$m = 0,85 \cdot f'_c \cdot b = 7735 \text{ N/mm}$$

Asumsi nilai faktor reduksi sebesar 0,9 maka diperoleh persamaan kuadrat a sebagaimana berikut ini

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

$$a^2 \cdot \frac{7735}{2} - a \cdot 7735 \cdot 533,00 + \frac{195,26 \cdot 10^6}{0,9} = 0$$

$$\text{Tinggi blok tekan, } a = 55,51 \text{ mm}$$

Asumsi tulangan tarik telah luluh, maka diperoleh luas tulangan

$$A_s = \frac{a \cdot m}{f_y} = \frac{55,51 \cdot 7735}{400} = 1073,42 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{0,25 \cdot \pi \cdot \phi_p^2} \\
 &= \frac{1073,42}{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2} = 2,82 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, maka digunakan tulangan D19 sebanyak 4 buah.

3) Estimasi kebutuhan tulangan negatif daerah lapangan

Momen ultimit negatif daerah lapangan,

$$Mu^- \text{ lapangan} = 84,65 \text{ kNm}$$

Asumsi tulangan dipasang satu baris,

$$ds = P_b + \phi_s + \phi_p/2 = 67,00 \text{ mm}$$

$$d = h - ds = 533,00 \text{ mm}$$

$$m = 0,85 \cdot f'c \cdot b = 7735 \text{ N/mm}$$

Asumsi nilai faktor reduksi sebesar 0,9 maka diperoleh persamaan kuadrat a sebagaimana berikut ini

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

$$a^2 \cdot \frac{7735}{2} - a \cdot 7735 \cdot 533,00 + \frac{84,65 \cdot 10^6}{0,9} = 0$$

$$\text{Tinggi blok tekan, } a = 23,32 \text{ mm}$$

Asumsi tulangan tarik telah luluh, maka diperoleh luas tulangan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{a \cdot m}{f_y} \\
 &= \frac{23,32 \cdot 7735}{400} = 450,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_s}{0,25 \cdot \pi \cdot \phi_p^2} \\
 &= \frac{450,00}{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2} = 1,18 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, maka digunakan tulangan D19 sebanyak 2 buah.

4) Estimasi kebutuhan tulangan positif daerah lapangan

Momen ultimit positif daerah lapangan,

$$Mu^+ \text{ lapangan} = 177,00 \text{ kNm}$$

Asumsi tulangan dipasang satu baris,

$$ds = P_b + \phi_s + \phi_p + 25/2 = 90,50 \text{ mm}$$

$$d = h - ds = 509,50 \text{ mm}$$

$$m = 0,85 \cdot f'c \cdot b = 7735 \text{ N/mm}$$

Asumsi nilai faktor reduksi sebesar 0,9 maka diperoleh persamaan kuadrat a sebagaimana berikut ini

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

$$a^2 \cdot \frac{7735}{2} - a \cdot 7735 \cdot 509,50 + \frac{177,00 \cdot 10^6}{0,9} = 0$$

$$\text{Tinggi blok tekan, } a = 52,62 \text{ mm}$$

Asumsi tulangan tarik telah luluh, maka diperoleh kebutuhan luas tulangan

$$As = \frac{a \cdot m}{fy} = \frac{52,62 \cdot 7735}{400} = 1017,54 \text{ mm}^2$$

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

$$n = \frac{1017,54}{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2} = 2,67 \text{ buah}$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, maka digunakan tulangan D19 sebanyak 4 buah.

c. Analisis momen nominal

Analisis momen nominal dilakukan untuk memeriksa konfigurasi tulangan yang telah diestimasi. Tujuan analisis momen nominal adalah untuk mengetahui besar momen nominal balok serta memastikan balok

telah mampu memikul beban yang tersedia. Prosedur perhitungan analisis momen nominal pada B-1 adalah sebagaimana berikut ini.

1) Analisis momen negatif daerah tumpuan

Luas tulangan tarik,

$$A_s = 7 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 2660,93 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan desak,

$$A_{s'} = 4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 1520,53 \text{ mm}^2$$

Jarak titik berat tulangan tarik,

$$d_s = \frac{5 \cdot \left(40 + 16 + \frac{22}{2}\right) + 2 \cdot \left(40 + 16 + \frac{22}{2} + 25 + \frac{22}{2}\right)}{5 + 2}$$

$$d_s = 80,43 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan tarik terluar,

$$d_{st} = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan desak,

$$d_{s'} = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h - d_s = 519,57 \text{ mm}$$

Jarak garis netral pada kondisi seimbang,

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\left(\varepsilon_c + \frac{f_y}{E}\right)} \cdot d = 311,74 \text{ mm}$$

Gaya desak beton pada kondisi seimbang,

$$C_{c_{balance}} = 0,85 \cdot f'_c \cdot c_b \cdot \beta_1 \cdot b = 2049631,35 \text{ N}$$

Luas tulangan pada kondisi seimbang,

$$A_{s_{balance}} = C_{c_{balance}} / f_y = 5124,08 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan maksimum,

$$A_{s_{maks}} = 0,75 \cdot A_{s_{balance}} = 3843,06 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan minimum,

$$A_{s_{min1}} = b \cdot d \cdot 1,4 / f_y = 636,60 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min2}} = b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} / (4 \cdot f_y) = 579,50 \text{ mm}^2$$

Asumsi baja tarik telah leleh sedangkan baja desak belum leleh, sehingga diperoleh persamaan kuadrat c sebagaimana berikut ini.

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

$$c = 108,68 \text{ mm}$$

Regangan baja tulangan tarik,

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0113 > \varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,002 \text{ (Asumsi benar)}$$

Regangan baja tulangan desak,

$$\varepsilon_s' = \frac{c - ds'}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0012 < \varepsilon_c = 0,003 \text{ (Asumsi benar)}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = c \cdot \beta_1 = 92,38 \text{ mm}$$

Momen nominal,

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

$$M_n^- = 496575347,19 \text{ Nmm}$$

$$M_n^- = 496,58 \text{ kNm}$$

Regangan batas terkendali tarik,

$$\varepsilon_{CCL} = \frac{d_t - c_{balance}}{d - c_{balance}} \cdot \varepsilon_y = 0,0021$$

Regangan kritis tulangan tarik terluar,

$$\varepsilon_t = \frac{d_t - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0117$$

Karena nilai ε_t lebih besar dari 0,005 maka nilai faktor reduksi (ϕ) adalah sebesar 0,9. Sehingga dapat dilakukan kontrol momen nominal tereduksi terhadap momen ultimit sebagaimana berikut ini.

$$M_n^- \cdot \phi = 446,92 \text{ kNm} > M_u^- = 389,70 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi)}$$

2) Analisis momen positif daerah tumpuan

Luas tulangan tarik,

$$As = 4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 1520,53 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan desak,

$$As' = 7 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 2660,93 \text{ mm}^2$$

Jarak titik berat tulangan tarik,

$$ds = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan tarik terluar,

$$dst = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan desak,

$$ds' = \frac{5 \cdot \left(40 + 10 + \frac{19}{2}\right) + 2 \cdot \left(40 + 10 + \frac{19}{2} + 25 + \frac{19}{2}\right)}{5 + 2}$$

$$ds' = 80,43 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h - ds = 533,00 \text{ mm}$$

Jarak garis netral pada kondisi seimbang,

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\left(\varepsilon_c + \frac{fy}{E}\right)} \cdot d = 319,80 \text{ mm}$$

Gaya desak beton pada kondisi seimbang,

$$Cc_{balance} = 0,85 \cdot f'c \cdot c_b \cdot \beta_1 \cdot b = 2102605,05 \text{ N}$$

Luas tulangan pada kondisi seimbang,

$$As_{balance} = Cc_{balance} / fy = 5256,51 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan maksimum,

$$As_{maks} = 0,75 \cdot As_{balance} = 3942,38 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan minimum,

$$As_{min1} = b \cdot d \cdot 1,4 / fy = 652,93 \text{ mm}^2$$

$$As_{min2} = b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} / (4 \cdot fy) = 594,51 \text{ mm}^2$$

Asumsi baja tarik telah leleh sedangkan baja desak belum leleh, sehingga diperoleh persamaan kuadrat c sebagaimana berikut ini.

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

$$c = 83,52 \text{ mm}$$

Regangan baja tulangan tarik,

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0161 > \varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,002 \text{ (Asumsi benar)}$$

Regangan baja tulangan desak,

$$\varepsilon_s' = \frac{c - ds'}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0001 < \varepsilon_c = 0,003 \text{ (Asumsi benar)}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = c \cdot \beta_1 = 70,99 \text{ mm}$$

Momen nominal,

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

$$M_n^+ = 299933025,16 \text{ Nmm}$$

$$M_n^+ = 299,93 \text{ kNm}$$

Regangan batas terkendali tarik,

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

Regangan kritis tulangan tarik terluar,

$$\varepsilon_t = \frac{d_t - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0161$$

Karena nilai ε_t lebih besar dari 0,005 maka nilai faktor reduksi (ϕ) adalah sebesar 0,9. Sehingga dapat dilakukan kontrol momen nominal tereduksi terhadap momen ultimit sebagaimana berikut ini.

$$M_n^+ \cdot \phi = 269,94 \text{ kNm} > M_u = 195,26 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi)}$$

3) Analisis momen negatif daerah lapangan

Luas tulangan tarik,

$$As = 2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 760,26 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan desak,

$$As' = 4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 1520,53 \text{ mm}^2$$

Jarak titik berat tulangan tarik,

$$ds = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan tarik terluar,

$$dst = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan desak,

$$ds' = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h - ds = 533,00 \text{ mm}$$

Jarak garis netral pada kondisi seimbang,

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\left(\varepsilon_c + \frac{fy}{E}\right)} \cdot d = 319,80$$

Gaya desak beton pada kondisi seimbang,

$$Cc_{balance} = 0,28 \cdot f'c \cdot c_b \cdot \beta_1 \cdot b = 2102605,05 \text{ N}$$

Luas tulangan pada kondisi seimbang,

$$As_{balance} = Cc_{balance} / fy = 5256,51 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan maksimum,

$$As_{maks} = 0,75 \cdot As_{balance} = 3942,38 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan minimum,

$$As_{min1} = b \cdot d \cdot 1,4 / fy = 652,93 \text{ mm}^2$$

$$As_{min2} = b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} / (4 \cdot fy) = 594,51 \text{ mm}^2$$

Asumsi baja tarik telah leleh sedangkan baja desak belum leleh, sehingga diperoleh persamaan kuadrat c sebagaimana berikut ini.

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

$$c = 60,69 \text{ mm}$$

Regangan baja tulangan tarik,

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0233 > \varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,002 \text{ (Asumsi benar)}$$

Regangan baja tulangan desak,

$$\varepsilon'_s = \frac{ds' - c}{c} \cdot \varepsilon_c = \sim 0,00 < \varepsilon_c = 0,003 \text{ (Asumsi benar)}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = c \cdot \beta_1 = 51,82 \text{ mm}$$

Momen nominal,

$$M_n^- = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + As' \cdot \varepsilon'_s \cdot E \cdot (d - ds')$$

$$M_n^- = 158155591,4 \text{ Nmm}$$

$$M_n^- = 158,16 \text{ kNm}$$

Regangan batas terkendali tarik,

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

Regangan kritis tulangan tarik terluar,

$$\varepsilon_t = \frac{d_t - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0233$$

Karena nilai ε_t lebih besar dari 0,005 maka nilai faktor reduksi (ϕ) adalah sebesar 0,9. Sehingga dapat dilakukan kontrol momen nominal tereduksi terhadap momen ultimit sebagaimana berikut ini.

$$M_n^- \cdot \phi = 158,77 \text{ kNm} > M_u^- = 84,65 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi)}$$

4) Analisis momen positif daerah lapangan

Luas tulangan tarik,

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

Luas tulangan desak,

$$A_s' = 2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 760,26 \text{ mm}^2$$

Jarak titik berat tulangan tarik,

$$d_s = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan tarik terluar,

$$d_{st} = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan desak,

$$d_{s'} = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h - d_s = 533,00 \text{ mm}$$

Jarak garis netral pada kondisi seimbang,

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\left(\varepsilon_c + \frac{f_y}{E}\right)} \cdot d = 319,80$$

Gaya desak beton pada kondisi seimbang,

$$C c_{balance} = 0,28 \cdot f'c \cdot c_b \cdot \beta_1 \cdot b = 2102605,05 \text{ N}$$

Luas tulangan pada kondisi seimbang,

$$A s_{balance} = C c_{balance} / f_y = 5256,51 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan maksimum,

$$A s_{maks} = 0,75 \cdot A s_{balance} = 3942,38 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan minimum,

$$A s_{min1} = b \cdot d \cdot 1,4 / f_y = 652,93 \text{ mm}^2$$

$$A s_{min2} = b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} / (4 \cdot f_y) = 594,51 \text{ mm}^2$$

Asumsi baja tarik telah leleh sedangkan baja desak belum leleh, sehingga diperoleh persamaan kuadrat c sebagaimana berikut ini.

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

$$c = 80,72 \text{ mm}$$

Regangan baja tulangan tarik,

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c = 0,0168 > \epsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,002 \text{ (Asumsi benar)}$$

Regangan baja tulangan desak,

$$\epsilon_s' = \frac{c - d s'}{c} \cdot \epsilon_c = 0,0005 < \epsilon_c = 0,003 \text{ (Asumsi benar)}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = c \cdot \beta_1 = 68,61 \text{ mm}$$

Momen nominal,

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

$$M_n^+ = 300778139,91 \text{ Nmm}$$

$$M_n^+ = 300,78 \text{ kNm}$$

Regangan batas terkendali tarik,

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

Regangan kritis tulangan tarik terluar,

$$\epsilon_t = \frac{d_t - c}{c} \cdot \epsilon_c = 0,0168$$

Karena nilai ε_t lebih besar dari 0,005 maka nilai faktor reduksi (ϕ) adalah sebesar 0,9. Sehingga dapat dilakukan kontrol momen nominal tereduksi terhadap momen ultimit sebagaimana berikut ini.

$$M_n^+ \cdot \phi = 270,70 \text{ kNm} > M_u = 177,00 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi)}$$

d. Analisis momen kapasitas (*overstrength*)

Analisis momen kapasitas dilakukan untuk mengetahui kuat balok dengan mempertimbangkan faktor kuat lebih baja tulangan setelah mencapai regangan leleh (ϕ). Nilai momen kapasitas balok dibutuhkan untuk perencanaan tulangan geser balok dan tulangan lentur kolom, terutama untuk nilai momen kapasitas pada daerah tumpuan. Faktor kuat lebih (ϕ) ditentukan sebesar 1,25 sehingga perhitungan momen kapasitas pada B-1 dapat dilakuakn sebagaimana berikut ini.

1) Analisis momen kapasitas (*overstrength*) negatif daerah tumpuan

Luas tulangan tarik,

$$A_s = 7 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 2660,93 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan desak,

$$A_s' = 4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 1520,53 \text{ mm}^2$$

Jarak titik berat tulangan tarik,

$$ds = \frac{5 \cdot \left(40 + 16 + \frac{22}{2}\right) + 2 \cdot \left(40 + 16 + \frac{22}{2} + 25 + \frac{22}{2}\right)}{5 + 2}$$

$$ds = 80,43 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan tarik terluar,

$$dst = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan desak,

$$ds' = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h - ds = 519,57 \text{ mm}$$

Asumsi baja tarik telah leleh sedangkan baja desak belum leleh, sehingga diperoleh persamaan kuadrat c sebagaimana berikut ini.

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

$$c = 133,33 \text{ mm}$$

Regangan baja tulangan tarik,

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0087 > \varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,002 \text{ (Asumsi benar)}$$

Regangan baja tulangan desak,

$$\varepsilon_s' = \frac{c - ds'}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0015 < \varepsilon_c = 0,003 \text{ (Asumsi benar)}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = c \cdot \beta_1 = 113,33 \text{ mm}$$

Momen kapasitas,

$$M_{kap}^- = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + As' \cdot \varepsilon_s' \cdot E \cdot (d - ds')$$

$$M_{kap}^- = 611190197,79 \text{ Nmm}$$

$$M_{kap}^- = 611,19 \text{ kNm}$$

2) Analisis momen kapasitas (*overstrength*) positif daerah tumpuan

Luas tulangan tarik,

$$As = 4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 1520,53 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan desak,

$$As' = 7 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 2660,93 \text{ mm}^2$$

Jarak titik berat tulangan tarik,

$$ds = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan tarik terluar,

$$dst = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan desak,

$$ds' = \frac{5 \cdot \left(40 + 10 + \frac{19}{2}\right) + 2 \cdot \left(40 + 10 + \frac{19}{2} + 25 + \frac{19}{2}\right)}{5 + 2}$$

$$ds' = 80,43 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h - ds = 533,00 \text{ mm}$$

Asumsi baja tarik telah leleh sedangkan baja desak belum leleh, sehingga diperoleh persamaan kuadrat c sebagaimana berikut ini.

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

$$c = 89,94 \text{ mm}$$

Regangan baja tulangan tarik,

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0148 > \varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,002 \text{ (Asumsi benar)}$$

Regangan baja tulangan desak,

$$\varepsilon_s' = \frac{c - ds'}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0003 < \varepsilon_c = 0,003 \text{ (Asumsi benar)}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = c \cdot \beta_1 = 76,45 \text{ mm}$$

Momen kapasitas,

$$M_{kap}^+ = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + As' \cdot \varepsilon_s' \cdot E \cdot (d - ds')$$

$$M_{kap}^+ = 369031175,73 \text{ Nmm}$$

$$M_{kap}^+ = 369,03 \text{ kNm}$$

4. Desain tulangan transversal

Prosedur perhitungan desain tulangan transversal balok model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel pada penelitian ini dilakukan pada setiap kode balok yang telah dibuat. Prosedur perhitungan desain tulangan transversal B-1 adalah sebagaimana berikut ini.

a. Data teknis

Lebar balok, b	=	350 mm
Tinggi balok, h	=	600 mm
Panjang bentang bersih balok, L_{netto}	=	8,14 m
Kuat tekan beton, $f'c$	=	26 MPa
Mutu baja tulangan sengkang, fys	=	240 MPa
Diameter tulangan pokok, ϕ_p	=	22 mm
Diameter tulangan, ϕ_s	=	16 mm
Selimut beton, P_b	=	40 mm

Tinggi efektif balok, d	=	519,57	mm
Momen kapasitas negatif, M_{kap}^-	=	611,19	kNm
Momen kapasitas positif, M_{kap}^+	=	369,03	kNm
Gaya geser ultimate beban gravitasi, V_{ug}	=	176,71	kN
Faktor reduksi gaya geser, ϕ_{geser}	=	0,75	

b. Daerah sendi plastis

Kuat geser yang ditahan oleh beton,

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 157633,64 \text{ N}$$

Kuat geser diujung-ujung balok,

$$V_e = \frac{M_{kap}^+ + M_{kap}^-}{L_{netto}} = 120,44 \text{ kN}$$

Gaya geser ultimit positif,

$$V_u^+ = V_{u_{plastis}} = V_{ug} + V_e = 297,15 \text{ kN}$$

Gaya geser ultimit negatif,

$$V_u^- = V_{ug} - V_e = 56,28 \text{ kN}$$

Karena nilai $V_{u_{plastis}} = 297,15 \text{ kN} > V_c \cdot \phi_{geser} = 118,23 \text{ kN}$, maka tulangan geser dihitung sebagaimana berikut ini.

Ditentukan jumlah kaki sebanyak 2 buah,

$$s_1 = \frac{2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_s^2 \cdot f_{ys} \cdot d \cdot \phi_{geser}}{V_{u_{plastis}}} = 210,94 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan geser daerah sendi plastis,

$$s_2 = d/4 = 129,89 \text{ mm}$$

$$s_3 = 6 \cdot \phi_p = 132,00 \text{ mm}$$

$$s_4 = 150,00 \text{ mm}$$

Mempertimbangkan jarak maksimal tulangan daerah sendi plastis, digunakan tulangan geser D16-100 untuk daerah sendi plastis pada B-1.

c. Daerah luar sendi plastis

$$x = \frac{Vu^- \cdot L_{netto}}{Vu_{plastis} + Vu^-} = 1,3 \text{ m}$$

$$Vu_{luar_plastis} = \frac{Vu_{plastis}}{L_{netto} - x} \cdot (L_{netto} - x - 2 \cdot h) = 245,04 \text{ kN}$$

Karena nilai $Vu_{luar_plastis} = 245,04 \text{ kN} > Vc \cdot \phi_{geser} = 118,23 \text{ kN}$,
maka tulangan geser dihitung sebagaimana berikut ini.

Ditentukan jumlah kaki sebanyak 2 buah,

$$s_1 = \frac{2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_s^2 \cdot f_{ys} \cdot d \cdot \phi_{geser}}{Vu_{luar_plastis} - Vc \cdot \phi_{geser}} = 255,79 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan geser daerah luar sendi plastis,

$$s_2 = d/2 = 259,79 \text{ mm}$$

Mempertimbangkan jarak maksimal tulangan daerah luar sendi plastis,
digunakan tulangan D16-250 untuk daerah luar sendi plastis pada B-1.

5. Rekapitulasi penulangan balok

Prosedur perhitungan untuk balok lainnya pada model struktur pelat konvensional gedung Jojga Apartel dilakukan sebagaimana seperti prosedur perhitungan B-1. Rekapitulasi penulangan balok pada model struktur pelat konvensional Gedung Jojga Apartel dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut ini.

Tabel 5.19 Rekapitulasi tulangan balok model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel

Kode Balok	L _{netto} (mm)	b / h	Tulangan Lentur				Momen Kapasitas (kNm)		Tulangan Geser	
			Tumpuan		Lapangan		M_{kap}^-	M_{kap}^+	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
			Atas	Bawah	Atas	Bawah				
B-1	8139	350 / 600	7 D22	4 D22	2 D22	4 D22	611,19	369,03	D16-100	D16-250
B-2	8000	350 / 600	9 D22	5 D22	3 D22	5 D22	760,55	452,87	D16-100	D16-200
B-3	7750	350 / 600	5 D22	3 D22	3 D22	5 D22	458,13	282,97	D16-100	D16-250
B-4	7500	350 / 600	9 D22	7 D22	3 D22	6 D22	755,28	603,48	D16-100	D16-200
B-5	7000	350 / 600	4 D22	2 D22	2 D22	4 D22	370,90	193,90	D16-100	D16-250
B-6	6500	350 / 600	6 D22	3 D22	2 D22	4 D22	524,93	282,71	D16-100	D16-250
B-7	6000	350 / 600	7 D22	5 D22	3 D22	5 D22	613,98	455,06	D16-100	D16-250
B-8	5712	350 / 600	4 D22	2 D22	2 D22	4 D22	370,90	193,90	D16-100	D16-250
B-9	5500	350 / 600	7 D22	5 D22	3 D22	5 D22	613,98	455,06	D16-100	D16-200
B-10	5350	350 / 600	7 D22	5 D22	3 D22	5 D22	613,98	455,06	D16-100	D16-200
B-11	5000	350 / 600	9 D22	7 D22	4 D22	5 D22	755,28	603,48	D16-100	D16-150
B-12	4750	350 / 600	6 D22	4 D22	2 D22	4 D22	527,20	368,75	D16-100	D16-200
B-13	4250	350 / 600	7 D22	4 D22	3 D22	5 D22	611,19	369,03	D16-100	D16-200
B-14	4200	350 / 600	7 D22	5 D22	5 D22	7 D22	613,98	455,06	D16-100	D16-150
B-15	4000	400 / 600	10 D22	8 D22	4 D22	7 D22	831,55	681,40	1,5 D16-100	1,5 D16-200
B-16	3750	350 / 600	7 D22	7 D22	5 D22	5 D22	607,34	607,34	D16-100	D16-150
B-17	3500	350 / 600	5 D22	3 D22	3 D22	5 D22	458,13	282,97	D16-100	D16-250
B-18	3000	350 / 600	7 D22	7 D22	5 D22	7 D22	607,34	607,34	1,5 D16-100	1,5 D16-200
B-19	2900	350 / 600	7 D22	7 D22	3 D22	5 D22	607,34	607,34	1,5 D16-100	1,5 D16-200

Tabel 5.19 Rekapitulasi tulangan balok model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel

Kode Balok	L _{netto} (mm)	b / h	Tulangan Lentur				Momen Kapasitas (kNm)		Tulangan Geser	
			Tumpuan		Lapangan		M_{kap}^-	M_{kap}^+	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
			Atas	Bawah	Atas	Bawah				
B-20	2000	400 / 600	9 D22	9 D22	9 D22	9 D22	756,85	756,85	1,5 D16-100	1,5 D16-100
B-21	1500	350 / 600	4 D22	2 D22	2 D22	4 D22	370,90	193,90	D16-100	D16-150
B-22	1250	350 / 600	5 D22	3 D22	3 D22	5 D22	458,13	282,97	1,5 D16-100	1,5 D16-200
BA-1	7500	250 / 450	3 D22	2 D22	2 D22	3 D22	192,14	132,42	D16-100	D16-150
BA-2	6703	250 / 450	3 D22	2 D22	2 D22	3 D22	192,14	132,42	D16-100	D16-150
BA-3	6000	250 / 450	3 D22	2 D22	2 D22	3 D22	192,14	132,42	D16-100	D16-150
BA-4	5797	250 / 450	3 D22	2 D22	2 D22	3 D22	192,14	132,42	D16-100	D16-150
BA-5	5500	250 / 450	3 D22	2 D22	2 D22	3 D22	192,14	132,42	D16-100	D16-150
BA-6	5300	250 / 450	3 D22	2 D22	2 D22	3 D22	192,14	132,42	D16-100	D16-150
BA-7	5150	250 / 450	3 D22	2 D22	2 D22	3 D22	192,14	132,42	D16-100	D16-150
BA-8	5000	250 / 450	3 D22	2 D22	2 D22	3 D22	192,14	132,42	D16-100	D16-150
BA-9	4750	250 / 450	3 D22	2 D22	2 D22	3 D22	192,14	132,42	D16-100	D16-150
BA-10	3983	250 / 450	3 D22	2 D22	2 D22	3 D22	192,14	132,42	D16-100	D16-150
BA-11	3000	250 / 450	3 D22	2 D22	2 D22	3 D22	192,14	132,42	D16-100	D16-150
BA-12	2900	250 / 450	3 D22	2 D22	2 D22	3 D22	192,14	132,42	D16-100	D16-150
BK-1	2000	250 / 450	3 D22	2 D22	Kantilever	Kantilever	192,14	132,42	D16-100	D16-100
BK-2	1250	250 / 450	3 D22	2 D22	Kantilever	Kantilever	192,14	132,42	D16-100	D16-100

5.4.6 Desain kolom sistem struktur pelat konvensional

Kolom merupakan komponen struktur utama yang memiliki fungsi menyalurkan beban dari pelat dan balok, kemudian akan disalurkan menuju ke fondasi. Prosedur perhitungan desain kolom pada model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel adalah sebagaimana berikut ini.

1. Rekapitulasi gaya dalam

Gaya dalam yang bekerja pada kolom K1 model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel didapatkan berdasarkan analisis struktur dengan bantuan *software* ETABS. Gaya dalam pada kolom yang diambil adalah gaya Aksial, momen arah X, momen arah Y, gaya geser arah X serta gaya geser arah Y. Rekapitulasi gaya dalam kolom pada model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel adalah seperti yang terlihat di Tabel 5.20 berikut ini.

Tabel 5.20 Rekapitulasi gaya dalam kolom sistem struktur pelat konvensional

Kode Kolom	Pu	M2	M3	V2	V3	Keterangan
K1	7011,47	385,36	222,10	77,18	96,69	Exterior
K2	7008,63	359,04	214,69	76,99	86,18	Interior
K3	6376,39	516,50	301,66	178,82	279,96	Exterior
K4	6390,04	348,71	294,72	175,48	175,71	Interior
K5	3904,21	553,24	334,84	207,45	334,94	Exterior
K6	4056,87	349,45	316,98	195,51	200,77	Interior
K7	1559,90	630,05	354,86	263,95	476,49	Exterior
K8	1688,09	374,93	332,82	247,89	279,02	Interior

2. Desain tulangan lentur kolom

Desain tulangan lentur pada kolom dilakukan dengan menggunakan diagram Mn-Pn. Prosedur perhitungan untuk pembuatan diagram Mn-Pn K1 model struktur pelat konvensional adalah sebagaimana berikut ini.

a. Data teknis

Diketahui :

Mutu beton ($f'c$)	=	39 MPa
Mutu baja tulangan (f_y)	=	400 MPa
Modulus elastisitas baja (E_s)	=	200000 MPa
Regangan kritis beton (ϵ_c)	=	0,003
Diameter tulangan pokok (ϕ_p)	=	25 mm
Diameter tulangan sengkang (ϕ_s)	=	16 mm
Selimut beton (P_b)	=	40 mm
Lebar arah X (b)	=	900 mm
Jumlah tulangan sisi X	=	6 buah
Lebar arah Y (h)	=	700 mm
Jumlah tulangan sisi Y	=	6 buah
Faktor reduksi (ϕ)	=	0,65
Koefisien blok tekan (β_1)	=	0,77
Regangan kritis baja (ϵ_y)	=	0,002
Rasio tulangan (ρ)	=	$\frac{(n_y \cdot 2 + (n_x - 2) \cdot 2) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_p^2}{A_{kolom}}$
	=	1,56 %

b. Diagram Mn-Pn arah X

$$\text{Lebar tinjauan (b)} = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi tinjauan (h)} = 700 \text{ mm}$$

1) Penampang kolom kondisi seimbang

$$ds = ds' = Pb + Ds + \frac{Dp}{2}$$

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

$$d = h - ds$$

$$= 631,50 \text{ mm}$$

$$d'' = \frac{d - ds'}{2}$$

$$= 281,50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
c_b &= \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \cdot d \\
&= 378,90 \text{ mm} \\
a &= \beta_1 \cdot c \\
&= 292,29 \text{ mm} \\
C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\
&= 8720600,01 \text{ N} \\
A_s = A_s' &= n_x \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D_p^2 \\
&= 2945,24 \text{ mm}^2 \\
T_s &= A_s \cdot f_y \\
&= 1178097,25 \text{ N} \\
C_s &= A_s \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_y) \\
&= 1080462,44 \text{ N} \\
M_{n\text{balance}} &= C_c \left(d - \frac{a}{2} - d' \right) + C_s (d - d' - d'') + T_s \cdot d'' \\
&= 2413503779,12 \text{ Nmm} \\
&= 2413,50 \text{ kNm} \\
P_{n\text{balance}} &= C_c + C_s - T_s \\
&= 8622965,21 \text{ N} \\
&= 8622,97 \text{ kN} \\
e_{\text{balance}} &= \frac{M_{n\text{balance}}}{P_{n\text{balance}}} \\
&= 279,89 \text{ mm}
\end{aligned}$$

2) Penampang kolom kondisi aksial murni (eksentrisitas kecil)

$$\begin{aligned}
M_{\text{naksial_murni}} &= 0 \text{ kNm} \\
A_g &= b \cdot h \\
&= 630000,00 \text{ mm}^2 \\
P_{\text{naksial_murni}} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y) \\
&= 21964962,44 \text{ N} \\
&= 21964,96 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_{\text{aksial_murni}} &= \frac{Mn_{\text{aksial_murni}}}{Pn_{\text{aksial_murni}}} \\
 &= 0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Batasan nilai kondisi aksial

SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6 membatasi nilai kuat desak kondisi aksial murni sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 Pn_{\text{maks}} &= 0.80. [0,85. f'c'. (Ag - As) + (As . fy)] \\
 &= 17571969,95 \text{ N} \\
 &= 17571,96 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Penampang kolom kondisi momen murni

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As . fy}{0,85 . f'c' . b} \\
 &= 39,49 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn_{\text{momen_murni}} &= 0,85 . f'c' . a . b \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) \\
 &= 389074221,49 \text{ Nmm} \\
 &= 389,07 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$Pn_{\text{momen_murni}} = 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 e_{\text{momen_murni}} &= \frac{Mn_{\text{momen_murni}}}{Pn_{\text{momen_murni}}} \\
 &= \sim \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5) Penampang kolom kondisi keruntuhan tarik

Prosedur perhitungan untuk menentukan nilai Mn-Pn pada kondisi keruntuhan tarik, dilakukan dengan menggunakan nilai eksentrisitas yang lebih besar dari eksentrisitas kondisi balance ($e > e_b$). Nilai eksentrisitas ditentukan mulai dari 1,1 hingga 2 kali eksentrisitas kondisi balance. Perhitungan nilai Mn-Pn pada kondisi keruntuhan tarik dengan eksentrisitas 1,1 kali eksentrisitas kondisi balance adalah sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{As}{b . d} \\
 &= 0.0052
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
m &= \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} \\
&= 12,07 \\
e_{1,1} &= 1,1 \cdot e_b \\
&= 307,88 \text{ mm} \\
&= 0,308 \text{ m} \\
Pn_{e_{1,1}} &= 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot d \cdot \left[\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} + \sqrt{\left\{ \left(\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} \right)^2 + 2 \cdot \rho \cdot m \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right\}} \right] \\
&= 7671912,18 \text{ N} \\
&= 7671,91 \text{ kN} \\
Mn_{e_{1,1}} &= e_{1,1} \cdot Pn_{e_{1,1}} \\
&= 2362,04 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan seperti pada $e_{1,1}$ untuk nilai eksentrisitas yang lebih besar.

6) Penampang kolom kondisi keruntuhan tekan

Prosedur perhitungan untuk menentukan nilai Mn-Pn pada kondisi keruntuhan desak, dilakukan dengan menggunakan nilai eksentrisitas yang lebih kecil dari eksentrisitas kondisi balance ($e < e_b$). Nilai eksentrisitas ditentukan mulai dari 0,9 hingga 0,05 kali eksentrisitas kondisi balance. Perhitungan nilai Mn-Pn pada kondisi keruntuhan desak dengan eksentrisitas 0,9 kali eksentrisitas kondisi balance adalah sebagaimana berikut ini.

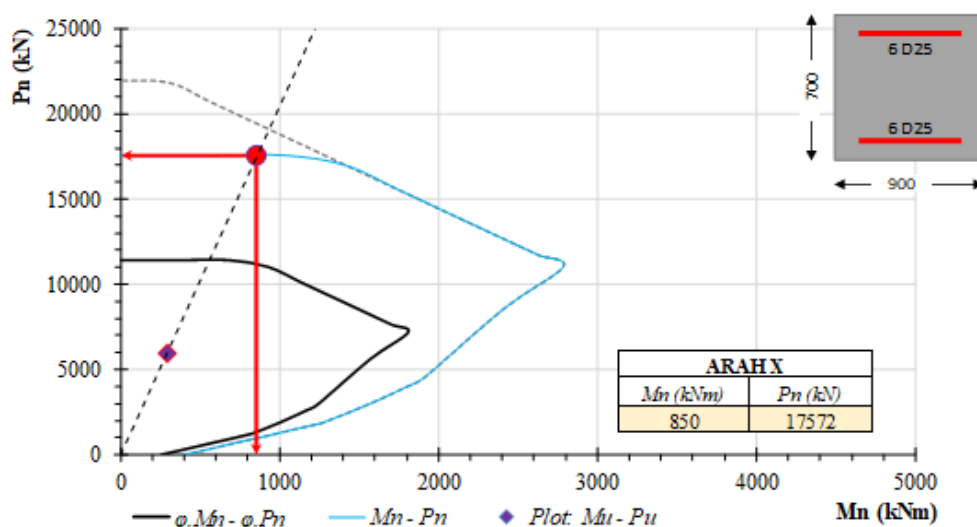
$$\begin{aligned}
e_{0,9} &= 0,9 \cdot e_b \\
&= 251,90 \text{ mm} \\
&= 0,251 \text{ m} \\
Pn_{e_{0,9}} &= \frac{As' \cdot fy}{\left[\frac{e}{(d - d')} \right] + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f'c}{\left(\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} \right) + 1,18} \\
&= 11045988,92 \text{ N} \\
&= 11045,99 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{n_{e_{0,9}}} &= e_{0,9} \cdot P_{n_{e_{0,9}}} \\
 &= 2782,52 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan seperti pada $e_{0,9}$ untuk nilai eksentrisitas yang lebih kecil.

7) Grafik M_n-P_n

Berdasarkan prosedur perhitungan M_n-P_n pada kolom K1 (arah X) sistem struktur pelat konvensional, didapatkan hasil seperti terlihat di Gambar 5.30.



Gambar 5.30 Diagram M_n-P_n Kolom K1 Arah X Sistem Struktur Pelat Konvensional

Nilai P_u dan M_u (arah X) di-plot pada diagram yang telah dibuat, sehingga, kemudian dibuat garis lurus antara koordinat 0,0 dan koordinat M_u-P_u (arah X) untuk mendapatkan perpotongan antara garis dan diagram M_n-P_n kolom K1 model struktur pelat konvensional yang pada koordinat perpotongan tersebut adalah nilai M_n-P_n berturut-turut 850 kNm dan 17571,96 kN.

c. Diagram M_n - P_n arah Y

$$\text{Lebar tinjauan } (b) = 700 \text{ mm}$$

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

1) Penampang kolom kondisi seimbang

$$ds = ds' = Pb + Ds + \frac{Dp}{2}$$

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

$$d = h - ds$$

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

$$d'' = \frac{d - ds'}{2}$$

$$= 381,50 \text{ mm}$$

$$cb = \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \cdot d$$

$$= 498,90 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$= 384,87 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot a \cdot b$$

$$= 8930808,90 \text{ N}$$

$$As = As' = nx \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot Dp^2$$

$$= 2945,24 \text{ mm}^2$$

$$Ts = As \cdot fy$$

$$= 1178097,25 \text{ N}$$

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

$$= 1080462,44 \text{ N}$$

$$Mn_{balance} = Cc \left(d - \frac{a}{2} - d' \right) + Cs (d - d' - d'') + T \cdot d''$$

$$= 3161923450,08 \text{ Nmm}$$

$$= 3161,92 \text{ kNm}$$

$$Pn_{balance} = Cc + Cs - Ts$$

$$= 8833174,09 \text{ N}$$

$$= 8833,17 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 e_{balance} &= \frac{Mn_{balance}}{Pn_{balance}} \\
 &= 357,96 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) Penampang kolom kondisi aksial murni (eksentrisitas kecil)

$$\begin{aligned}
 Mn_{aksial_murni} &= 0 \text{ kNm} \\
 A_g &= b \cdot h \\
 &= 630000,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pn_{aksial_murni} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y) \\
 &= 21964962,44 \text{ N} \\
 &= 21964,96 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_{aksial_murni} &= \frac{Mn_{aksial_murni}}{Pn_{aksial_murni}} \\
 &= 0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Batasan nilai kondisi aksial murni

SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6 membatasi nilai kuat desak kondisi aksial murni sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 Pn_{maks} &= 0,80 \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y)] \\
 &= 17571969,95 \text{ N} \\
 &= 17571,97 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Penampang kolom kondisi momen murni

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= 50,77 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn_{momen_murni} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) \\
 &= 500238284,77 \text{ Nmm} \\
 &= 500,24 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$Pn_{momen_murni} = 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 e_{momen_murni} &= \frac{Mn_{momen_murni}}{Pn_{momen_murni}} \\
 &= \sim \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5) Penampang kolom kondisi keruntuhan tarik

Prosedur perhitungan untuk menentukan nilai M_n-P_n pada kondisi keruntuhan tarik, dilakukan dengan menggunakan nilai eksentrisitas yang lebih besar dari eksentrisitas kondisi balance ($e > e_b$). Nilai eksentrisitas ditentukan mulai dari 1,1 hingga 2 kali eksentrisitas kondisi balance. Perhitungan nilai M_n-P_n pada kondisi keruntuhan tarik dengan eksentrisitas 1,1 kali eksentrisitas kondisi balance adalah sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} \\ &= 0.0052 \\ m &= \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c'} \\ &= 12.07 \\ e_{1,1} &= 1.1 \cdot e_b \\ &= 393.76 \text{ mm} \\ &= 0.393 \text{ m} \\ Pn_{e_{1,1}} &= 0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d \cdot \left[\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} + \sqrt{\left\{ \left(\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} \right)^2 + 2 \cdot \rho \cdot m \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right\}} \right] \\ &= 2762108.77 \text{ N} \\ &= 2762.11 \text{ kN} \\ Mn_{e_{1,1}} &= e_{1,1} \cdot Pn_{e_{1,1}} \\ &= 1977.45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan seperti pada $e_{1,1}$ untuk nilai eksentrisitas yang lebih besar.

6) Penampang kolom kondisi keruntuhan tekan

Prosedur perhitungan nilai M_n-P_n pada kondisi keruntuhan desak, dilakukan dengan menggunakan nilai eksentrisitas yang lebih kecil dari eksentrisitas kondisi balance ($e < e_b$). Nilai eksentrisitas ditentukan mulai dari 0,9 hingga 0,05 kali eksentrisitas kondisi balance. Perhitungan nilai

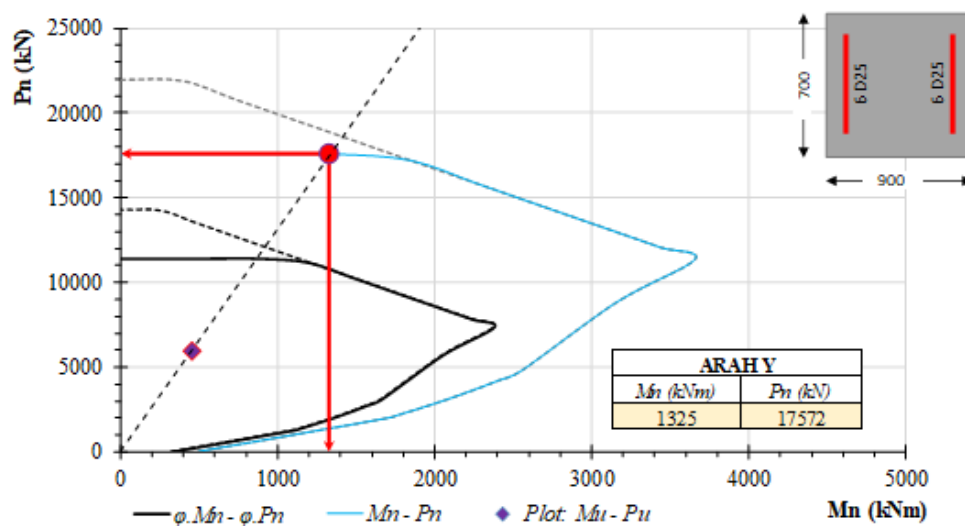
M_n-P_n pada kondisi keruntuhan desak dengan eksentrisitas 0,9 kali eksentrisitas kondisi balance adalah sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 e_{0,9} &= 0,9 \cdot e_b \\
 &= 322,16 \text{ mm} \\
 &= 0,322 \text{ m} \\
 Pn_{e_{0,9}} &= \frac{As' \cdot fy}{\left[\frac{e}{(d-d')} + 0,5\right]} + \frac{b \cdot h \cdot f'c}{\left(\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2}\right) + 1,18} \\
 &= 11354944,85 \text{ N} \\
 &= 11354,94 \text{ kN} \\
 Mn_{e_{0,9}} &= e_{0,9} \cdot Pn_{e_{0,9}} \\
 &= 3658,15 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan seperti pada $e_{0,9}$ untuk nilai eksentrisitas yang lebih kecil.

7) Grafik M_n-P_n

Berdasarkan prosedur perhitungan M_n-P_n pada kolom K1 (arah Y) sistem struktur pelat konvensional, didapatkan hasil seperti terlihat di Gambar 5.31 berikut ini.



Gambar 5.31 Diagram M_n-P_n Kolom K1 Arah Y Sistem Struktur Pelat Konvensional

Nilai P_u dan M_u (arah Y) di-plot pada diagram yang telah dibuat, sehingga, kemudian dibuat garis lurus antara koordinat 0,0 dan koordinat M_u-P_u (arah Y) untuk mendapatkan perpotongan antara garis dan diagram M_n-P_n kolom K1 model struktur pelat konvensional yang pada koordinat perpotongan tersebut adalah nilai M_n-P_n berturut-turut 1325 kNm dan 17571,96 kN.

- d. Rekapitulasi penulangan lentur kolom sistem struktur pelat konvensional
 Prosedur perhitungan yang sama dilakukan seperti sebagaimana pada kolom K1. Rekapitulasi hasil desain kolom pada model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel adalah terlihat di Tabel 5.21 berikut ini.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Tulangan Lentur Kolom Pada Struktur Gedung Jogja Apartel (Pelat Konvensional)

Kolom	b / h	Tulangan Lentur	Arah X		Arah Y	
			M_n (kNm)	P_n (kN)	M_n (kNm)	P_n (kN)
K1	900 / 700	20 D25	850	17572	1325	17572
K2	900 / 700	20 D25	825	17572	1275	17572
K3	800 / 700	16 D25	1175	15100	1600	14400
K4	800 / 700	16 D25	975	15572	1400	15300
K5	700 / 700	12 D25	1475	11250	1850	9600
K6	700 / 700	12 D25	1225	12400	1575	10800
K7	700 / 700	12 D25	1825	6800	1100	2400
K8	700 / 700	12 D25	1925	9200	1700	5500

3. Pemeriksaan persyaratan *strong column weak beam* (SCWB)
 SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa kuat lentur nominal kolom harus lebih besar dari 1,2 kali momen kapasitas balok. Pemeriksaan persyaratan *strong column weak beam* (SCWB) dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut ini.

Tabel 5.22 Pemeriksaan syarat SCWB sistem struktur pelat konvensional

Kolom	Tinjauan Arah X		Tinjauan Arah Y		Syarat SCWB
	1,2 ΣMn_{beam} (kNm)	ΣMn_{column} (kNm)	1,2 ΣMn_{beam} (kNm)	ΣMn_{column} (kNm)	
K1	1675	1700	1752	2650	Terpenuhi
K2	1635	1650	1816	2550	Terpenuhi
K3	1635	2350	1906	3200	Terpenuhi
K4	1635	1950	1816	2800	Terpenuhi
K5	1635	2950	1906	3700	Terpenuhi
K6	1635	2450	1906	3150	Terpenuhi
K7	1635	3650	1816	2200	Terpenuhi
K8	1635	3850	1906	3400	Terpenuhi

4. Desain tulangan geser kolom

Terdapat dua daerah dalam merencanakan tulangan geser kolom yaitu daerah sendi plastis dan daerah luar sendi plastis. Prosedur perhitungan desain tulangan geser pada kolom K1 model struktur pelat konvensional dilakukan seperti sebagaimana berikut ini.

Diketahui:

Mutu beton (f'_c)	=	39 MPa
Mutu baja tulangan (f_y)	=	400 MPa
Modulus elastisitas baja (E_s)	=	200000 MPa
Diameter tulangan pokok (ϕ_p)	=	25 mm
Diameter tulangan sengkang (ϕ_s)	=	16 mm
Selimut beton (P_b)	=	40 mm
Lebar arah X (b)	=	900 mm
Lebar arah Y (h)	=	700 mm
ΣMn_{column} (arah X)	=	1850 kNm
ΣMn_{column} (arah Y)	=	2650 kNm
Panjang bersih kolom (L_n)	=	3850 Mm

a. Tulangan geser kolom arah X

$$\text{Jarak tulangan pokok arah X } (X_i) = 170 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan pokok arah Y } (Y_i) = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Gaya geser ultimit } (V_u) = 115 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya desak ultimit } (N_u) = 5937 \text{ kN}$$

1) Panjang daerah sendi plastis

Panjang daerah sendi plastis (L_o) ditentukan dengan mengacu pada syarat SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.2 seperti sebagaimana berikut ini.

$$\text{Syarat } L_o : h = 700,00 \text{ mm}$$

$$L_n/6 = 641,67 \text{ mm}$$

$$\text{min} = 450,00 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang daerah sendi plastis } (L_o) = 700,00 \text{ mm}$$

2) Desain kekangan (*confinement*)

a). Zona sendi plastis

$$\begin{aligned} \text{Lebar efektif } (b_e) &= b - (2Pb + Ds/2) \\ &812 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif } (h_e) &= h - (2Pb + Ds/2) \\ &612 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas efektif beton } (A_{ch}) &= b_e \cdot h_e \\ &496944 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas kotor beton } (A_g) &= b \cdot h \\ &630000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah kaki sengkang } (n) = 4 \text{ kaki}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan sengkang } (A_{sh}) &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_s^2 \\ &804,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan senkang } (s_1) &= \frac{f_y \cdot A_{sh}}{0,3 \cdot b_e \cdot f_c' \cdot \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right)} \\ &= 126 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan sengkang } (s_2) = \frac{f_y \cdot A_{sh}}{0,09 \cdot b_e \cdot f_c'}$$

$$= 113 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat tulangan sengkang} : \frac{b}{4} = 225 \text{ mm}$$

$$6 \cdot D_p = 150 \text{ mm}$$

$$h_{sx} = 170 \text{ mm}$$

$$s_0 = 100 \text{ mm}$$

b). Zona luar sendi plastis

$$\text{Jumlah kaki sengkang } (n) = 2 \text{ kaki}$$

$$\text{Syarat tulangan sengkang} : 6 \cdot D_p = 200 \text{ mm}$$

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

3) Gaya geser desain

$$\Sigma M_{n_{column}} \text{ (arah X)} = 1850 \text{ kNm}$$

$$\text{Panjang bersih kolom } (L_n) = 3850 \text{ mm}$$

$$3,85 \text{ m}$$

$$\text{Gaya geser desain } (V_d) = \frac{\Sigma M_{n_{column}}}{L_n}$$

$$= 481 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser ultimit } (V_2) = 115 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser ultimit } (V_u) = 481 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya desak kolom } (N_u) = 5937 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser yang ditahan beton } (V_c) = 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14A_g} \right] \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d$$

$$= 604 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser yang ditahan baja } (V_s) = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$36,90 \text{ kN}$$

$$\text{Tinggi efektif } (d) = 632 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat tambahan} & : \quad s_{desain} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 & &= 5506 \text{ mm} \\
 s_{min 1} & = \frac{A_v}{0,062 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b/f_y} \\
 & = 923 \text{ mm} \\
 s_{min 2} & = \frac{A_v}{0,35 \cdot b/f_y} \\
 & = 1021 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4) Rekap syarat tulangan geser

Sendi plastis	: Jumlah kaki	=	4 kaki
	Panjang sendi plastis (L_0)	=	700 mm
	Syarat <i>confinement</i> (s_{min1})	=	100 mm
	Syarat tambahan (s_{min2})	=	923 mm
	Tulangan sendi plastis	=	2 D16-100
Luar sendi plastis	: Jumlah kaki	=	2 kaki
	Syarat <i>confinement</i> (s_{min})	=	150 mm
	Tulangan luar sendi plastis	=	D16-150

b. Tulangan geser kolom arah Y

Jarak tulangan pokok arah X (X_i)	=	130 mm
Jarak tulangan pokok arah Y (Y_i)	=	170 mm
Gaya geser ultimit (V_u)	=	144 kN
Gaya desak ultimit (N_u)	=	5937 kN

1) Panjang daerah sendi plastis

Panjang daerah sendi plastis (L_0) ditentukan dengan mengacu pada syarat SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.2 seperti sebagaimana berikut ini.

Syarat L_0	:	h	=	900,00 mm
		$L_n/6$	=	641,67 mm
		min	=	450,00 mm
Panjang daerah sendi plastis (L_0)	=			900,00 mm

2) Desain kekangan (*confinement*)

a). Zona sendi plastis

$$\text{Lebar efektif } (b_e) = b - (2Pb + Ds/2)$$

$$612 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif } (h_e) = h - (2Pb + Ds/2)$$

$$812 \text{ mm}$$

$$\text{Luas efektif beton } (A_{ch}) = b_e \cdot h_e$$

$$496944 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas kotor beton } (A_g) = b \cdot h$$

$$630000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki sengkang } (n) = 3 \text{ kaki}$$

$$\text{Luas tulangan sengkang } (A_{sh}) = n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_s^2$$

$$603,19 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan senkang } (s_1) = \frac{f_y \cdot A_{sh}}{0,3 \cdot b_e \cdot f_c' \cdot \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right)}$$

$$= 126 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan sengkang } (s_2) = \frac{f_y \cdot A_{sh}}{0,09 \cdot b_e \cdot f_c'}$$

$$= 112 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat tulangan sengkang} : \frac{b}{4} = 175 \text{ mm}$$

$$6 \cdot Dp = 150 \text{ mm}$$

$$hsx = 170 \text{ mm}$$

$$s_0 = 100 \text{ mm}$$

b). Zona luar sendi plastis

$$\text{Jumlah kaki sengkang } (n) = 2 \text{ kaki}$$

$$\text{Syarat tulangan sengkang} : 6 \cdot Dp = 200 \text{ mm}$$

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

3) Gaya geser desain

$$\Sigma M_{n_{column}} \text{ (arah Y)} = 2650 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang bersih kolom } (L_n) &= 3850 \text{ mm} \\ &= 3,85 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser desain } (V_d) &= \frac{\Sigma M_{n_{column}}}{L_n} \\ &= 688 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya geser ultimit } (V_3) = 144 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser ultimit } (V_u) = 688 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya desak kolom } (N_u) = 5937 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser yang ditahan beton } (V_c) &= 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14Ag} \right] \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d \\ &= 618 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser yang ditahan baja } (V_s) &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= 29,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi efektif } (d) = 832 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat tambahan : } S_{desain} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= 670 \text{ mm}$$

$$S_{min 1} = \frac{A_v}{0,062 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b / f_y}$$

$$= 890 \text{ mm}$$

$$S_{min 2} = \frac{A_v}{0,35 \cdot b / f_y}$$

$$= 670 \text{ mm}$$

4) Rekap syarat tulangan geser

Sendi plastis	: Jumlah kaki	=	3 kaki
	Panjang sendi plastis (L_0)	=	900 mm
	Syarat <i>confinement</i> (S_{min1})	=	100 mm
	Syarat tambahan (S_{min2})	=	670 mm
	Tulangan sendi plastis	=	1,5 D16-100
Luar sendi plastis	: Jumlah kaki	=	2 kaki
	Syarat <i>confinement</i> (S_{min})	=	150 mm
	Tulangan luar sendi plastis	=	D16-150

c. Rekapitulasi konfigurasi tulangan geser kolom sistem struktur pelat konvensional

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan pada tipe kolom lain seperti sebagaimana pada kolom tipe K1. Rekapitulasi konfigurasi tulangan geser kolom model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada Tabel 2.3 berikut ini.

Tabel 5.23 Rekapitulasi konfigurasi tulangan geser sistem struktur pelat konvensional

Kode Kolom	Arah X		Arah Y		L ₀ (mm)
	s. plastis	s. luar plastis	s. plastis	s. luar plastis	
K1	2 D16-100	D16-150	1,5 D16-100	D16-150	900
K2	2 D16-100	D16-150	1,5 D16-100	D16-150	900
K3	2 D16-100	D16-150	1,5 D16-100	D16-150	800
K4	2 D16-100	D16-150	1,5 D16-100	D16-150	800
K5	1,5 D16-100	D16-150	1,5 D16-100	D16-150	700
K6	1,5 D16-100	D16-150	1,5 D16-100	D16-150	700
K7	1,5 D16-100	D16-150	1,5 D16-100	D16-150	700
K8	1,5 D16-100	D16-150	1,5 D16-100	D16-150	700

5.4.7 Desain dinding geser sistem struktur pelat konvensional

Gaya-gaya dalam pada dinding geser model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel didapatkan berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan bantuan *software* ETABS. Proses rekapitulasi gaya dalam dilakukan untuk setiap

kode dinding geser, dengan mengambil nilai beban aksial terbesar, momen terbesar dan gaya geser terbesar pada masing-masing arah. Rekapitulasi gaya pada dinding geser model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada Tabel 5.24 berikut ini.

Tabel 5.24 Dimensi Dan Gaya Dalam Dinding Geser Sistem Struktur Gedung Jogja Apartel Pelat Konvensional

Kode	Arah	Dimensi Dinding Geser			P_u (kN)	M_u (kNm)	V_u (kN)
		L_w (mm)	t_w (mm)	h_w (mm)			
SW1	X	4200	400	39750	8657	14108	3584
SW1	Y	6000	400	39750	13670	22573	5273
SW2	X	5803	400	39750	6297	28715	4747
SW5	X	3500	400	39750	4214	7322	1902
SW6	X	5500	400	39750	10491	14824	3373
SW6	Y	5000	400	39750	9598	16684	4250
SW7	X	4200	400	39750	5783	7604	1861
SW7	Y	3000	400	39750	5218	6429	2223
SW8	X	2400	400	39750	5574	31433	1856
SW8	Y	7000	400	39750	9120	30601	7194
SW10	X	5500	400	39750	9751	66687	6025

Prosedur perhitungan penulangan dinding geser tipe SW1 arah X pada model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel adalah sebagaimana berikut ini.

1. Properti material dan penampang dinding geser

Tebal dinding geser (t_w)	=	400	mm
Panjang dinding geser (L)	=	4200	mm
Lebar kolom (b_k)	=	700	mm
Panjang kolom (h_k)	=	700	mm
Tinggi dinding geser total (h_w)	=	39750	mm
Panjang total (L_w)	=	$L + h_k$	
	=	4900	mm
Panjang bersih (L_n)	=	$L - h_k$	
	=	3500	mm

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang melintang } (A_{cv}) &= t_w \cdot L_w \\
 &= 1960000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas total dinding geser } (A_w) &= t_w \cdot L_n = 2 \cdot (b_k \cdot h_k) \\
 &= 2380000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Diameter tulangan longitudinal } (d_L) &= 19 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan transfersal } (d_T) &= 19 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan kolom } (d_K) &= 25 \text{ mm} \\
 \text{Mutu beton } (f'_c) &= 39 \text{ MPa} \\
 \text{Mutu baja tulangan } (f_y) &= 400 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

2. Kebutuhan tulangan minimum

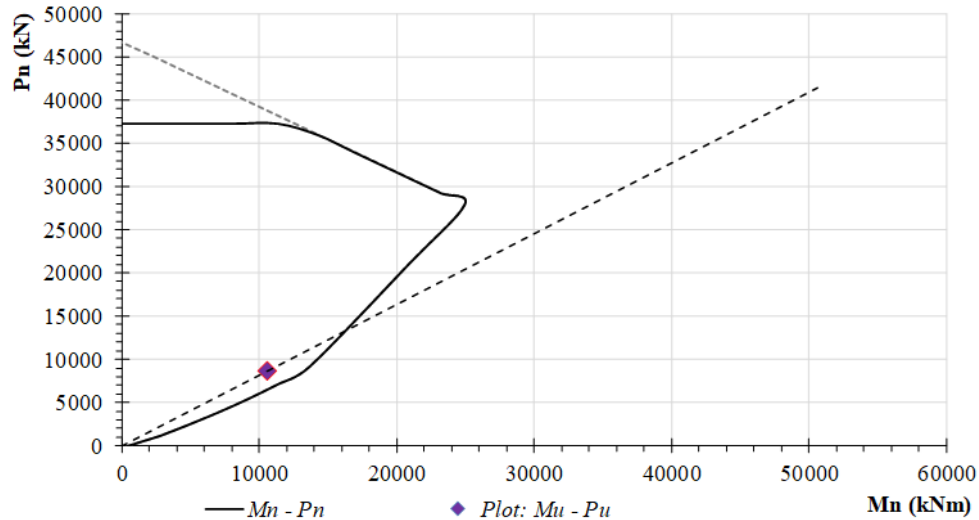
$$\begin{aligned}
 \text{Faktor reduksi } (\phi) &= 0,75 \\
 \text{Gaya geser ultimit } (V_u) &= 3584 \text{ kN} \\
 \text{Gaya geser rencana } (V_{rencana}) &= V_u / \phi \\
 &= 4778919 \text{ N} \\
 \text{Batas zona 1} &= 0,083 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} \\
 &= 1015936 \text{ N} \\
 \text{Batas zona 2} &= 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} \\
 &= 2080833 \text{ N} \\
 \text{Kesimpulan} &: \text{ Zona 3} \\
 \text{Rasio tulangan longitudinal minimum } (\rho_{L_{min}}) &= 0,0025 \\
 \text{Rasio tulangan trasnversal minimum } (\rho_{T_{min}}) &= 0,0025 \\
 \text{Jumlah lapis tulangan pakai, } n_{lapis} &= 2 \text{ lapis}
 \end{aligned}$$

3. Pemeriksaan gaya dalam aksial-lentur

$$\begin{aligned}
 \text{Spasi tulangan longitudinal, } s &= 300 \text{ mm} \\
 \text{Rasio tulangan longitudinal, } \rho_L &= n \cdot \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_K^2}{t_w \cdot s} \\
 &= 0,00473
 \end{aligned}$$

Spasi tulangan sebesar 300 mm telah memenuhi syarat jarak tulangan terbesar yaitu 450 mm sebagaimana seperti pada Pasal 21.9.2.1 SNI 2847:2013 dan telah memenuhi syarat rasio tulangan minimum seperti sebagaimana pada

Pasal 21.9.6.5 SNI 2847:2013. Kontrol gaya aksial lentur pada dinding geser SW1 dilakukan seperti yang terlihat di Gambar 5.32.



Gambar 5.32 Diagram M_n-P_n SW1 arah X sistem struktur pelat konvensional

Berdasarkan prosedur perhitungan yang telah dilakukan, maka digunakan konfigurasi tulangan longitudinal 2 D19-300.

4. Pemeriksaan kapasitas geser

$$h_w/L_w = 8,11$$

Berdasarkan Pasal 21.9.4.1, karena nilai h_w/L_w lebih dari 2, maka nilai α_c ditentukan sebesar 0,17.

$$\text{Spasi tulangan transversal, } s = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Rasio tulangan transversal, } \rho_T = n \cdot \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_K^2}{t_w \cdot s}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser dinding, } V_n &= A_{cv} (\alpha_c \cdot f_c'^{0,5} + \rho_T \cdot f_y) \\ &= 5785609 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser dinding, } V_{n_{max}} &= 0,66 \cdot A_{cv} \cdot f_c'^{0,5} \\ &= 8078529 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Kuat geser dinding, } V_{n_{pakai}} = 5785609 \text{ N}$$

Dinding geser telah memenuhi syarat kebutuhan kuat geser, karena gaya geser dinding ($V_{n_{pakai}}$) sebesar 5785609 N telah melebihi kuat geser rencana

(V_u / ϕ) sebesar 4778919 N. Sehingga, dapat digunakan konfigurasi tulangan transversal 2D19-300.

5. Rekapitulasi penulangan

Prosedur perhitungan pada dinding geser dengan tipe lainnya dilakukan seperti sebagaimana pada prosedur perhitungan dinding geser SW1 arah X. Rekapitulasi penulangan dinding geser pada model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel dapat dilihat sebagaimana pada Tabel 5.25.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Penulangan Dinding Geser Sistem Struktur Gedung Jogja Apartel (Pelat Konvensional)

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
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
SW10	X	2 D19-200	2 D19-200

5.5 Desain Struktur Gedung Jogja Apartel dengan *Flat-Slab*

5.5.1 Preliminary design

1. Kodefikasi dan estimasi dimensi balok

Kodefikasi balok pada model struktur *flat-slab* gedung Jogja Apartel dilakukan berdasarkan panjang bentang balok. Dimensi balok ditentukan berdasarkan panjang bentang yang diambil dari hasil kodefikasi. Tinggi balok diambil antara 1/12 sampai dengan 1/14 dari panjang bentang balok,

sedangkan lebar balok diambil $\frac{1}{2}$ sampai dengan $\frac{1}{3}$ dari tinggi balok. Akan tetapi, dimensi balok yang dipakai tidak kurang dari 350 mm untuk tingginya dan 250 mm untuk lebarnya. Tabel 5.26 menampilkan kodefikasi untuk balok pada model struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel. Sedangkan untuk denah kodefikasi balok dapat dilihat pada lampiran.

Tabel 5.26 Kodefikasi Balok Struktur Gedung Jogja Apartel (*Flat-Slab*)

Kode Balok	Panjang bentang (mm)	Estimasi tinggi balok (mm)	Estimasi lebar balok (mm)
B-1	8000	650	400
B-2	7500	650	400
B-3	7000	650	400
B-4	6000	600	400
B-5	5500	600	400
B-6	5000	600	400
B-7	4750	600	400
B-8	4250	600	400
B-9	4200	600	400
B-10	4000	600	350
B-11	3750	500	350
B-12	3500	500	350
B-13	3000	500	350
B-14	2900	500	350
B-15	2000	500	350
B-16	1500	500	350
B-17	1250	500	350
BA-1	5300	500	300
BA-2	5712	500	300

2. Kodefikasi dan estimasi dimensi pelat struktur *flat-slab*

Kodefikasi pelat struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel pada penelitian ini menggunakan bantuan software Autodesk Revit, terlihat di Gambar 5.4. Hasil kodefikasi *flat-slab* Gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada Lampiran. Tabel

5.27 berikut ini menampilkan data panjang bentang pendek dan bentang panjang untuk pelat Gedung Jogja Apartel dengan model *flat-slab*.

Tabel 5.27 Kodefikasi Dan Estimasi Dimensi Pelat Struktur Gedung Jogja Apartel (*Flat-Slab*)

Kode Pelat	Bentang panjang (mm)	Bentang pendek (mm)	L_y / L_x	Tipe Pelat	Tebal Pakai (mm)
PL-1	5500	5000	1,10	Dua Arah	250
PL-2	7750	5000	1,55	Dua Arah	250
PL-3	7000	5350	1,31	Dua Arah	250
PL-4	5000	3000	1,67	Dua Arah	250
PL-5	5500	5000	1,10	Dua Arah	250
PL-6	5000	3000	1,67	Dua Arah	250
PL-7	5000	2000	2,50	Satu Arah	250
PL-8	7750	5000	1,55	Dua Arah	250
PL-9	3750	3000	1,25	Dua Arah	250
PL-10	4200	3000	1,40	Dua Arah	250
PL-11	5000	4200	1,19	Dua Arah	250
PL-12	8000	5000	1,60	Dua Arah	250
PL-13	8000	6500	1,23	Dua Arah	250
PL-14	8000	7500	1,07	Dua Arah	250
PL-15	6000	4200	1,43	Dua Arah	250
PL-16	4200	3000	1,40	Dua Arah	250
PL-17	8000	6000	1,33	Dua Arah	250
PL-18	8000	4750	1,68	Dua Arah	250
PL-19	7500	4750	1,58	Dua Arah	250
PL-20	5500	4750	1,16	Dua Arah	250
PL-21	7500	5500	1,36	Dua Arah	250
PL-22	6000	5500	1,09	Dua Arah	250
PL-23	6000	2000	3,00	Satu Arah	250
PL-24	7500	1500	5,00	Satu Arah	250
PL-25	6000	1500	4,00	Satu Arah	250
PK-1	5000	2000	2,50	Kantilever	250
PK-2	5000	1250	4,00	Kantilever	250

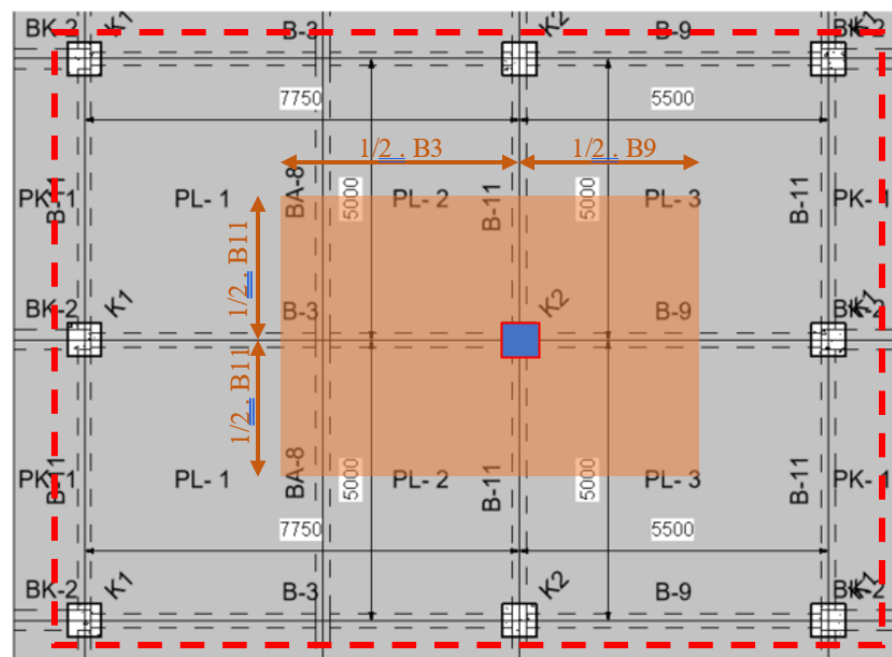
Tabel 5.27 Kodefikasi Dan Estimasi Dimensi Pelat Struktur Gedung Jogja Apartel (*Flat-Slab*)

Kode Pelat	Bentang panjang (mm)	Bentang pendek (mm)	L_y / L_x	Tipe Pelat	Tebal Pakai (mm)
PA-1	5500	5000	1,10	Dua Arah	250
PA-2	7750	5000	1,55	Dua Arah	250
PA-3	7000	5350	1,31	Dua Arah	250
PA-4	5000	3000	1,67	Dua Arah	250
PA-5	5500	5000	1,10	Dua Arah	250
PA-6	5000	3000	1,67	Dua Arah	250
PA-7	5000	2000	2,50	Satu Arah	250
PA-8	7750	5000	1,55	Dua Arah	250
PA-9	3750	3000	1,25	Dua Arah	250
PA-10	4200	3000	1,40	Dua Arah	250
PA-11	5000	4200	1,19	Dua Arah	250
PA-12	8000	5000	1,60	Dua Arah	250
PA-13	8000	6500	1,23	Dua Arah	250
PA-14	8000	7500	1,07	Dua Arah	250
PA-15	6000	4200	1,43	Dua Arah	250
PA-16	4200	3000	1,40	Dua Arah	250
PA-17	8000	6000	1,33	Dua Arah	250
PA-18	8000	4750	1,68	Dua Arah	250
PA-19	7500	4750	1,58	Dua Arah	250
PA-20	5500	4750	1,16	Dua Arah	250
PA-21	7500	5500	1,36	Dua Arah	250
PA-22	6000	5500	1,09	Dua Arah	250
PA-23	6000	2000	3,00	Satu Arah	250
PA-24	7500	1500	5,00	Satu Arah	250
PA-25	6000	1500	4,00	Satu Arah	250

3. Kodefikasi dan estimasi dimensi kolom

Mempertimbangkan efisiensi dan keefektifan dimensi struktur, maka dibuat beberapa variasi kolom. Kodefikasi kolom model struktur *flat-slab* gedung

Jogja Apartel dan model struktur pelat konvensional pada penelitian ini dibuat sama. Berdasarkan kodefikasi yang telah dibuat, kolom dibedakan menjadi kolom eksterior dan kolom interior. Selain itu, dibedakan juga berdasarkan tingkatan. Yaitu kolom lantai 1, kolom lantai 2 sampai dengan lantai 6, kolom lantai 7 sampai dengan lantai 10, dan kolom lantai 11 sampai dengan *rooftop*. Denah kodefikasi kolom dapat dilihat pada lampiran, sedangkan untuk perhitungan estimasi dimensi kolom pada model struktur *flat-slab* adalah seperti terlihat di Gambar 5.33.



Gambar 5.33 Area Tinjauan Untuk Kolom Tipe K2 (*Flat-slab*), Lantai 1

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.8.4, kolom harus direncanakan untuk dapat memikul beban aksial terfaktor yang bekerja di seluruh lantai atau atap serta momen maksimum dari beban terfaktor di satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Direncanakan :

Tebal pelat (t) = 250 mm

Tinggi tiap lantai = 3,25 m

Dimensi area tinjauan = 6,65 m × 5,00 m

Berdasarkan besar beban mati dan beban hidup yang telah diketahui, maka dapat diperhitungkan estimasi beban yang diterima kolom K2 (*flat-slab*) di lantai 1 sebagaimana berikut ini.

- a. Berat beban mati pada lantai yang diterima oleh K2 di lantai 1

$$\text{Berat sendiri pelat} = 6,65 \times 5,00 \times 0,25 \times 24,00 = 199,50 \text{ kN}$$

$$\text{Berat beban mati} = 6,65 \times 5,00 \times 1,46 = 48,55 \text{ kN}$$

tambahan

$$\text{Total berat beban mati per lantai} = 248,05 \text{ kN}$$

Sehingga, total berat beban mati akibat lantai yang diterima oleh K2 di lantai 1 adalah:

$$248,05 \text{ kN / lantai} \times 11 \text{ lantai} = 2728,55 \text{ kN}$$

- b. Berat beban mati pada atap yang diterima oleh K2 di lantai 1

$$\text{Berat sendiri pelat} = 6,65 \times 5,00 \times 0,15 \times 24,00 = 199,50 \text{ kN}$$

$$\text{Berat beban mati} = 6,65 \times 5,00 \times 1,08 = 35,91 \text{ kN}$$

tambahan

$$\text{Total berat beban mati akibat } \textit{rooftop} = 235,41 \text{ kN}$$

- c. Berat beban hidup lantai yang diterima oleh K2 di lantai 1

$$\text{Berat beban hidup lantai} = 6,65 \times 5,00 \times 2,64 = 87,78 \text{ kN}$$

per lantai

Sehingga, total berat beban hidup akibat lantai yang diterima oleh K2 di lantai 1 adalah;

$$87,78 \text{ kN / lantai} \times 11 \text{ lantai} = 965,58 \text{ kN}$$

- d. Berat beban hidup atap yang diterima oleh K2 di lantai 1

$$\text{Berat beban hidup atap} = 6,65 \times 5,00 \times 0,96 = 31,92 \text{ kN}$$

Berdasarkan perhitungan estimasi berat beban yang diterima oleh K2 di lantai 1, maka dapat digunakan untuk menghitung estimasi dimensi kolom K2 di lantai 1 struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel sebagaimana berikut ini.

$$\text{Total berat beban mati } (P_d) = 2728,55 + 235,41 = 2963,96 \text{ kN}$$

$$\text{Total berat beban hidup } (P_l) = 965,58 + 31,92 = 997,50 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat beban terfaktor } (P_u) &= 1,2 \cdot P_d + 1,6 \cdot P_l \\ &= 1,2 \cdot 2963,96 + 1,6 \cdot 997,50 \\ &= 5152,75 \text{ kN}\end{aligned}$$

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

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

$$\phi = 0,65$$

$$\begin{aligned}P_u &= 5152,75 \text{ kN} \\ &= 5152752 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi Pn_{max} &= 0,8 \phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \\ &= 0,8 \cdot 0,65 \cdot [0,85 \cdot 39 \cdot (A_g - 0,02 \cdot A_g) + 400 \cdot 0,02 \cdot A_g]\end{aligned}$$

$$\phi Pn_{max} = 21,74 \cdot A_g$$

$$\begin{aligned}A_g &= \frac{P_u}{21,74} \\ &= 237017,11 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$b = h = \sqrt{237017,11} = 486,84 \text{ mm}^2$$

$$b_{pakai} = h_{pakai} = 850 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan prosedur perhitungan yang sama, didapatkan dimensi kolom untuk kolom yang lainnya sebagaimana berikut ini.

Tabel 5.28 Rekapitulasi Dimensi Kolom Model Struktur *Flat-Slab*

No.	Kolom	Keterangan	b (mm)	h (mm)
1	K1	Eksterior, lantai 1	850	850
2	K3	Eksterior, lantai 2 - 6	850	850
3	K5	Eksterior, lantai 7 - 10	700	700
4	K7	Eksterior, lantai 11 - atap	700	700
5	K2	Interior, lantai 1	850	850
6	K4	Interior, lantai 2 - 6	850	850
7	K6	Interior, lantai 7 - 10	700	700
8	K8	Interior, lantai 11 - atap	700	700

4. Kodefikasi dan estimasi dimensi dinding geser

Estimasi dimensi awal untuk dinding geser dalam penelitian ini mengacu pada rencana gambar yang telah didapatkan, yaitu dipakai dengan ketebalan

sebesar 300 mm. Penempatan dinding geser antara model struktur pelat konvensional dan model struktur *flat-slab* dibuat sama. Mengacu pada SNI 2847-2013 Pasal 14.5.3.1, ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/12 atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan untuk SW 1 :

Tebal dinding geser = 300 mm

Panjang dinding geser = 4200 mm

Tinggi dinding geser = 3250 mm

Syarat:

$$300 \text{ mm} \geq \frac{H}{25} = \frac{3250}{25} = 130 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} \geq \frac{L}{25} = \frac{4200}{25} = 168 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} \geq 100 \text{ mm}$$

Dengan cara yang sama, dimensi dinding geser lainnya dapat dilihat seperti sebagaimana pada Tabel 5.29.

Tabel 5.29 Rekapitulasi Dimensi Dinding Geser Model Struktur *Flat-Slab*

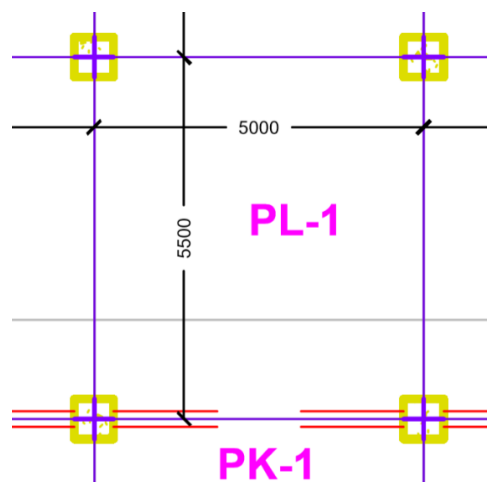
Tipe Dinding Geser	t (mm)	H (mm)	L (mm)	t > H/25	t > L/25	t > 100	Memenuhi Syarat ?
SW 1	400	3250	6000	130	240	100	YA
	400	3250	4200	130	168	100	YA
SW 2	400	3250	5800	130	232	100	YA
SW 3	400	3250	3000	130	120	100	YA
	400	3250	4200	130	168	100	YA
SW 4	400	3250	6500	130	260	100	YA
	400	3250	4200	130	168	100	YA
SW 5	400	3250	4000	130	160	100	YA
SW 6	400	3250	5000	130	200	100	YA
	400	3250	5500	130	220	100	YA
SW 7	400	3250	3000	130	120	100	YA
	400	3250	4200	130	168	100	YA
SW 8	400	3250	7000	130	280	100	YA

Tabel 5.29 Rekapitulasi Dimensi Dinding Geser Model Struktur *Flat-Slab*

Tipe Dinding Geser	t (mm)	H (mm)	L (mm)	$t > H/25$	$t > L/25$	$t > 100$	Memenuhi Syarat ?
	400	3250	2400	130	96	100	YA
SW 9	400	3250	5000	130	200	100	YA
	400	3250	5500	130	220	100	YA
SW 10	400	3250	5750	130	230	100	YA
	400	3250	5500	130	220	100	YA

5.5.2 Desain pelat pada model struktur *flat-slab*

Perhitungan gaya dalam pada pelat dengan mengacu pada SNI 2847 : 2013 dapat menggunakan metode perencanaan langsung atau metode rangka ekuivalen. Penelitian ini menggunakan kombinasi dari metode perencanaan langsung dan metode rangka ekuivalen (dengan pendekatan balok imajiner) untuk mengetahui nilai gaya dalam pada pelat yang akan didesain. Hal ini dilakukan berbeda seperti pada model struktur dengan pelat konvensional, karena momen pada pelat-pelat yang dihitung dengan metode perencanaan langsung tidak mempertimbangkan beban gempa dan/atau struktur secara keseluruhan. Contoh perhitungan metode perencanaan langsung pada PL-1 struktur *flat slab* Gedung Jogja Apartel adalah sebagaimana berikut ini.

**Gambar 5.34 Tinjauan Pelat Tipe PL-1 (*Flat-Slab*)**

Diketahui:

Kode pelat	= PL-1
Tebal pelat	= 250 mm
Mutu beton (f'_c)	= 26 MPa
Diameter tulangan	= 19 mm
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
Selimut beton (P_b)	= 20 mm

Adapun beban-beban yang bekerja pada pelat lantai adalah sebagaimana berikut ini.

Beban mati berat sendiri	= $0,25 \text{ mm} \times 24 \text{ kN/m}^3$	=	6,00 kN/m^2
Beban mati tambahan		=	1,46 kN/m^2
Beban mati (Q_d)		=	7,46 kN/m^2
Beban hidup (Q_l)		=	2,64 kN/m^2

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

Adapun untuk prosedur perhitungan penulangan pelat yang dilakukan pada PL-1 model struktur gedung *flat-slab* adalah sebagaimana berikut ini.

1. Perhitungan momen statis total terfaktor

$$l_{nx} = l_x = 5500 \text{ mm}$$

$$l_{ny} = l_y = 5000 \text{ mm}$$

a. Arah pendek (tinjauan PL-1)

Mengacu pada peraturan SNI 28147:2013 Pasal 13.6.3.3, koefisien momen terfaktor *flat slab* pada panel dalam adalah sebagaimana berikut ini.

$$M_0 = \frac{u \cdot l_y \cdot l_{nx}^2}{8} = \frac{13,18 \cdot 5,5 \cdot 5^2}{8} = 226,53 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen terfaktor negatif} = 0,65$$

$$\text{Momen terfaktor positif} = 0,35$$

Momen statis didistribusikan sebagaimana berikut ini.

$$(-) M_u = 0,65 \cdot M_0 = 147,25 \text{ kNm}$$

$$(+) M_u = 0,35 \cdot M_0 = 79,29 \text{ kNm}$$

b. Arah panjang (tinjauan PL-3)

Mengacu pada peraturan SNI 28147:2013 Pasal 13.6.3.3, koefisien momen terfaktor *flat-slab* pada panel dalam adalah sebagaimana berikut ini.

$$M_0 = \frac{Qu \cdot l_x \cdot l_{ny}^2}{8} = \frac{13,18 \cdot 5 \cdot 5,5^2}{8} = 249,18 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen terfaktor negatif} = 0,65$$

$$\text{Momen terfaktor positif} = 0,35$$

Momen statis didistribusikan sebagaimana berikut ini.

$$(-) M_u = 0,65 \cdot M_0 = 161,19 \text{ kNm}$$

$$(+) M_u = 0,35 \cdot M_0 = 87,22 \text{ kNm}$$

2. Distribusi momen

Mengacu pada peraturan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.3, hasil momen statis yang telah terdistribusi pada PL-1 perlu dikalikan dengan suatu faktor koefisien pada ketentuan pasal 13.6.4 seperti sebagaimana berikut ini.

Momen negatif lajur kolom PL-1, arah pendek:

$$\alpha_1 \cdot \frac{l_2}{l_1} = 0 \cdot \frac{5500}{5000} = 0 \cdot 1,1 = 0$$

Berdasarkan hasil perhitungan, nilai $\frac{l_2}{l_1}$ didapatkan sebesar 1,1 dan nilai $\alpha_1 \cdot \frac{l_2}{l_1}$ didapatkan sebesar 0, sehingga koefisien sebagaimana pada Pasal 13.4.6.1 digunakan sebesar 0,75.

$$\begin{aligned}
 M^{(-)} \text{ arah pendek,lanjur kolom} &= 147,25 \cdot 0,75 \\
 &= 110,43 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan pada lajur pelat yang lainnya, sehingga didapatkan distribusi momen untuk PL-2 seperti sebagaimana berikut ini.

Distribusi momen arah pendek:

a. Lajur kolom

$$\text{Momen negatif} = 110,43 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen positif} = 47,47 \text{ kNm}$$

b. Lajur tengah

$$\text{Momen negatif} = 36,81 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen positif} = 31,71 \text{ kNm}$$

Distribusi momen arah memanjang:

a. Lajur kolom

$$\text{Momen negatif} = 121,48 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen positif} = 52,33 \text{ kNm}$$

b. Lajur tengah

$$\text{Momen negatif} = 40,49 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen positif} = 34,89 \text{ kNm}$$

3. Penentuan nilai momen ultimit dengan metode rangka ekuivalen menggunakan pendekatan model balok *imaginer*

Pemodelan dilakukan setelah struktur secara keseluruhan dinyatakan stabil dan tidak ada perubahan pada dimensi balok dan kolom yang sudah didesain. Pemodelan tambahan berupa balok *imaginer* dengan tinggi (250 mm) dan lebar lajur kolom PL-1 pada model struktur *flat-slab* Jogja Apartel di ETABS. Nilai berat volume beton untuk *section properties* balok *imaginer* tersebut dibuat menjadi 0 (nol) pada *material properties*, sehingga penambahan *section properties* tersebut tidak akan mempengaruhi keseluruhan model

struktur *flat-slab* secara signifikan. Tujuan dari penambahan balok *imaginer* tersebut adalah mengetahui momen *ultimate* yang ada pada lajur kolom akibat beban gempa. Momen *ultimate* lajur kolom yang digunakan untuk acuan desain pelat pada model struktur *flat-slab* Jogja Apartel adalah hasil terbesar dari hasil perhitungan metode perencanaan langsung dan metode rangka ekuivalen dengan pendekatan balok *imaginer*.

4. Perhitungan kebutuhan tulangan

Perhitungan kebutuhan tulangan untuk pelat tipikal PL-1 adalah sebagaimana berikut ini.

Tulangan momen negatif arah pendek lajur kolom:

Momen Ultimate,	M_u	=	110,43 kNm
		=	110430000,00 Nmm
Tebal pelat,	h	=	250,00 Mm
Mutu beton,	f'_c	=	26,00 MPa
Diameter tulangan pokok,	d_p	=	19,00 Mm
Selimut beton,	P_b	=	20,00 Mm
Jarak titik berat tulangan pokok,	d_s	=	$P_b + d_p/2$
		=	$20 + 19/2$
		=	29,50 Mm
Tinggi efektif pelat	d	=	$h - d_s$
		=	$250 - 29,5$
		=	220,50 Mm
Tinggi blok tekan,	a	:	
$M_n = C_c \cdot (d - a/2)$			
$M_u / \phi = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$			
$(a^2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot 1/2) - (a \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + (M_u / \phi) = 0$			
$a^2 \cdot 0,85 \cdot 26 \cdot 1000 \cdot 1/2 - a \cdot 0,85 \cdot 26 \cdot 1000 \cdot 220,5 + 110,43 \cdot 10^6 \cdot (1/0,9) = 0$			
	a	=	26,81 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan perlu,} \quad A_{S_{perlu}} &= (0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) / f_y \\
 &= \frac{(0,85 \cdot 26 \cdot 26,81 \cdot 1000)}{400} \\
 &= 1481,25 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas tulangan minimum 1,} \quad A_{S_{min1}} &= (1,4 / f_y) \cdot b \cdot d \\
 &= (1,4 / 400) \cdot 1000 \cdot 220,5 \\
 &= 771,75 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas tulangan minimum 2,} \quad A_{S_{min2}} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d \\
 &= \frac{\sqrt{26}}{4 \cdot 400} \cdot 1000 \cdot 220,5 \\
 &= 702,71 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas tulangan dipakai,} \quad A_{S_{pakai}} &= 771,75 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak tulangan,} \quad s &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot 1000}{A_{S_{pakai}}} \\
 &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 19^2 \cdot 1000}{1481,25} \\
 &= 191,41 \text{ mm} \\
 \text{Tulangan dipakai} &= \text{P19} - 100
 \end{aligned}$$

5. Rekapitulasi penulangan tipikal

Prosedur perhitungan dilakukan untuk tipe pelat lainnya. Tabel 5.30 berikut ini menunjukkan rekapitulasi hasil perhitungan momen pada pelat struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel. Sedangkan Tabel 5.31 menunjukkan rekapitulasi hasil perhitungan penulangan pelat struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel.

Tabel 5.30 Rekapitulasi Momen Pelat Struktur *Flat-Slab*

Kode Pelat	Kombinasi Beban	Distribusi Momen (kNm), arah pendek				Distribusi Momen (kNm), arah panjang			
		Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
		Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PL-1	Kombinasi 3	175,44	100,73	33,22	28,62	153,81	114,09	36,2	31,18
PL-2	Kombinasi 2	140,44	71,49	46,81	40,33	222,89	96,01	74,3	64,01
PL-3	Kombinasi 3	154,87	81,67	48,74	41,99	192,89	89,67	64,3	55,39

Tabel 5.30 Rekapitulasi Momen Pelat Struktur Flat-Slab

Kode Pelat	Kombinasi Beban	Distribusi Momen (kNm), arah pendek				Distribusi Momen (kNm), arah panjang			
		Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
		Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PL-4	Kombinasi 2	30,37	13,08	10,12	8,72	53,23	22,93	17,74	15,29
PL-5	Kombinasi 2	99,67	42,93	33,22	28,62	108,59	46,78	36,2	31,18
PL-6	Kombinasi 2	30,37	13,08	10,12	8,72	53,23	22,93	17,74	15,29
PL-7	Kombinasi 2	5,27	3,3	5,27	3,3	-	-	-	-
PL-8	Kombinasi 2	140,44	60,5	46,81	40,33	222,89	96,01	74,3	64,01
PL-9	Kombinasi 2	22,78	9,81	7,59	6,54	28,68	12,35	9,56	8,24
PL-10	Kombinasi 2	25,51	10,99	8,5	7,33	36,65	15,79	12,22	10,52
PL-11	Kombinasi 3	143,15	100,44	20,89	17,99	132,49	107,71	24,84	21,4
PL-12	Kombinasi 2	144,97	62,45	48,32	41,63	238,1	102,56	79,37	68,38
PL-13	Kombinasi 2	250,99	108,12	83,66	72,08	309,52	133,33	103,17	88,89
PL-14	Kombinasi 2	337,73	145,48	112,58	96,99	357,14	153,85	119,05	102,56
PL-15	Kombinasi 11	152,58	113,38	25,06	21,59	164,24	144,32	36,53	31,47
PL-16	Kombinasi 11	97,44	94,72	8,5	7,33	99,45	94,62	12,22	10,52
PL-17	Kombinasi 2	212,43	91,51	70,81	61,01	285,71	123,08	95,24	82,05
PL-18	Kombinasi 2	130,11	67,58	43,37	37,37	226,19	97,44	75,4	64,96
PL-19	Kombinasi 2	121,98	71,85	40,66	35,03	197,77	85,19	65,92	56,8
PL-20	Kombinasi 3	160,27	97,87	29,82	25,69	145,85	108,19	34,39	29,62
PL-21	Kombinasi 2	166,03	77,46	55,34	47,68	229	98,64	76,33	65,76
PL-22	Kombinasi 3	190,02	96,65	44,27	38,14	165,79	112,68	47,84	41,22
PL-23	Kombinasi 2	5,27	3,3	5,27	3,3	-	-	-	-
PL-24	Kombinasi 2	2,97	1,85	2,97	1,85	-	-	-	-
PL-25	Kombinasi 2	2,97	1,85	2,97	1,85	-	-	-	-
PK-1	Kombinasi 2	26,36	-	26,36	-	-	-	-	-
PK-2	Kombinasi 2	10,3	-	10,3	-	-	-	-	-
PA-1	Kombinasi 3	124,13	58,51	25,29	21,79	122,42	79,43	27,55	23,74
PA-2	Kombinasi 2	106,9	46,05	35,63	30,7	169,65	73,08	56,55	48,72
PA-3	Kombinasi 2	111,3	47,95	37,1	31,96	146,82	63,24	48,94	42,16
PA-4	Kombinasi 2	23,12	9,96	7,71	6,64	40,51	17,45	13,5	11,63
PA-5	Kombinasi 2	75,86	32,68	25,29	21,79	82,65	35,6	27,55	23,74
PA-6	Kombinasi 2	23,12	9,96	7,71	6,64	40,51	17,45	13,5	11,63
PA-7	Kombinasi 2	4,01	2,51	4,01	2,51	-	-	-	-
PA-8	Kombinasi 2	106,9	46,05	35,63	30,7	169,65	73,08	56,55	48,72
PA-9	Kombinasi 2	17,34	7,47	5,78	4,98	21,83	9,4	7,28	6,27
PA-10	Kombinasi 2	19,42	8,36	6,47	5,58	27,89	12,02	9,3	8,01
PA-11	Kombinasi 3	101,29	58,34	15,9	13,7	105,45	74,99	18,91	16,29
PA-12	Kombinasi 2	110,34	47,53	36,78	31,69	181,23	78,07	60,41	52,04
PA-13	Kombinasi 2	191,04	82,29	63,68	54,86	235,6	101,49	78,53	67,66
PA-14	Kombinasi 2	257,06	110,73	85,69	73,82	271,84	117,1	90,61	78,07
PA-15	Kombinasi 11	107,96	65,85	19,08	16,44	130,73	100,48	27,81	23,96

Tabel 5.30 Rekapitulasi Momen Pelat Struktur *Flat-Slab*

Kode Pelat	Kombinasi Beban	Distribusi Momen (kNm), arah pendek				Distribusi Momen (kNm), arah panjang			
		Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
		Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PA-16	Kombinasi 11	68,94	55,02	6,47	5,58	79,15	65,87	9,3	8,01
PA-17	Kombinasi 2	161,7	69,65	53,9	46,44	217,47	93,68	72,49	62,45
PA-18	Kombinasi 2	99,03	42,66	33,01	28,44	172,17	74,16	57,39	49,44
PA-19	Kombinasi 2	92,84	41,74	30,95	26,66	150,53	64,84	50,18	43,23
PA-20	Kombinasi 3	113,4	56,85	22,7	19,55	116,09	75,32	26,17	22,55
PA-21	Kombinasi 2	126,37	54,44	42,12	36,29	174,3	75,08	58,1	50,06
PA-22	Kombinasi 3	134,45	56,14	33,7	29,03	131,96	78,45	36,41	31,37
PA-23	Kombinasi 2	4,01	2,51	4,01	2,51	-	-	-	-
PA-24	Kombinasi 2	2,26	1,41	2,26	1,41	-	-	-	-
PA-25	Kombinasi 2	2,26	1,41	2,26	1,41	-	-	-	-

Tabel 5.31 Rekapitulasi Penulangan Pelat Struktur *Flat-Slab*

Kode Pelat	Penulangan arah pendek				Penulangan arah panjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PL-1	D19-100	D19-150	D16-250	D16-250	D19-100	D19-150	D16-250	D16-250
PL-2	D19-80	D19-150	D16-150	D16-150	D19-80	D19-150	D16-150	D16-150
PL-3	D19-80	D19-150	D16-200	D16-200	D19-80	D19-150	D16-200	D16-200
PL-4	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250
PL-5	D19-150	D19-300	D16-250	D16-250	D19-150	D19-300	D16-250	D16-250
PL-6	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250
PL-7	D16-250	D16-250	D16-250	D16-250	-	-	-	-
PL-8	D19-80	D19-150	D16-150	D16-200	D19-80	D19-150	D16-150	D16-200
PL-9	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250
PL-10	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250
PL-11	D19-100	D19-150	D16-250	D16-250	D19-100	D19-150	D16-250	D16-250
PL-12	D19-80	D19-150	D16-150	D16-150	D19-80	D19-150	D16-150	D16-150
PL-13	D19-50	D19-100	D16-100	D16-100	D19-50	D19-100	D16-100	D16-100
PL-14	D19-50	D19-100	D16-100	D16-100	D19-50	D19-100	D16-100	D16-100
PL-15	D19-100	D19-100	D16-250	D16-250	D19-100	D19-100	D16-250	D16-250
PL-16	D19-150	D19-200	D16-250	D16-250	D19-150	D19-200	D16-250	D16-250
PL-17	D19-50	D19-150	D16-100	D16-150	D19-50	D19-150	D16-100	D16-150
PL-18	D19-70	D19-150	D16-150	D16-200	D19-70	D19-150	D16-150	D16-200
PL-19	D19-80	D19-200	D16-200	D16-200	D19-80	D19-200	D16-200	D16-200
PL-20	D19-100	D19-150	D16-250	D16-250	D19-100	D19-150	D16-250	D16-250

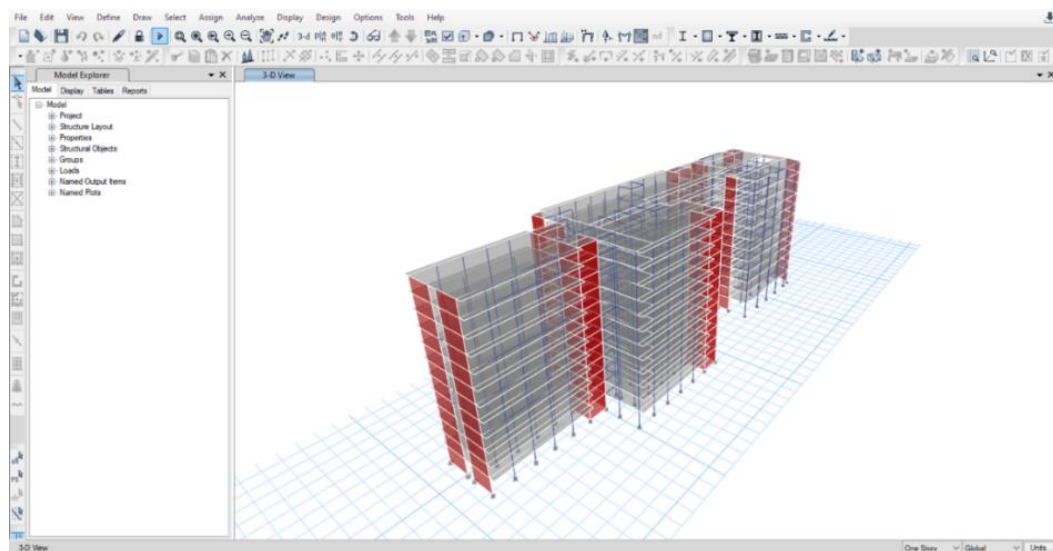
Tabel 5.31 Rekapitulasi Penulangan Pelat Struktur *Flat-Slab*

Kode Pelat	Penulangan arah pendek				Penulangan arah panjang			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif	Negatif	Positif
PL-21	D19-70	D19-150	D16-150	D16-200	D19-70	D19-150	D16-150	D16-200
PL-22	D19-100	D19-150	D16-250	D16-250	D19-100	D19-150	D16-250	D16-250
PL-23	D16-250	D16-250	D16-250	D16-250	-	-	-	-
PL-24	D16-250	D16-250	D16-250	D16-250	-	-	-	-
PL-25	D16-250	D16-250	D16-250	D16-250	-	-	-	-
PK-1	D16-250	-	D16-250	-	-	-	-	-
PK-2	D16-250	-	D16-250	-	-	-	-	-
PA-1	D19-150	D19-200	D16-250	D16-250	D19-150	D19-200	D16-250	D16-250
PA-2	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250
PA-3	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250
PA-4	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250
PA-5	D19-200	D19-350	D16-250	D16-250	D19-200	D19-350	D16-250	D16-250
PA-6	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250
PA-7	D16-250	D16-250	D16-250	D16-250	D16-250	D16-250	D16-250	D16-250
PA-8	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250
PA-9	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250
PA-10	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250	D19-350	D19-350	D16-250	D16-250
PA-11	D19-150	D19-250	D16-250	D16-250	D19-150	D19-250	D16-250	D16-250
PA-12	D19-80	D19-150	D16-250	D16-250	D19-80	D19-150	D16-250	D16-250
PA-13	D19-50	D19-100	D16-150	D16-150	D19-50	D19-100	D16-150	D16-150
PA-14	D19-50	D19-100	D16-150	D16-150	D19-50	D19-100	D16-150	D16-150
PA-15	D19-100	D19-150	D16-250	D16-250	D19-100	D19-150	D16-250	D16-250
PA-16	D19-200	D19-200	D16-250	D16-250	D19-200	D19-200	D16-250	D16-250
PA-17	D19-50	D19-100	D16-150	D16-150	D19-50	D19-100	D16-150	D16-150
PA-18	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250
PA-19	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250
PA-20	D19-150	D19-250	D16-250	D16-250	D19-150	D19-250	D16-250	D16-250
PA-21	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250
PA-22	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250	D19-100	D19-200	D16-250	D16-250
PA-23	D16-250	D16-250	D16-250	D16-250	-	-	-	-
PA-24	D16-250	D16-250	D16-250	D16-250	-	-	-	-
PA-25	D19-250	D19-250	D16-250	D16-250	-	-	-	-

5.5.3 Analisis struktur pada model struktur *flat-slab*

Perencanaan struktur gedung (*flat-slab*) Jogja Apartel dimodelkan sebagai struktur rangka pemikul momen dengan penambahan dinding geser (sistem ganda), sesuai dengan data dari gambar struktural yang ada. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen direncanakan setidaknya 25% dari beban dasar geser nominal dan sisanya dipikul oleh dinding geser. Posisi kolom dan dinding geser dibuat sama seperti pada model struktur dengan pelat konvensional.

Sumbu X merupakan sumbu lemah (arah pendek) bangunan sedangkan sumbu Y merupakan sumbu kuat (arah panjang) bangunan. Permodelan dan analisis struktur dilakukan menggunakan bantuan *software* ETABS seperti terlihat di Gambar 5.35.



Gambar 5.35 Pemodelan Struktur *Flat-Slab* Gedung Jogja Apartel

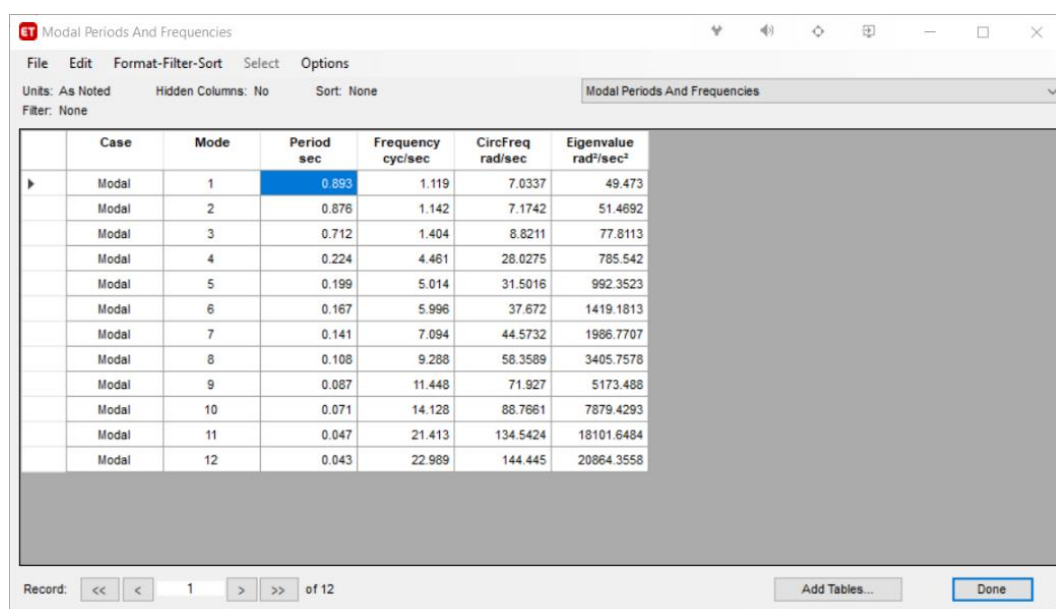
Khusus untuk menentukan momen ultimate pada pelat di lajur kolom, dilakukan penambahan elemen balok *imaginer* pada semua sisi pelat seperti sebagaimana yang telah dijelaskan pada sub sub bab 5.5.2. Penambahan elemen balok *imaginer* pada model struktur *flat-slab* Jogja Apartel bertujuan untuk melakukan pendekatan metode rangka ekuivalen, sehingga momen *ultimate* pelat (pada lajur kolom) yang didapatkan telah mempertimbangkan beban gempa dan struktur secara keseluruhan. Semua ini perlu dilakukan untuk memenuhi konsekuensi pemilihan sistem struktur ganda dinding struktural khusus.

Struktur *flat-slab* tidak seperti struktur pelat konvensional yang memiliki balok pada semua sisinya, sehingga syarat daktilitas tinggi dan syarat *strong column weak beam (SCWB)* perlu dipenuhi pada elemen struktur pelat, khususnya pada setiap daerah lajur kolom. Analisis gaya geser akibat beban gempa dengan mempertimbangkan faktor pembalikan arah dapat dilakukan berdasarkan nilai momen *probable* (M_{pr}) pada setiap lajur kolom, sehingga gaya geser tersebut dapat dijadikan acuan untuk pemeriksaan *punching shear* yang terjadi dan memastikan tebal pelat telah mampu menahan *punching shear* yang terjadi. Pemodelan tambahan berupa balok *imaginer* dapat dilakukan setelah struktur *flat-slab* dipastikan tidak ada perubahan pada elemen struktur lain selama proses desain.

5.5.4 Kontrol analisis struktur pada model struktur *flat-slab*

1. Kontrol periode natural

Periode natural bangunan dapat ditentukan dengan membandingkan periode berdasarkan hasil analisis program dan periode berdasarkan ketentuan SNI 1726: 2013. Periode natural pada model struktur *flat-slab* yang didapatkan berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan program didapatkan sebesar 0,889 detik, seperti yang terlihat di Gambar 5.36.



Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.893	1.119	7.0337	49.473
Modal	2	0.876	1.142	7.1742	51.4692
Modal	3	0.712	1.404	8.8211	77.8113
Modal	4	0.224	4.461	28.0275	785.542
Modal	5	0.199	5.014	31.5016	992.3523
Modal	6	0.167	5.996	37.672	1419.1813
Modal	7	0.141	7.094	44.5732	1986.7707
Modal	8	0.108	9.288	58.3589	3405.7578
Modal	9	0.087	11.448	71.927	5173.488
Modal	10	0.071	14.128	88.7661	7879.4293
Modal	11	0.047	21.413	134.5424	18101.6484
Modal	12	0.043	22.989	144.445	20864.3558

Gambar 5.36 Periode natural hasil analisis struktur menggunakan program ETABS pada struktur gedung *flat-slab* Jogja Apartel

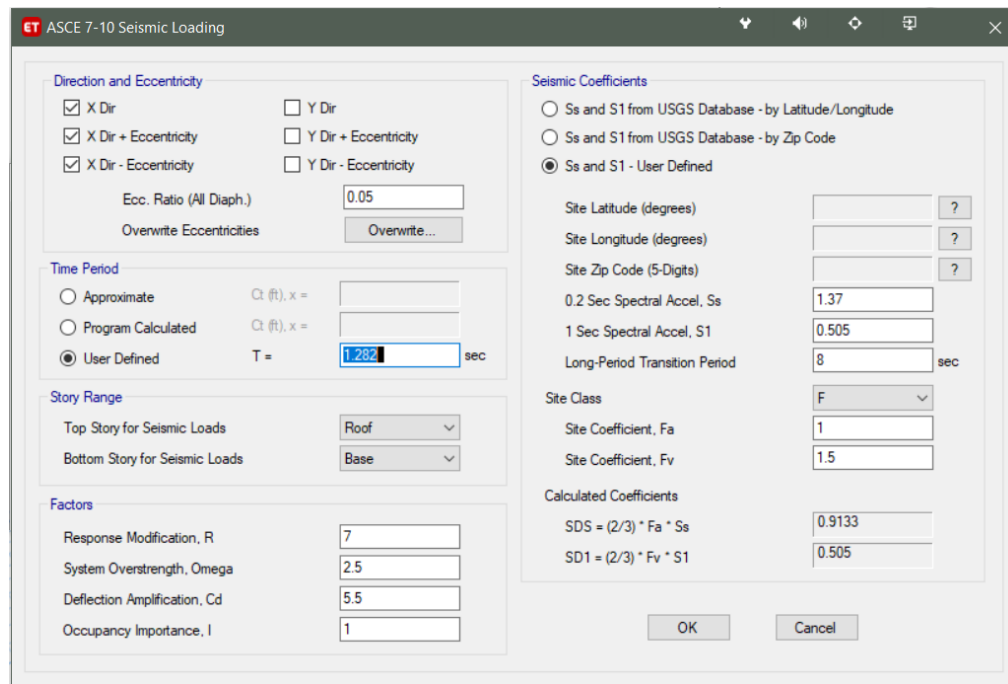
Periode bangunan hasil analisis struktur menggunakan program ETABS (T_c) untuk struktur gedung *flat-slab* Jogja Apartel didapat sebesar 0,893 detik. Periode minimum (T_a) ditentukan berdasarkan tinggi bangunan (h_n) yaitu setinggi 39,75 m, dan tipe struktur yang digunakan (C_t). Nilai C_t dan x ditentukan berdasarkan Tabel 15 SNI 1726:2012, yaitu 0,0466 dan 0,9. Nilai periode minimum struktur gedung *flat-slab* Jogja Apartel dapat dihitung sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \cdot h_n^x \\ T_a &= 0,0466 \cdot 39,75^{0,9} \\ T_a &= 1,282 \text{ detik} \end{aligned}$$

Nilai periode maksimum bangunan ditentukan berdasarkan koefisien batas atas periode yang dihitung (C_u). Nilai C_u dapat ditentukan berdasarkan Tabel 14 SNI 1726:2012 dengan mengacu pada nilai S_{DI} . Nilai periode maksimum struktur gedung *flat-slab* Jogja Apartel dapat dihitung seperti berikut ini.

$$\begin{aligned} T_{maks} &= C_u \cdot T_a \\ T_{maks} &= 1,4 \cdot 1,282 \\ T_{maks} &= 1,795 \text{ detik} \end{aligned}$$

Periode natural bangunan yang digunakan adalah periode natural minimum yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012, yaitu sebesar 1,282 detik. Karena nilai periode natural bangunan yang didapatkan berdasarkan analisa struktur menggunakan program ETABS didapatkan kurang dari batas minimum yang ditentukan oleh SNI 1726:2012. Nilai periode tersebut *diinput*-kan pada *Load Patern* dalam software analisis struktur ETABS sebagaimana seperti pada Gambar 5.37.



Gambar 5.37 Input Periode Natural Yang Digunakan Pada Model Struktur Flat-Slab Gedung Jogja Apartel.

2. Kontrol gaya geser dasar

Nilai gaya geser dinamik ($V_{dinamik}$) berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, harus lebih besar dari 85% gaya geser statik (V_{statik}). Nilai V_{statik} didapatkan berdasarkan nilai koefisien respons seismik (C_s) dan berat efektif bangunan ($W_{bangunan}$). Sedangkan gaya geser dinamik ($V_{dinamik}$) didapatkan dengan cara mendefinisikan fungsi respons spektrum pada program analisis struktur ETABS. Nilai gaya geser dinamik ($V_{dinamik}$) dan gaya geser statik (V_{statik}) struktur gedung *flat-slab* Jogja Apartel dapat dilihat pada Gambar 5.38.

	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		20053.8973	1901.4278	316.9885	51611.0535	525531.9878	762580.7725
	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		1911.5849	21895.0973	97.1549	573652.3759	42313.4378	100399.387
	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	0	-557650.0061	689157.0566
	EX Static	LinStatic	Step By Step	3	-19381.3345	0	0	-5.024E-07	-557650.0061	466088.7916
	EY Static	LinStatic	Step By Step	1	0	-19381.3345	0	557650.0061	-6.692E-07	10443.8224
	EY Static	LinStatic	Step By Step	2	0	-19381.3345	0	557650.0061	-6.023E-07	-21341.0164
	EY Static	LinStatic	Step By Step	3	0	-19381.3345	0	557650.0061	-7.358E-07	42228.6611

**Gambar 5.38 Gaya Geser Dinamik ($V_{dinamik}$) Dan Gaya Geser Statik (V_{statik})
Model Struktur *Flat-Slab* Gedung Jogja Apartel**

Kontrol gaya geser dinamik dan gaya geser statik dapat dilihat pada Tabel 5.32 sebagaimana berikut ini.

Tabel 5.32 Kontrol *Base Shear* Pada Model Struktur *Flat-Slab*

Gaya Lateral	Arah X	Arah Y	Satuan
V_{statik}	19381	19381	kN
$V_{dinamik}$	20054	21895	kN
$V_{dinamik}/V_{statik}$	1,0347	1,1162	
Status	Memenuhi	Memenuhi	

Hasil kontrol gaya geser dasar telah menunjukkan bahwa gaya geser dinamik ($V_{dinamik}$) telah lebih besar dari 85% gaya geser statik (V_{statik}), sehingga tidak diperlukan faktor skala.

- Kontrol kestabilan model struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel
Penentuan simpangan antarantai berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.6 didapat menggunakan persamaan sebagaimana berikut ini.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_w}{I}$$

keterangan,

δ_x : defleksi pusat massa di tingkat- x

C_d : faktor amplifikasi defleksi,

I : faktor keutamaan gempa,

δ_w : defleksi pada lokasi yang disyaratkan (analisis elastik)
pada tingkat- x

Nilai C_d dan I telah diperoleh pada sub bab 5.2.3, yaitu sebesar 5,5 dan 1. Nilai defleksi berdasarkan analisis elastik (δ_w) dapat diperoleh dari hasil analisis program ETABS terlihat di Gambar 5.39 dan Gambar 5.40.

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Ux mm	Uy mm	Uz mm	Rx rad
Roof	107	2488	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	19.948	3.535	0.13	8.6E-05
Level 12 B	107	2272	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	18.068	3.216	0.128	9.9E-05
Level 12 A	107	2056	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	16.113	2.88	0.125	0.000101
Level 11	107	1840	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	14.109	2.534	0.119	0.000104
Level 10	107	1624	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	12.075	2.181	0.111	0.000105
Level 9	107	1408	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	10.045	1.826	0.101	0.000104
Level 8	107	1192	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	8.063	1.478	0.088	0.000101
Level 7	107	976	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	6.179	1.145	0.074	9.6E-05
Level 6	107	760	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	4.449	0.837	0.062	9E-05
Level 5	107	544	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	2.896	0.556	0.049	7.9E-05
Level 3_Str	107	316	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	1.591	0.316	0.035	6.5E-05
Level 2_Str	107	315	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	0.606	0.126	0.02	4.9E-05
Base	107	2704	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	0	0	0	0

Gambar 5.39 Nilai Defleksi (Analisis Elastik) Arah X Struktur Flat-Slab

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Ux mm	Uy mm	Uz mm	Rx rad
Roof	107	2488	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	2.807	22.491	0.06	0.000507
Level 12 B	107	2272	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	2.569	20.615	0.059	0.000587
Level 12 A	107	2056	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	2.317	18.589	0.057	0.000619
Level 11	107	1840	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	2.053	16.472	0.054	0.000644
Level 10	107	1624	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	1.779	14.287	0.05	0.000659
Level 9	107	1408	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	1.501	12.07	0.045	0.00066
Level 8	107	1192	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	1.223	9.889	0.039	0.000647
Level 7	107	976	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	0.952	7.726	0.032	0.000619
Level 6	107	760	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	0.697	5.726	0.026	0.000587
Level 5	107	544	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	0.463	3.871	0.021	0.00053
Level 3_Str	107	316	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	0.26	2.239	0.014	0.000449
Level 2_Str	107	315	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	0.101	0.908	0.008	0.000351
Base	107	2704	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	0	0	0	0

Gambar 5.40 Nilai Defleksi (Analisis Elastik) Arah Y Struktur Flat-Slab

Rekapitulasi nilai defleksi pusat massa pada setiap tingkat (δ_x) dapat dilihat pada Tabel 5.33 sebagaimana berikut ini.

Tabel 5.33 Rekapitulasi Nilai Defleksi Pusat Massa (δ_x) Gedung Flat-Slab

Lantai	$\delta_w Ex$ (mm)	$\delta_w Ey$ (mm)	$\delta_x Ex$ (mm)	$\delta_x Ey$ (mm)
Atap	19,20	22,16	105,59	121,88
Lantai 11	17,40	20,27	95,67	111,47
Lantai 10	15,53	18,25	85,42	100,39
Lantai 9	13,62	16,16	74,93	88,88
Lantai 8	11,69	14,01	64,29	77,06
Lantai 7	9,75	11,83	53,64	65,09
Lantai 6	7,85	9,67	43,16	53,20
Lantai 5	6,02	7,57	33,10	41,63
Lantai 4	4,31	5,58	23,72	30,66
Lantai 3	2,79	3,75	15,35	20,62
Lantai 2	1,52	2,16	8,34	11,89
Lantai 1	0,57	0,88	3,12	4,86

Setelah mendapatkan nilai defleksi pusat massa (δ_x) di setiap lantai, maka dapat dilakukan pemeriksaan kestabilan struktur dengan menghitung koefisien stabilitas (θ) menggunakan persamaan sebagaimana berikut ini.

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

dengan,

P_x : beban desain vertika total pada dan diatas tingkat x, kN

V_x : gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x-1

I_e : faktor keutamaan gempa

Δ : simpangan antar lantai tingkat, mm

h_{sx} : tinggi tingkat di bawah tingkat x, mm

C_d : faktor pembesaran defleksi

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi koefisien stabilitas maksimum (θ_{maks}) yang telah ditentukan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.7 SNI 1726:2012 sebagaimana berikut ini.

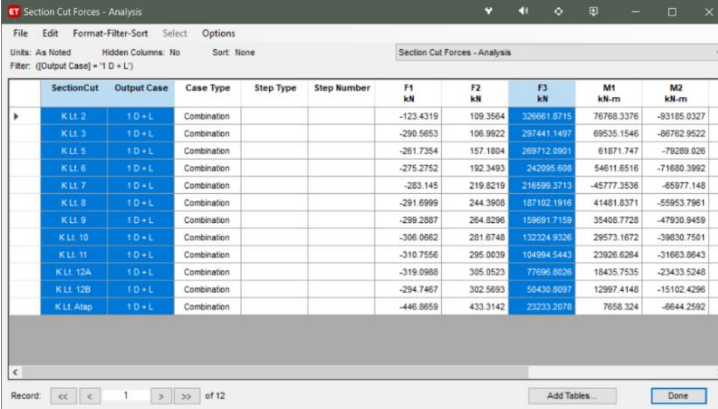
$$\theta_{maks} = \frac{0,5}{\beta \cdot C_d} \leq 0,25$$

$$\theta_{maks} = \frac{0,5}{1 \cdot 5,5} \leq 0,25$$

$$\theta_{maks} = 0,091 \leq 0,25$$

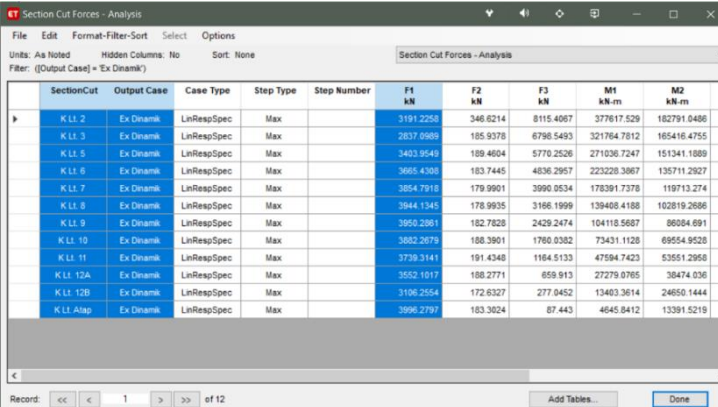
$$\theta_{maks} = 0,091$$

Nilai P_x dan V_x dapat diperoleh dengan menggunakan bantuan fitur *section cut* pada program analisis struktur ETABS terlihat di Gambar 5.41, Gambar 5.42 dan Gambar 5.43.



SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN.m	M2 kN.m
K.LL. 2	1 D + L	Combination			-123.4319	109.3564	326661.8715	76768.3376	-53185.0327
K.LL. 3	1 D + L	Combination			-290.5653	106.9922	237441.1497	69535.1546	-86762.9522
K.LL. 5	1 D + L	Combination			-261.7354	157.1804	269772.9901	61871.747	-79289.026
K.LL. 6	1 D + L	Combination			-275.2752	192.3493	242095.606	54611.6516	-71680.3992
K.LL. 7	1 D + L	Combination			-283.145	219.6219	216599.3713	-45777.3536	-65977.146
K.LL. 8	1 D + L	Combination			-291.6999	244.3906	187102.1916	41481.8371	-55953.7961
K.LL. 9	1 D + L	Combination			-299.2087	264.8296	159691.7159	35408.7728	-47930.9459
K.LL. 10	1 D + L	Combination			-306.0862	281.6748	132324.9308	29573.1672	-39830.7501
K.LL. 11	1 D + L	Combination			-310.7556	295.0039	104994.5443	23926.6284	-31663.8643
K.LL. 12A	1 D + L	Combination			-319.0988	305.0523	77696.8036	18435.7535	-23433.5248
K.LL. 12B	1 D + L	Combination			-294.7467	302.5693	59430.8097	12997.4148	-15102.4296
K.LL. Alap	1 D + L	Combination			-446.8659	433.3142	23233.2075	7658.324	-8644.2592

Gambar 5.41 Nilai P_x Model Struktur *Flat-Slab*



SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN.m	M2 kN.m
K.LL. 2	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		3191.2258	346.6214	8115.4067	377617.529	162791.0486
K.LL. 3	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		2637.0989	165.9378	6796.5493	321764.7812	165416.4755
K.LL. 5	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		3403.9549	189.4604	5770.2526	271036.7247	151341.1089
K.LL. 6	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		3665.4306	183.7445	4836.2957	223228.3867	135711.2927
K.LL. 7	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		3854.7919	179.9901	3990.0534	178391.7378	119713.274
K.LL. 8	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		3944.1345	178.9935	3186.1999	139468.4188	102819.2686
K.LL. 9	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		3950.2961	182.7828	2429.2474	104116.5687	86084.691
K.LL. 10	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		3882.2679	188.3901	1780.0382	73431.1128	69554.9526
K.LL. 11	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		3739.3141	191.4348	1164.5133	47594.7423	53551.2956
K.LL. 12A	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		3552.1917	188.2771	859.913	27279.0765	38474.036
K.LL. 12B	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		3196.2554	172.6327	277.0452	13463.3614	24650.1444
K.LL. Alap	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		3996.2797	183.3024	87.443	4645.8412	13391.5219

Gambar 5.42 Nilai V_x Arah X Model Struktur *Flat-Slab*

SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN-m	M2 kN-m
K.Ll. 2	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		371.6855	3902.4364	2941.6733	150229.1164	29867.3991
K.Ll. 3	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		287.1092	2852.8793	2614.3581	129050.77	25503.8132
K.Ll. 5	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		325.9246	3488.5291	2372.5048	112297.5062	22244.213
K.Ll. 6	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		335.8699	3752.333	2146.5941	95261.9781	19239.2109
K.Ll. 7	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		340.1782	3690.6235	1919.9375	79206.4288	16332.5158
K.Ll. 8	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		339.8727	4052.725	1651.468	64299.5319	13520.6862
K.Ll. 9	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		337.164	4072.1525	1384.6333	50462.0033	10800.8097
K.Ll. 10	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		331.0541	4011.8111	1111.6201	37789.9566	8216.1228
K.Ll. 11	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		320.0436	3972.973	838.0102	26431.5266	5818.1449
K.Ll. 12A	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		303.0728	3671.0805	569.487	16676.6937	3689.2581
K.Ll. 12B	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		268.2252	3301.7184	310.6572	9028.2763	1959.2018
K.Ll. Atap	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		304.6946	3966.8392	130.8526	5107.2245	874.9553

Gambar 5.43 Nilai V_x Arah Y Model Struktur *Flat-Slab*

Rekapitulasi hasil perhitungan serta pemeriksaan syarat koefisien stabilitas pada struktur *flat-slab* dapat dilihat pada Tabel 5.34.

Tabel 5.34 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Dan Pemeriksaan Stabilitas (θ) Model Struktur *Flat-Slab* Gedung Jogja Apartel

Lantai	$\delta_x Ex$ (mm)	$\delta_x Ey$ (mm)	ΔEx (mm)	ΔEy (mm)	hsx	θEx	θEy	θ_{maks}	Status $\theta \leq \theta_{maks}$
Atap	105,59	121,88	9,92	10,41	3250	0,0032	0,0034	0,0909	Stabil
Lantai 11	95,67	111,47	10,25	11,08	3250	0,0093	0,0095	0,0909	Stabil
Lantai 10	85,42	100,39	10,49	11,51	3250	0,0128	0,0136	0,0909	Stabil
Lantai 9	74,93	88,88	10,64	11,83	3250	0,0167	0,0179	0,0909	Stabil
Lantai 8	64,29	77,06	10,65	11,97	3250	0,0203	0,0221	0,0909	Stabil
Lantai 7	53,64	65,09	10,48	11,89	3250	0,0237	0,0261	0,0909	Stabil
Lantai 6	43,16	53,20	10,06	11,57	3250	0,0267	0,0299	0,0909	Stabil
Lantai 5	33,10	41,63	9,38	10,97	3250	0,0295	0,0336	0,0909	Stabil
Lantai 4	23,72	30,66	8,38	10,04	3250	0,0310	0,0362	0,0909	Stabil
Lantai 3	15,35	20,62	7,01	8,73	3250	0,0311	0,0378	0,0909	Stabil
Lantai 2	8,34	11,89	5,22	7,02	3250	0,0306	0,0410	0,0909	Stabil
Lantai 1	3,12	4,86	3,12	4,86	4000	0,0145	0,0185	0,0909	Stabil

4. Kontrol sistem ganda struktur gedung *flat-slab*

Sistem rangka pemikul momen harus memikul paling sedikit 25% beban geser nominal yang bekerja pada model struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel. Pemeriksaan persentase antara *base shears* yang dihasilkan oleh SRPM dan *shear wall* adalah terlihat di Tabel 5.35 berikut ini.

Tabel 5.35 Kontrol sistem struktur ganda pada model struktur *flat-slab*

Uraian	Fx		Fy	
	SRPM	Shear Wall	SRPM	Shear Wall
Gaya geser dasar akibat gempa (kN)	7040,89	13013,11	5519,66	16375,34
Total gaya geser dasar akibat gempa (kN)	20054		21895	
Persentase	35,11%	64,89%	25,21%	74,79%
Status	Memenuhi		Memenuhi	

5. Kontrol partisipasi massa struktur *flat-slab*

SNI 1726:2012 Pasal 7.9.1 mengharuskan analisis untuk menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah yang tinjau oleh model. Gambar 5.44 berikut ini menunjukkan jumlah ragam dari hasil analisis struktur pada model struktur *flat-slab* menggunakan program ETABS.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.893	0.6121	0.017	1.812E-05	0.6121	0.017	1.812E-05	0.001
Modal	2	0.876	0.0074	0.6785	3.769E-06	0.6195	0.6955	2.189E-05	0.0302
Modal	3	0.712	0.0663	0.0134	9.944E-06	0.6858	0.7089	3.183E-05	0.0007
Modal	4	0.224	0.003	0.183	1.565E-06	0.6888	0.8918	3.34E-05	0.0391
Modal	5	0.199	0.1816	0.0027	0.0002	0.8704	0.8945	0.0002	0.0001
Modal	6	0.167	0.0039	0.0019	0.0004	0.8743	0.8964	0.0006	0.0015
Modal	7	0.141	0.0004	2.946E-06	0.0369	0.8747	0.8964	0.0375	0.0307
Modal	8	0.108	0.0006	0.0527	0.0001	0.8753	0.9491	0.0376	0.0159
Modal	9	0.087	0.0651	0.0007	0.0008	0.9404	0.9498	0.0383	0.0001
Modal	10	0.071	0.0006	0.0247	0.0019	0.941	0.9745	0.0403	0.001
Modal	11	0.047	0.042	0.0051	0.0038	0.9829	0.9796	0.044	0.0086
Modal	12	0.043	0.0085	0.0184	0.0016	0.9914	0.998	0.0457	0.0173

Gambar 5.44 Jumlah respon ragam struktur *flat-slab*

Gambar 5.44 menunjukkan bahwa *mode shape* 9, syarat partisipasi massa pada model struktur eksistin Gedung Jogja Apartel telah dipenuhi.

6. Kontrol ketidakberaturan horizontal model struktur *flat-slab*

Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel mengacu pada Tabel 10 SNI 1726:2012. Detail pemeriksaan ketidakberaturan horizontal pada struktur gedung *flat-slab* adalah sebagaimana berikut ini.

a. Ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih (1a dan 1b)

Pemeriksaan ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih dapat diketahui berdasarkan nilai rasio simpang antar tingkat dengan rerata simpang yang dilakukan dengan menggunakan program ETABS terlihat di Gambar 5.45 dan Gambar 5.46.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Roof	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	X	3.295	2.378	1.386
Level 12 B	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	X	3.368	1.684	2
Level 12 A	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	X	3.414	1.707	2
Level 11	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	X	3.429	1.714	2
Level 10	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	X	3.394	1.697	2
Level 9	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	X	3.299	1.649	2
Level 8	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	X	3.113	1.568	2
Level 7	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.879	1.439	2
Level 6	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.534	1.267	2
Level 5	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	X	2.085	1.642	2
Level 3_Sr	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	X	1.519	0.76	2
Level 2_Sr	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max	X	0.876	0.697	1.256

Gambar 5.45 *Story max over average drifts* arah X struktur *flat-slab*

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Roof	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	Y	2.144	2.014	1.064
Level 12 B	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	Y	2.233	1.117	2
Level 12 A	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	Y	2.322	1.161	2
Level 11	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	Y	2.385	1.192	2
Level 10	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	Y	2.41	1.205	2
Level 9	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	Y	2.39	1.195	2
Level 8	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	Y	2.318	1.159	2
Level 7	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	Y	2.19	1.095	2
Level 6	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	Y	1.997	0.999	2
Level 5	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	Y	1.729	0.865	2
Level 3_Sr	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	Y	1.379	0.689	2
Level 2_Sr	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max	Y	0.957	0.916	1.044

Gambar 5.46 *Story max over average drifts* arah Y struktur *flat-slab*

Berdasarkan Gambar 5.19 dan Gambar 5.20, model struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebih. Ketidakberaturan tersebut diakibatkan nilai *story max over average drifts* memiliki nilai lebih dari 2 pada hampir setiap tingkat.

- b. Ketidakberaturan sudut dalam (2)
- c. Model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan sudut dalam, karena seperti terlihat di denah pada Lampiran, bentuk bangunan pada arah pendek bangunan memiliki bentuk yang lebih ramping ke arah dalam sebesar 17 m dari 30,7 m panjangnya, dimana nilai tersebut sudah melebihi 15%.
- d. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma (3)

Pemeriksaan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dilakukan dengan cara menghitung luas total diafragma, kemudian membaginya dengan luas *void* yang ada pada struktur *flat-slab* gedung Jogja Apartel. Perhitungan tersebut adalah sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \text{Luas total} &= 3576,55 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas bukaan (void)} &= 1324,30 \text{ m}^2 \\
 \text{Diskontinuitas diafragma} &= \frac{\text{Luas bukaan}}{\text{Luas total}} \cdot 100\% > 50\% \\
 &= \frac{1324,30}{3576,55} \cdot 100\% > 50\% \\
 &= 37,02\% < 50\%
 \end{aligned}$$

Berdasarkan pemeriksaan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, maka dapat disimpulkan bahwa pada model struktur *flat-slab* pada Gedung Jogja Apartel tidak memiliki ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

- e. Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang (4)
- Model struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel tidak memiliki ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang. Karena setiap elemen struktur vertikal yaitu kolom dan shear wall tegak lurus mulai dari tingkat 1 hingga atap.

f. Ketidakberaturan sistem nonpararel (5)

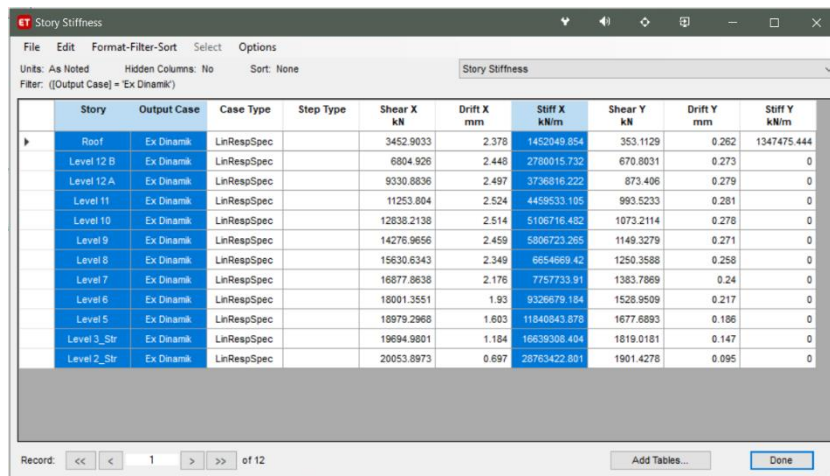
Model struktur *flat-slab* gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan sistem nonpararel, karena memiliki elemen struktur yang tidak pararel dengan sumbu tinjauan Utama yaitu elemen struktur SW-2 (*shear wall* tipikal 2).

7. Kontrol ketidakberaturan vertikal model struktur gedung *flat-slab*

Pemeriksaan ketidakberaturan vertikal pada model struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel mengacu pada Tabel 11 SNI 1726:2012. Detail pemeriksaan ketidakberaturan vertikal pada struktur gedung *flat-slab* adalah sebagaimana berikut ini.

a. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan (1a dan 1b)

Nilai kekakuan setiap lantai (*story stiffness*) dapat dihitung dengan menggunakan bantuan *software* ETABS sebagaimana seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.47 dan Gambar 5.48.



Story	Output Case	Case Type	Step Type	Shear X kN	Drift X mm	Stiff X kN/m	Shear Y kN	Drift Y mm	Stiff Y kN/m
Roof	Ex Dinamik	LinRespSpec		3452.9033	2.378	1452049.854	353.1129	0.262	1347475.444
Level 12 B	Ex Dinamik	LinRespSpec		6804.926	2.448	2780015.732	670.8031	0.273	0
Level 12 A	Ex Dinamik	LinRespSpec		9330.8836	2.497	3736816.222	873.406	0.279	0
Level 11	Ex Dinamik	LinRespSpec		11253.804	2.524	4459533.105	993.5233	0.281	0
Level 10	Ex Dinamik	LinRespSpec		12838.2138	2.514	5106716.492	1073.2114	0.278	0
Level 9	Ex Dinamik	LinRespSpec		14276.9656	2.459	5806723.265	1149.3279	0.271	0
Level 8	Ex Dinamik	LinRespSpec		15630.6343	2.349	6654669.42	1250.3588	0.258	0
Level 7	Ex Dinamik	LinRespSpec		16877.8638	2.176	7757733.91	1383.7869	0.24	0
Level 6	Ex Dinamik	LinRespSpec		18001.3551	1.93	9326679.194	1528.9509	0.217	0
Level 5	Ex Dinamik	LinRespSpec		18979.2968	1.603	11840543.876	1677.6893	0.186	0
Level 3_Str	Ex Dinamik	LinRespSpec		19694.9801	1.184	16839208.404	1819.0181	0.147	0
Level 2_Str	Ex Dinamik	LinRespSpec		20053.8973	0.697	28763422.891	1901.4278	0.095	0

Gambar 5.47 Story Stiffness Arah X Struktur Flat-Slab

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Shear X kN	Drift X mm	Stiff X kN/m	Shear Y kN	Drift Y mm	Stiff Y kN/m
Roof	Ey Dinamik	LinRespSpec		373.1314	0.386	967815.031	3569.7324	2.01	1775761.691
Level 12 B	Ey Dinamik	LinRespSpec		692.8352	0.402	0	7159.0453	2.121	3375265.104
Level 12 A	Ey Dinamik	LinRespSpec		886.6964	0.416	0	9956.3464	2.21	4505396.982
Level 11	Ey Dinamik	LinRespSpec		1000.5441	0.424	0	12163.4224	2.27	5358051.426
Level 10	Ey Dinamik	LinRespSpec		1081.3776	0.426	0	14005.4052	2.294	6105695.617
Level 9	Ey Dinamik	LinRespSpec		1160.4744	0.421	0	15622.9951	2.275	6867972.411
Level 8	Ey Dinamik	LinRespSpec		1261.4648	0.406	0	17079.0853	2.207	7737047.13
Level 7	Ey Dinamik	LinRespSpec		1399.0903	0.381	0	18413.9021	2.086	8826513.188
Level 6	Ey Dinamik	LinRespSpec		1557.5763	0.344	0	19630.2022	1.904	10308788.142
Level 5	Ey Dinamik	LinRespSpec		1702.191	0.291	0	20667.848	1.65	12523773.48
Level 3_Str	Ey Dinamik	LinRespSpec		1809.8723	0.221	0	21454.97	1.308	16398754.939
Level 2_Str	Ey Dinamik	LinRespSpec		1911.5849	0.133	0	21895.0973	0.916	23902024.785

Gambar 5.48 Story Stiffness Arah Y Struktur Flat-Slab

Pemeriksaan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan tingkat lunak berlebihan dilakukan sebagaimana seperti yang dapat dilihat pada Tabel 5.36 dan Tabel 5.37 berikut ini.

Tabel 5.36 Kontrol Ketidakberaturan Vertikal Kekakuan Tingkat Lunak Dan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih Arah X Struktur Flat-Slab

Lantai	Kekakuan (kN/m)	kekakuan tingkat lunak (1a)			kekakuan tingkat lunak berlebih (1b)		
		70% 1 tingkat diatas (kN/m)	80% rerata 3 tingkat diatas (kN/m)	Status	60% 1 tingkat diatas (kN/m)	70% rerata 3 tingkat diatas (kN/m)	Status
Atap	1452050	0	0	Regular	0	0	Regular
Tingkat 11	2780016	1016435	1452050	Regular	871230	1016435	Regular
Tingkat 10	3736816	1946011	2116033	Regular	1668009	1481223	Regular
Tingkat 9	4459533	2615771	2656294	Regular	2242090	1859406	Regular
Tingkat 8	5106716	3121673	3658788	Regular	2675720	2561152	Regular
Tingkat 7	5806723	3574702	4434355	Regular	3064030	3104049	Regular
Tingkat 6	6654669	4064706	5124324	Regular	3484034	3587027	Regular
Tingkat 5	7757734	4658269	5856036	Regular	3992802	4099225	Regular
Tingkat 4	9326679	5430414	6739709	Regular	4654640	4717796	Regular
Tingkat 3	11840844	6528675	7913028	Regular	5596008	5539119	Regular
Tingkat 2	16639308	8288591	9641752	Regular	7104506	6749227	Regular
Tingkat 1	28763423	11647516	10081822	Regular	9983585	8821594	Regular

Tabel 5.37 Kontrol Ketidakberaturan Vertikal Kekakuan Tingkat Lunak Dan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih Arah Y Struktur *Flat-Slab*

Lantai	Kekakuan (kN/m)	kekakuan tingkat lunak (1a)			kekakuan tingkat lunak berlebih (1b)		
		70% 1 tingkat diatas (kN/m)	80% rerata 3 tingkat diatas (kN/m)	Status	60% 1 tingkat diatas (kN/m)	70% rerata 3 tingkat diatas (kN/m)	Status
Atap	1775792	0	0	<i>Regular</i>	0	0	<i>Regular</i>
Tingkat 11	3375265	1243054	1420633	<i>Irregular</i>	1065475	1243054	<i>Irregular</i>
Tingkat 10	4505397	2362686	2060423	<i>Irregular</i>	2025159	1802870	<i>Irregular</i>
Tingkat 9	5358051	3153778	2575054	<i>Irregular</i>	2703238	2253173	<i>Irregular</i>
Tingkat 8	6105696	3750636	3530324	<i>Irregular</i>	3214831	3089033	<i>Irregular</i>
Tingkat 7	6867972	4273987	4258438	<i>Irregular</i>	3663417	3726134	<i>Irregular</i>
Tingkat 6	7737047	4807581	4888459	<i>Irregular</i>	4120783	4277401	<i>Irregular</i>
Tingkat 5	8826513	5415933	5522857	<i>Irregular</i>	4642228	4832500	<i>Irregular</i>
Tingkat 4	10308788	6178559	6248409	<i>Irregular</i>	5295908	5467358	<i>Irregular</i>
Tingkat 3	12523773	7216152	7165960	<i>Irregular</i>	6185273	6270215	<i>Irregular</i>
Tingkat 2	16398755	8766641	8442420	<i>Irregular</i>	7514264	7387117	<i>Irregular</i>
Tingkat 1	23902025	11479128	10461684	<i>Irregular</i>	9839253	9153974	<i>Irregular</i>

Berdasarkan Tabel 5.56 dan Tabel 5.57, struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan vertikal kekakuan tingkat lunak (1a) dan ketidakberaturan vertikal kekakuan tingkat lunak berlebih (1b).

b. Ketidakberaturan berat (massa) (2)

Pemeriksaan ketidakberaturan berat (massa) dilakukan menggunakan dengan bantuan *software* ETABS dengan memanfaatkan fitur *display table* kemudian memilih “*mass summary by story*” seperti terlihat di Gambar 5.49 berikut ini.

Story	UX kg	UY kg	UZ kg
Roof	2387169.02	2387169.02	2387169.02
Level 12 B	2966158.86	2966158.86	2966158.86
Level 12 A	2966158.86	2966158.86	2966158.86
Level 11	2966158.86	2966158.86	2966158.86
Level 10	2966158.86	2966158.86	2966158.86
Level 9	2966158.86	2966158.86	2966158.86
Level 8	2966158.86	2966158.86	2966158.86
Level 7	2966158.86	2966158.86	2966158.86
Level 6	2966158.86	2966158.86	2966158.86
Level 5	2966158.86	2966158.86	2966158.86
Level 3_Str	2966158.86	2966158.86	2966158.86
Level 2_Str	3071498.95	3071498.95	3071498.95
Base	561813.84	561813.84	561813.84

Gambar 5.49 Mass Summary By Story Struktur Flat-Slab

Ketidakteraturan berat (massa) tidak terjadi pada struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel seperti yang dapat dilihat pada Tabel 5.38.

Tabel 5.38 Kontrol Ketidakteraturan Berat (Massa) Struktur Flat-Slab

Lantai	Berat per lantai (Ton)	150% 1 tingkat diatas (Ton)	150% 1 tingkat dibawah (Ton)	Status
Atap	2387,17	-	4449,24	Regular
Tingkat 11	2966,16	3580,75	4449,24	Regular
Tingkat 10	2966,16	4449,24	4449,24	Regular
Tingkat 9	2966,16	4449,24	4449,24	Regular
Tingkat 8	2966,16	4449,24	4449,24	Regular
Tingkat 7	2966,16	4449,24	4449,24	Regular
Tingkat 6	2966,16	4449,24	4449,24	Regular
Tingkat 5	2966,16	4449,24	4449,24	Regular
Tingkat 4	2966,16	4449,24	4449,24	Regular
Tingkat 3	2966,16	4449,24	4449,24	Regular
Tingkat 2	2966,16	4449,24	4607,25	Regular
Tingkat 1	3071,50	4449,24	-	Regular

c. Ketidakteraturan geometri vertikal (3)

Tidak ada ketidakteraturan geometri vertikal pada struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel.

- d. Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal (4)

Tidak ada diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal.

- e. Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan (5a dan 5b)

Tidak ada diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat dan diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebihan.

8. Konsekuensi ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal pada struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel

Mengacu pada Pasal 7.3.2.1 dan Pasal 7.3.2.2 SNI 1726:2012, struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan horizontal 1a (ketidakberaturan torsi), ketidakberaturan horizontal 1b (ketidakberaturan torsi berlebih), ketidakberaturan horizontal 2 (ketidakberaturan sudut dalam), ketidakberaturan horizontal 5 (ketidakberaturan sistem nonpararel), ketidakberaturan vertikal 1a (ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak) dan ketidakberaturan vertikal 1b (ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebih). Karena itu ada beberapa Pasal referensi dan persyaratan khusus yang perlu diperhatikan sesuai dengan Tabel 10 dan Tabel 11 SNI 1726:2012, yaitu Tabel 13, Pasal 7.3.3.4, Pasal 7.5.3, Pasal 7.7.3, Pasal 7.8.4.3, Pasal 7.12.1 dan Pasal 12.2.2 SNI 1726:2012. Berikut ini adalah beberapa hal yang merupakan konsekuensi akibat adanya ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel pada penelitian ini.

- a. Prosedur analisis yang boleh digunakan

Prosedur analisis yang digunakan dalam penelitian ini adalah analisis spektrum respons ragam. Struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel berdasarkan Tabel 13 SNI 1726:2012, prosedur analisis yang diizinkan adalah analisis spektrum respons ragam dan prosedur respons riwayat waktu seismik. Sedangkan untuk analisis gaya lateral ekuivalen tidak

diperbolehkan, karena struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan horizontal 2 dan ketidakberaturan horizontal 5. Dengan begitu, rosedur analisis struktur *flat-slab* gedung Jogja Apartel pada penelitian ini telah memenuhi ketentuan SNI 1726:2012.

b. Pembesaran momen torsi tak terduga

Struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel memiliki ketidakberaturan horizontal 1a dan ketidakberaturan horisnotal 1b. Karena itu, perlu dilakukan pembesaran momen torsi tak terduga sebagaimana seperti pada Pasal 7.8.4.3 SNI 1726:2012. Persamaan untuk menghitung nilai pembesaran momen torsi tak terduga adalah sebagaimana berikut ini.

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

Keterangan:

δ_{max} = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm)

δ_{avg} = rerata perpindahan di titik-titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan $A_x = 1$ (mm)

Hasil perhitungan faktor pembesaran momen torsi (A_x) kemudian ditambahkan dengan 5%, sesuai dengan Pasal 7.8.4.2 SNI 1726:2012. Perhitungan besar nilai eksentrisitas akibat pembesaran momen torsi tak terduga adalah terlihat di Tabel 5.39 dan Tabel 5.40.

Tabel 5.39 Perhitungan Eksentrisitas Pembesaran Torsi Tak Terduga Struktur *Flat-Slab* Gedung Jogja Apartel Arah X

Lantai	$\delta_{max} / \delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
Atap	1,38	1,33	6,7%	7,93
Tingkat 11	2,00	2,77	13,9%	16,52
Tingkat 10	2,00	2,77	13,9%	16,52
Tingkat 9	2,00	2,77	13,9%	16,52
Tingkat 8	2,00	2,77	13,9%	16,52
Tingkat 7	2,00	2,77	13,9%	16,52
Tingkat 6	2,00	2,77	13,9%	16,52

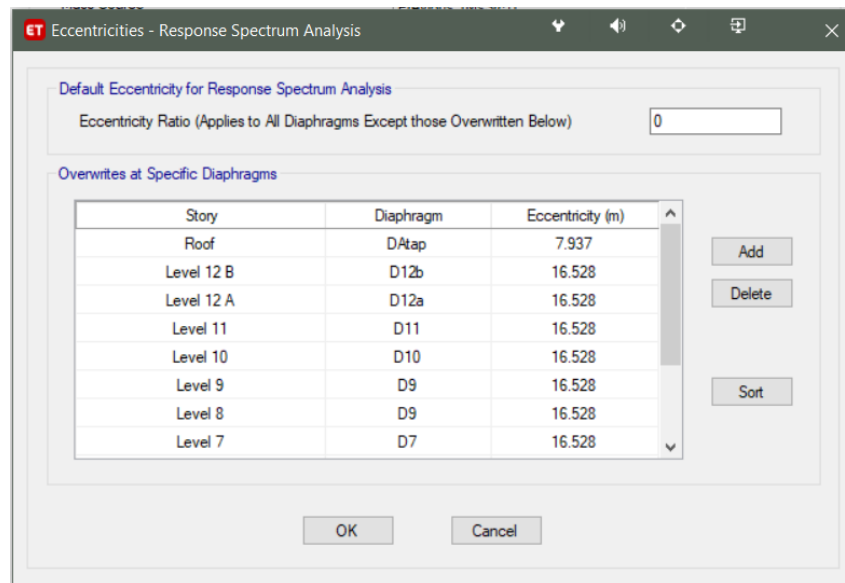
**Tabel 5.39 Perhitungan Eksentrisitas Pembesaran Torsi Tak Terduga
Struktur Flat-Slab Gedung Jogja Apartel Arah X**

Lantai	$\delta_{max} / \delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
Tingkat 5	2,00	2,77	13,9%	16,52
Tingkat 4	2,00	2,77	13,9%	16,52
Tingkat 3	2,00	2,77	13,9%	16,52
Tingkat 2	2,00	2,77	13,9%	16,52
Tingkat 1	1,25	1,09	5,5%	6,51

**Tabel 5.40 Perhitungan Eksentrisitas Pembesaran Torsi Tak Terduga
Struktur Flat-Slab Gedung Jogja Apartel Arah Y**

Lantai	$\delta_{max} / \delta_{avg}$	A_x	%	Ecc. (m)
Atap	1,06	0,78	3,9%	1,30
Tingkat 11	2,00	2,77	13,9%	4,61
Tingkat 10	2,00	2,77	13,9%	4,61
Tingkat 9	2,00	2,77	13,9%	4,61
Tingkat 8	2,00	2,77	13,9%	4,61
Tingkat 7	2,00	2,77	13,9%	4,61
Tingkat 6	2,00	2,77	13,9%	4,61
Tingkat 5	2,00	2,77	13,9%	4,61
Tingkat 4	2,00	2,77	13,9%	4,61
Tingkat 3	2,00	2,77	13,9%	4,61
Tingkat 2	2,00	2,77	13,9%	4,61
Tingkat 1	1,04	0,75	3,8%	1,25

Nilai-nilai eksentrisitas yang telah didapatkan kemudian di-*input* pada “*Load Case*” sesuai dengan arah gempa masing-masing, pada program analisis struktur ETABS, seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5.50.



Gambar 5.50 Proses input nilai eksentrisitas untuk pembesaran torsi tak terduga struktur *flat-slab*.

Akibat penambahan momen torsi tak terduga, momen torsi pada *base reaction* struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel menjadi lebih besar dari sebelumnya. Nilai momen torsi struktur *flat-slab* sebelum dilakukan penambahan momen torsi tak terduga untuk arah X dan arah Y adalah sebesar 762580 kNm dan 100399 kNm. Sedangkan nilai momen torsi struktur *flat-slab* sesudah dilakukan penambahan momen torsi tak terduga untuk arah X dan arah Y adalah sebesar 1034882 kNm dan 186903 kNm. Gambar 5.51 dan Gambar 5.52 menunjukkan perbedaan *output base reaction* pada ETABS, sebelum dan sesudah dilakukan penambahan momen torsi tak terduga yang diakibatkan ketidakberaturan horizontal 1a dan ketidakberaturan horizontal 1b.

	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		20053.8973	1901.4278	316.9885	51611.0535	525531.9877	762580.7724
▶	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		1911.5849	21895.0973	97.1549	573652.3759	42313.4378	100399.387
	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	0	-557650.0061	689157.0566
	EX Static	LinStatic	Step By Step	3	-19381.3345	0	0	-5.19E-07	-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

Gambar 5.51 Momen torsi struktur *flat-slab* sebelum dilakukan pembesaran momen torsi tak terduga

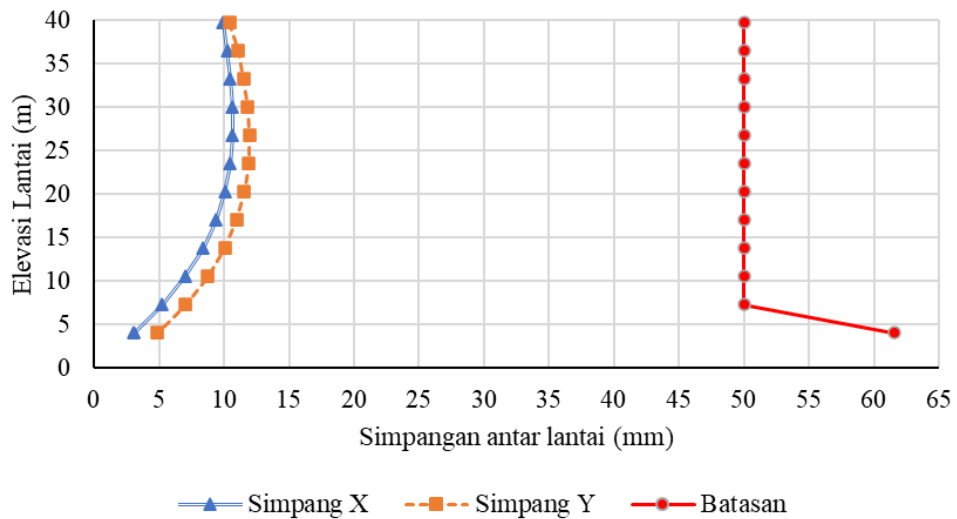
	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
	Ex Dinamik	LinRespSpec	Max		20053.8973	1901.4278	316.9885	51611.0535	525531.9877	1034882.2894
▶	Ey Dinamik	LinRespSpec	Max		1911.5849	21895.0973	97.1549	573652.3759	42313.4378	108903.6304
	EX Static	LinStatic	Step By Step	1	-19381.3345	0	0	0	-557650.0061	577622.9241
	EX Static	LinStatic	Step By Step	2	-19381.3345	0	0	0	-557650.0061	689157.0566
	EX Static	LinStatic	Step By Step	3	-19381.3345	0	0	-5.19E-07	-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

Gambar 5.52 Momen torsi struktur *flat-slab* setelah dilakukan pembesaran momen torsi tak terduga

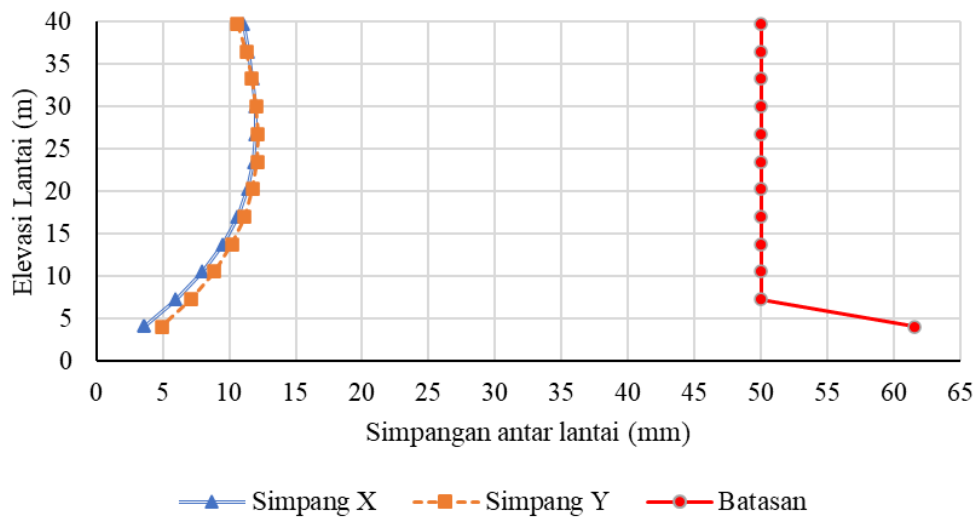
c. Batasan simpang antar lantai tingkat

Sruktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel telah memenuhi ketentuan sesuai dengan Pasal 7.12.1 SNI 1726:2012. Perhitungan simpang antar lantai dapat dilihat sebagaimana pada Tabel 5.33. Sedangkan untuk nilai

simpang antar tingkat beserta batasannya dalam bentuk grafik dapat dilihat sebagaimana pada Gambar 5.53 dan Gambar 5.53.



Gambar 5.53 Simpang antar lantai struktur *flat-slab* sebelum dilakukan penambahan momen torsi



Gambar 5.54 Simpang antar lantai struktur *flat-slab* setelah dilakukan penambahan momen torsi

5.5.5 Desain balok pada model struktur *flat-slab*

1. Rekapitulasi gaya dalam

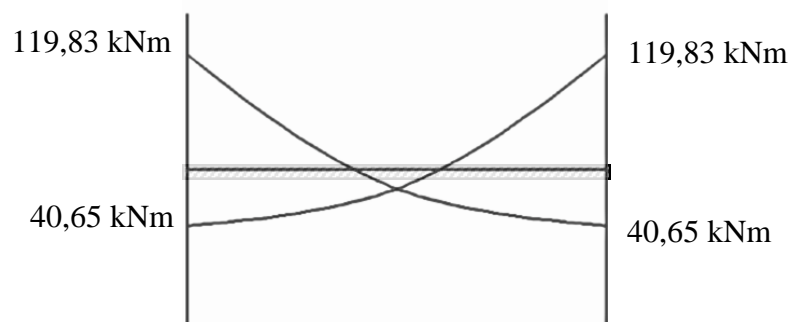
Gaya dalam yang diambil merupakan hasil dari analisis struktur dengan menggunakan bantuan software ETABS. Gaya-gaya pada balok yang diambil meliputi momen tumpuan negatif, momen tumpuan positif, momen lapangan negatif, momen lapangan positif, gaya geser dan gaya torsi. Nilai-nilai gaya dalam pada balok struktur *flat-slab* dapat dilihat pada Tabel 5.41 berikut ini.

Tabel 5.41 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Pada Struktur *Flat-Slab*

Kode Balok	M tumpuan (kNm)		M lapangan (kNm)		Geser (kN)	Torsi (kN)
	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)		
B-1	578,15	387,11	218,15	240,29	126,74	109,96
B-2	578,15	387,11	152,66	240,29	126,74	109,96
B-3	119,83	40,65	9,71	80,77	62,21	99,59
B-4	287,41	225,19	121,23	141,79	82,79	101,54
B-5	288,43	219,39	110,40	136,96	102,57	87,22
B-6	319,13	243,13	137,26	129,89	97,46	80,93
B-7	128,03	59,95	24,25	59,90	80,55	75,15
B-8	186,10	150,74	70,95	89,24	64,97	97,63
B-9	184,64	152,59	88,69	63,59	84,46	52,09
B-10	408,91	389,98	152,36	210,34	125,24	53,14
B-11	193,52	181,04	129,64	127,00	35,86	41,57
B-12	131,61	106,37	45,19	65,63	36,90	38,92
B-13	198,74	185,09	141,08	86,99	53,39	82,58
B-14	186,98	180,98	113,20	129,33	22,83	32,78
B-15	323,13	336,96	339,16	322,54	30,02	26,55
B-16	38,79	45,41	50,55	38,42	27,72	30,25
B-17	117,24	90,44	95,76	113,81	61,96	12,54
BA-1	39,11	8,73	7,77	17,58	21,46	2,92
BA-2	158,50	96,88	38,11	58,67	54,55	20,60

2. Redistribusi momen

SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.2 mensyaratkan bahwa kuat momen positif yang disediakan pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kuat momen negatif yang terdapat pada muka joint tersebut. Sehingga apabila ada momen positif yang besarnya kurang dari setengah momen negatif, maka harus dilakukan redistribusi momen. Perhitungan redistribusi momen pada momen balok B-3 adalah sebagaimana berikut ini.



Gambar 5.55 Diagram momen ultimate balok B-3 struktur eksisiting

$$Mu^{(-)} = 119,83 \text{ kNm}$$

$$Mu^{(+)} = 40,65 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M = (119,83 + 40,65 + 119,83 + 40,65) \text{ kNm}$$

$$\Sigma M = 320,96 \text{ kNm}$$

Dicoba $Mu^{(-)}$ didistribusi sebesar 11%

$$Mu^{(-)} = 119,83 - (8\% \cdot 40,65) = 106,65 \text{ kNm}$$

$$Mu^{(+)} = \frac{320,96 - (2 \cdot 106,65)}{2} = 53,83 \text{ kNm}$$

Sehingga,

$$Mu^{(-)} = 106,65 \text{ kNm}$$

$$Mu^{(+)} = 53,83 \text{ kNm}$$

Prosedur perhitungan sebagaimana redistribusi momen pada balok B-1 dilakukan pada balok lainnya. Rekapitulasi hasil redistribusi momen untuk balok lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.42 berikut ini.

Tabel 5.42 Rekapitulasi Momen Balok Struktur *Flat-Slab* Hasil Redistribusi

Kode Balok	M tumpuan (kNm)		M lapangan (kNm)	
	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)
B-1	578,15	387,11	218,15	240,29
B-2	578,15	387,11	152,66	240,29
B-3	106,65	53,83	9,71	80,77
B-4	287,41	225,19	121,23	141,79
B-5	288,43	219,39	110,40	136,96
B-6	319,13	243,13	137,26	129,89
B-7	124,18	63,79	24,25	59,90
B-8	186,10	150,74	70,95	89,24
B-9	184,64	152,59	88,69	63,59
B-10	408,91	389,98	152,36	210,34
B-11	193,52	181,04	129,64	127,00
B-12	131,61	106,37	45,19	65,63
B-13	198,74	185,09	141,08	86,99
B-14	186,98	180,98	113,20	129,33
B-15	323,13	336,96	339,16	322,54
B-16	38,79	45,41	50,55	38,42
B-17	117,24	90,44	95,76	113,81
BA-1	33,24	14,60	7,77	17,58
BA-2	158,50	96,88	38,11	58,67

3. Desain tulangan longitudinal

Prosedur perhitungan desain tulangan longitudinal balok struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel pada penelitian ini dilakukan pada setiap kode balok yang telah dibuat. Prosedur perhitungan desain tulangan longitudinal B-1 adalah sebagaimana berikut ini.

a. Data teknis

$$\text{Kuat tekan beton, } f'c = 26 \text{ MPa}$$

$$\text{Tinggi balok, } h = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok, } b = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tegangan leleh baja tulangan, } fy = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Nilai modulus elastisitas baja, } Es = 200000 \text{ MPa}$$

Diameter tulangan pokok, ϕ_p	=	22 mm
Diameter tulangan, ϕ_s	=	16 mm
Selimut beton, P_b	=	40 mm
Regangan kritis beton, ϵ_c	=	0,003
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	=	0,85

b. Estimasi kebutuhan tulangan

Estimasi kebutuhan tulangan bertujuan untuk mengetahui berapa jumlah tulangan yang dibutuhkan berdasarkan momen ulitit yang tersedia. Prosedur perhitungan dilakukan untuk mengetahui kebutuhan tulangan negatif daerah tumpuan, tulangan positif daerah tumpuan, tulangan negatif daerah lapangan dan tulangan positif daerah lapangan. Prosedur perhitungan kebutuhan tulangan pada penelitian ini adalah sebagaimana berikut ini.

1) Estimasi kebutuhan tulangan negatif daerah tumpuan

Momen ultimit negatif daerah tumpuan,

$$M_u^- \text{ tumpuan} = 578,15 \text{ kNm}$$

Asumsi tulangan dipasang dua baris,

$$ds = P_b + \phi_s + \phi_p + 25/2 = 90,50 \text{ mm}$$

$$d = h - ds = 509,50 \text{ mm}$$

$$m = 0,85 \cdot f'_c \cdot b = 8840 \text{ N/mm}$$

Asumsi nilai faktor reduksi sebesar 0,9 maka diperoleh persamaan kuadrat a sebagaimana berikut ini

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

$$a^2 \cdot \frac{8840}{2} - a \cdot 8840 \cdot 509,50 + \frac{578,15 \cdot 10^6}{0,9} = 0$$

$$\text{Tinggi blok tekan, } a = 171,49 \text{ mm}$$

Asumsi tulangan tarik telah luluh, maka diperoleh luas tulangan

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

$$A_s = \frac{171,49 \cdot 8840}{400} = 3789,929 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{3789,929}{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2} = 9,97 \text{ buah}$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, maka digunakan tulangan D22 sebanyak 10 buah.

2) Estimasi kebutuhan tulangan positif daerah tumpuan

Momen ultimit positif daerah tumpuan,

$$M_u^+ \text{ tumpuan} = 387,11 \text{ kNm}$$

Asumsi tulangan dipasang satu baris,

$$d_s = P_b + \phi_s + \phi_p/2 = 67,00 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 533,00 \text{ mm}$$

$$m = 0,85 \cdot f'c \cdot b = 8840 \text{ N/mm}$$

Asumsi nilai faktor reduksi sebesar 0,9 maka diperoleh persamaan kuadrat a sebagaimana berikut ini

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

$$a^2 \cdot \frac{8840}{2} - a \cdot 8840 \cdot 533,00 + \frac{387,11 \cdot 10^6}{0,9} = 0$$

$$\text{Tinggi blok tekan, } a = 100,82 \text{ mm}$$

Asumsi tulangan tarik telah luluh, maka diperoleh luas tulangan

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

$$= \frac{100,82 \cdot 8840}{400} = 2228,122 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{2228,122}{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2} = 5,86 \text{ buah}$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, maka digunakan tulangan D22 sebanyak 6 buah.

3) Estimasi kebutuhan tulangan negatif daerah lapangan

Momen ultimit negatif daerah lapangan,

$$M_u^- \text{ lapangan} = 218,15 \text{ kNm}$$

Asumsi tulangan dipasang satu baris,

$$ds = P_b + \phi_s + \phi_p/2 = 67,00 \text{ mm}$$

$$d = h - ds = 533,00 \text{ mm}$$

$$m = 0,85 \cdot f'c \cdot b = 8840 \text{ N/mm}$$

Asumsi nilai faktor reduksi sebesar 0,9 maka diperoleh persamaan kuadrat a sebagaimana berikut ini

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

$$a^2 \cdot \frac{8840}{2} - a \cdot 8840 \cdot 533,00 + \frac{218,15 \cdot 10^6}{0,9} = 0$$

$$\text{Tinggi blok tekan, } a = 54,19 \text{ mm}$$

Asumsi tulangan tarik telah luluh, maka diperoleh luas tulangan

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{a \cdot m}{f_y} \\ &= \frac{54,19 \cdot 8840}{400} = 1197,59 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{0,25 \cdot \pi \cdot \phi_p^2} \\ &= \frac{1197,59}{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2} = 3,15 \text{ buah} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, maka digunakan tulangan D22 sebanyak 4 buah.

4) Estimasi kebutuhan tulangan positif daerah lapangan

Momen ultimit positif daerah lapangan,

$$M_u^+ \text{ lapangan} = 240,29 \text{ kNm}$$

Asumsi tulangan dipasang satu baris,

$$ds = P_b + \phi_s + \phi_p + 25/2 = 90,50 \text{ mm}$$

$$d = h - ds = 509,50 \text{ mm}$$

$$m = 0,85 \cdot f'c \cdot b = 7735 \text{ N/mm}$$

Asumsi nilai faktor reduksi sebesar 0,9 maka diperoleh persamaan kuadrat a sebagaimana berikut ini

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

$$a^2 \cdot \frac{8840}{2} - a \cdot 8840 \cdot 509,50 + \frac{240,29 \cdot 10^6}{0,9} = 0$$

$$\text{Tinggi blok tekan, } a = 63,19 \text{ mm}$$

Asumsi tulangan tarik telah luluh, maka diperoleh kebutuhan luas tulangan

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{a \cdot m}{f_y} \\ &= \frac{63,19 \cdot 8840}{400} = 1396,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s}{0,25 \cdot \pi \cdot \phi_p^2} \\ &= \frac{1396,49}{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2} = 3,67 \text{ buah} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, maka digunakan tulangan D19 sebanyak 4 buah.

c. Analisis momen nominal

Analisis momen nominal dilakukan untuk memeriksa konfigurasi tulangan yang telah diestimasi. Tujuan analisis momen nominal adalah untuk mengetahui besar momen nominal balok serta memastikan balok telah mampu memikul beban yang tersedia. Prosedur perhitungan analisis momen nominal pada B-1 adalah sebagaimana berikut ini.

1) Analisis momen negatif daerah tumpuan

Luas tulangan tarik,

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

Luas tulangan desak,

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

Jarak titik berat tulangan tarik,

$$ds = \frac{6 \cdot \left(40 + 16 + \frac{22}{2}\right) + 4 \cdot \left(40 + 16 + 22 + 25 + \frac{22}{2}\right)}{6 + 4}$$

$$ds = 85,8 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan tarik terluar,

$$dst = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan desak,

$$ds' = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h - ds = 514,2 \text{ mm}$$

Jarak garis netral pada kondisi seimbang,

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\left(\varepsilon_c + \frac{fy}{E}\right)} \cdot d = 308,52 \text{ mm}$$

Gaya desak beton pada kondisi seimbang,

$$Cc_{balance} = 0,85 \cdot f'c \cdot c_b \cdot \beta_1 \cdot b = 2318219,28 \text{ N}$$

Luas tulangan pada kondisi seimbang,

$$As_{balance} = Cc_{balance} / fy = 5795,55 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan maksimum,

$$As_{maks} = 0,75 \cdot As_{balance} = 4346,66 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan minimum,

$$As_{min1} = b \cdot d \cdot 1,4 / fy = 719,88 \text{ mm}^2$$

$$As_{min2} = b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} / (4 \cdot fy) = 655,48 \text{ mm}^2$$

Asumsi baja tarik telah leleh sedangkan baja desak belum leleh, sehingga diperoleh persamaan kuadrat c sebagaimana berikut ini.

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

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

Regangan baja tulangan tarik,

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0097 > \varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,002 \text{ (Asumsi benar)}$$

Regangan baja tulangan desak,

$$\varepsilon_s' = \frac{c - ds'}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0013 < \varepsilon_c = 0,003 \text{ (Asumsi benar)}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = c \cdot \beta_1 = 102,89 \text{ mm}$$

Momen nominal,

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

$$M_n^- = 694130130,13 \text{ Nmm}$$

$$M_n^- = 694,13 \text{ kNm}$$

Regangan batas terkendali tarik,

$$\varepsilon_{CCL} = \frac{d_t - c_{balance}}{d - c_{balance}} \cdot \varepsilon_y = 0,0022$$

Regangan kritis tulangan tarik terluar,

$$\varepsilon_t = \frac{d_t - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0102$$

Karena nilai ε_t lebih besar dari 0,005 maka nilai faktor reduksi (ϕ) adalah sebesar 0,9. Sehingga dapat dilakukan kontrol momen nominal tereduksi terhadap momen ultimit sebagaimana berikut ini.

$$M_n^- \cdot \phi = 624,72 \text{ kNm} > M_u^- = 578,15 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi)}$$

2) Analisis momen positif daerah tumpuan

Luas tulangan tarik,

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

Luas tulangan desak,

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

Jarak titik berat tulangan tarik,

$$ds = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan tarik terluar,

$$dst = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan desak,

$$ds' = \frac{5 \cdot \left(40 + 16 + \frac{22}{2}\right) + 2 \cdot \left(40 + 16 + 22 + 25 + \frac{22}{2}\right)}{5 + 2}$$

$$ds' = 85,80 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h - ds = 533,00 \text{ mm}$$

Jarak garis netral pada kondisi seimbang,

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\left(\varepsilon_c + \frac{fy}{E}\right)} \cdot d = 319,80 \text{ mm}$$

Gaya desak beton pada kondisi seimbang,

$$Cc_{balance} = 0,85 \cdot f'c \cdot c_b \cdot \beta_1 \cdot b = 2102605,05 \text{ N}$$

Luas tulangan pada kondisi seimbang,

$$As_{balance} = Cc_{balance} / fy = 5256,51 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan maksimum,

$$As_{maks} = 0,75 \cdot As_{balance} = 3942,38 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan minimum,

$$As_{min1} = b \cdot d \cdot 1,4 / fy = 652,93 \text{ mm}^2$$

$$As_{min2} = b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} / (4 \cdot fy) = 594,51 \text{ mm}^2$$

Asumsi baja tarik telah leleh sedangkan baja desak belum leleh, sehingga diperoleh persamaan kuadrat c sebagaimana berikut ini.

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

$$c = 83,52 \text{ mm}$$

Regangan baja tulangan tarik,

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0161 > \varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,002 \text{ (Asumsi benar)}$$

Regangan baja tulangan desak,

$$\varepsilon_s' = \frac{c - ds'}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0001 < \varepsilon_c = 0,003 \text{ (Asumsi benar)}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = c \cdot \beta_1 = 70,99 \text{ mm}$$

Momen nominal,

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

$$M_n^+ = 299933025,16 \text{ Nmm}$$

$$M_n^+ = 299,93 \text{ kNm}$$

Regangan batas terkendali tarik,

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

Regangan kritis tulangan tarik terluar,

$$\varepsilon_t = \frac{d_t - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0161$$

Karena nilai ε_t lebih besar dari 0,005 maka nilai faktor reduksi (ϕ) adalah sebesar 0,9. Sehingga dapat dilakukan kontrol momen nominal tereduksi terhadap momen ultimit sebagaimana berikut ini.

$$M_n^+ \cdot \phi = 269,94 \text{ kNm} > M_u = 195,26 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi)}$$

3) Analisis momen negatif daerah lapangan

Luas tulangan tarik,

$$As = 4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 1520,53 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan desak,

$$As' = 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 2280,8 \text{ mm}^2$$

Jarak titik berat tulangan tarik,

$$ds = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan tarik terluar,

$$dst = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan desak,

$$ds' = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h - ds = 533,00 \text{ mm}$$

Jarak garis netral pada kondisi seimbang,

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\left(\varepsilon_c + \frac{f_y}{E}\right)} \cdot d = 319,80$$

Gaya desak beton pada kondisi seimbang,

$$C c_{balance} = 0,28 \cdot f'_c \cdot c_b \cdot \beta_1 \cdot b = 2402977,2 \text{ N}$$

Luas tulangan pada kondisi seimbang,

$$A s_{balance} = C c_{balance} / f_y = 6007,44 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan maksimum,

$$A s_{maks} = 0,75 \cdot A s_{balance} = 4291,03 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan minimum,

$$A s_{min1} = b \cdot d \cdot 1,4 / f_y = 746,2 \text{ mm}^2$$

$$A s_{min2} = b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} / (4 \cdot f_y) = 679,44 \text{ mm}^2$$

Asumsi baja tarik telah leleh sedangkan baja desak belum leleh, sehingga diperoleh persamaan kuadrat c sebagaimana berikut ini.

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

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

Regangan baja tulangan tarik,

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,019 > \varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,002 \text{ (Asumsi benar)}$$

Regangan baja tulangan desak,

$$\varepsilon'_s = \frac{d s' - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,00017 < \varepsilon_c = 0,003 \text{ (Asumsi benar)}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = c \cdot \beta_1 = 60,27 \text{ mm}$$

Momen nominal,

$$M_n^- = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + A s' \cdot \varepsilon'_s \cdot E \cdot (d - d s')$$

$$M_n^- = 303068217,88 \text{ Nmm}$$

$$M_n^- = 303,07 \text{ kNm}$$

Regangan batas terkendali tarik,

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

Regangan kritis tulangan tarik terluar,

$$\varepsilon_t = \frac{d_t - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0196$$

Karena nilai ε_t lebih besar dari 0,005 maka nilai faktor reduksi (ϕ) adalah sebesar 0,9. Sehingga dapat dilakukan kontrol momen nominal tereduksi terhadap momen ultimit sebagaimana berikut ini.

$$M_n^- \cdot \phi = 272,76 \text{ kNm} > M_u^- = 218,15 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi)}$$

4) Analisis momen positif daerah lapangan

Luas tulangan tarik,

$$A_s = 6 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 2280,80 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan desak,

$$A_s' = 4 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 1520,53 \text{ mm}^2$$

Jarak titik berat tulangan tarik,

$$d_s = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan tarik terluar,

$$d_{st} = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan desak,

$$d_{s'} = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h - d_s = 533,00 \text{ mm}$$

Jarak garis netral pada kondisi seimbang,

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\left(\varepsilon_c + \frac{f_y}{E}\right)} \cdot d = 319,80$$

Gaya desak beton pada kondisi seimbang,

$$C_{c_{balance}} = 0,28 \cdot f'_c \cdot c_b \cdot \beta_1 \cdot b = 791568,96 \text{ N}$$

Luas tulangan pada kondisi seimbang,

$$A_{s_{balance}} = C c_{balance} / f_y = 1978,92 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan maksimum,

$$A_{s_{maks}} = 0,75 \cdot A_{s_{balance}} = 1484,19 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan minimum,

$$A_{s_{min1}} = b \cdot d \cdot 1,4 / f_y = 746,2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min2}} = b \cdot d \cdot \sqrt{f'c} / (4 \cdot f_y) = 679,44 \text{ mm}^2$$

Asumsi baja tarik telah leleh sedangkan baja desak belum leleh, sehingga diperoleh persamaan kuadrat c sebagaimana berikut ini.

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

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

Regangan baja tulangan tarik,

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c = 0,015 > \epsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,002 \text{ (Asumsi benar)}$$

Regangan baja tulangan desak,

$$\epsilon_s' = \frac{c - d s'}{c} \cdot \epsilon_c = 0,0008 < \epsilon_c = 0,003 \text{ (Asumsi benar)}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = c \cdot \beta_1 = 76,66 \text{ mm}$$

Momen nominal,

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

$$M_n^+ = 444568969,79 \text{ Nmm}$$

$$M_n^+ = 444,57 \text{ kNm}$$

Regangan batas terkendali tarik,

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

Regangan kritis tulangan tarik terluar,

$$\epsilon_t = \frac{d_t - c}{c} \cdot \epsilon_c = 0,0147$$

Karena nilai ε_t lebih besar dari 0,005 maka nilai faktor reduksi (ϕ) adalah sebesar 0,9. Sehingga dapat dilakukan kontrol momen nominal tereduksi terhadap momen ultimit sebagaimana berikut ini.

$$M_n^+ \cdot \phi = 400,11 \text{ kNm} > M_u = 240,29 \text{ kNm} \text{ (Memenuhi)}$$

d. Analisis momen kapasitas

Analisis momen kapasitas dilakukan untuk mengetahui kuat balok dengan mempertimbangkan faktor kuat lebih baja tulangan setelah mencapai regangan leleh (ϕ). Nilai momen kapasitas balok dibutuhkan untuk perencanaan tulangan geser balok dan tulangan lentur kolom, terutama untuk nilai momen kapasitas pada daerah tumpuan. Faktor kuat lebih (ϕ) ditentukan sebesar 1,25 sehingga perhitungan momen kapasitas pada B-1 dapat dilakuakn sebagaimana berikut ini.

1) Analisis momen kapasitas negatif daerah tumpuan

Luas tulangan tarik,

$$A_s = 10 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 = 3801,33 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan desak,

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

Jarak titik berat tulangan tarik,

$$ds = \frac{6 \cdot \left(40 + 16 + \frac{22}{2}\right) + 4 \cdot \left(40 + 16 + 22 + 25 + \frac{22}{2}\right)}{6 + 4}$$

$$ds = 85,80 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan tarik terluar,

$$dst = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67,00 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan desak,

$$ds' = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h - ds = 514,20 \text{ mm}$$

Asumsi baja tarik telah leleh sedangkan baja desak belum leleh, sehingga diperoleh persamaan kuadrat c sebagaimana berikut ini.

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

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

Regangan baja tulangan tarik,

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0072 > \varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,002 \text{ (Asumsi benar)}$$

Regangan baja tulangan desak,

$$\varepsilon_s' = \frac{c - ds'}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0017 < \varepsilon_c = 0,003 \text{ (Asumsi benar)}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = c \cdot \beta_1 = 128,7 \text{ mm}$$

Momen kapasitas,

$$M_{kap}^- = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + As' \cdot \varepsilon_s' \cdot E \cdot (d - ds')$$

$$M_{kap}^- = 852990385,13 \text{ Nmm}$$

$$M_{kap}^- = 852,99 \text{ kNm}$$

2) Analisis momen kapasitas positif daerah tumpuan

Luas tulangan tarik,

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

Luas tulangan desak,

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

Jarak titik berat tulangan tarik,

$$ds = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan tarik terluar,

$$dst = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

Jarak titik berat tulangan desak,

$$ds' = \frac{6 \cdot \left(40 + 16 + \frac{22}{2}\right) + 4 \cdot \left(40 + 16 + 22 + 25 + \frac{22}{2}\right)}{6 + 4}$$

$$ds' = 85,80 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok,

$$d = h - ds = 533,00 \text{ mm}$$

Asumsi baja tarik telah leleh sedangkan baja desak belum leleh, sehingga diperoleh persamaan kuadrat c sebagaimana berikut ini.

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

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

Regangan baja tulangan tarik,

$$\varepsilon_s = \frac{d - c}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,0126 > \varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,002 \text{ (Asumsi benar)}$$

Regangan baja tulangan desak,

$$\varepsilon_s' = \frac{c - ds'}{c} \cdot \varepsilon_c = 0,00049 < \varepsilon_c = 0,003 \text{ (Asumsi benar)}$$

Tinggi blok tekan,

$$a = c \cdot \beta_1 = 87,08 \text{ mm}$$

Momen kapasitas,

$$M_{kap}^+ = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + As' \cdot \varepsilon_s' \cdot E \cdot (d - ds')$$

$$M_{kap}^+ = 542517254 \text{ Nmm}$$

$$M_{kap}^+ = 542,52 \text{ kNm}$$

4. Desain tulangan transversal

Prosedur perhitungan desain tulangan transversal balok struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel pada penelitian ini dilakukan pada setiap kode balok yang telah dibuat. Prosedur perhitungan desain tulangan transversal B-1 adalah sebagaimana berikut ini.

a. Data teknis

Lebar balok, b	=	400 mm
Tinggi balok, h	=	600 mm
Panjang bentang bersih balok, L_{netto}	=	8,00 m
Kuat tekan beton, $f'c$	=	26 MPa
Mutu baja tulangan sengkang, fys	=	240 MPa
Diameter tulangan pokok, ϕ_p	=	22 mm

Diameter tulangan, ϕ_s	=	16 mm
Selimit beton, P_b	=	40 mm
Tinggi efektif balok, d	=	509,50 mm
Momen kapasitas negatif, M_{kap}^-	=	896,56 kNm
Momen kapasitas positif, M_{kap}^+	=	602,34 kNm
Gaya geser ultimate beban gravitasi, V_{ug}	=	126,74 kN
Faktor reduksi gaya geser, ϕ_{geser}	=	0,75

b. Daerah sendi plastis

Kuat geser yang ditahan oleh beton,

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 176660,63 \text{ N}$$

Kuat geser diujung-ujung balok,

$$V_e = \frac{M_{kap}^+ + M_{kap}^-}{L_{netto}} = 187,36 \text{ kN}$$

Gaya geser ultimit positif,

$$V_u^+ = V_{u_{plastis}} = V_{ug} + V_e = 314,10 \text{ kN}$$

Gaya geser ultimit negatif,

$$V_u^- = V_{ug} - V_e = -60,63 \text{ kN}$$

Karena nilai $V_{u_{plastis}} = 314,10 > V_c \cdot \phi_{geser} = 176,66 \text{ kN}$, maka tulangan geser dihitung sebagaimana berikut ini.

Ditentukan jumlah kaki sebanyak 2 buah,

$$s_1 = \frac{2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_s^2 \cdot f_{ys} \cdot d \cdot \phi_{geser}}{V_{u_{plastis}}} = 195,68 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan geser daerah sendi plastis,

$$s_2 = d/4 = 127,38 \text{ mm}$$

$$s_3 = 6 \cdot \phi_p = 132,00 \text{ mm}$$

$$s_4 = 150,00 \text{ mm}$$

Dengan mempertimbangkan syarat jarak maksimal tulangan geser untuk daerah sendi plastis, maka digunakan konfigurasi tulangan geser D16-100 untuk daerah sendi plastis pada balok B-1.

- c. Daerah luar sendi plastis

$$x = \frac{Vu^- \cdot L_{netto}}{Vu_{plastis} + Vu^-} = 1,3 \text{ m}$$

$$Vu_{luar_plastis} = \frac{Vu_{plastis}}{L_{netto} - x} \cdot (L_{netto} - x - 2 \cdot h) = 276,08 \text{ kN}$$

Karena nilai $Vu_{luar_plastis} = 276,08 \text{ kN} > Vc \cdot \phi_{geser} = 176,66 \text{ kN}$,
maka tulangan geser dihitung sebagaimana berikut ini.

Ditentukan jumlah kaki sebanyak 2 buah,

$$s_1 = \frac{2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_s^2 \cdot f_{ys} \cdot d \cdot \phi_{geser}}{Vu_{luar_plastis} - Vc \cdot \phi_{geser}} = 222,63 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan geser daerah luar sendi plastis,

$$s_2 = d/2 = 254,75 \text{ mm}$$

Dengan mempertimbangkan syarat jarak maksimal tulangan geser untuk daerah luar sendi plastis, maka digunakan konfigurasi tulangan D16-200 untuk daerah luar sendi plastis pada balok B-1.

5. Rekapitulasi penulangan balok

Perhitungan desain tulangan pada balok lainnya menggunakan cara yang sama dengan balok B-1, sehingga didapatkan hasil seperti pada Tabel 5.43 berikut ini.

Tabel 5.43 Rekapitulasi tulangan balok struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel

Kode Balok	L _{netto} (mm)	b / h	Tulangan Lentur				Momen Kapasitas (kNm)		Tulangan Geser	
			Tumpuan		Lapangan		M _{kap} ⁻	M _{kap} ⁺	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
			Atas	Bawah	Atas	Bawah				
B-1	8000	400 / 600	10D22	6D22	4D22	6D22	852,99	542,52	D16-100	D16-200
B-2	7500	400 / 600	10D22	6D22	3D22	6D22	852,99	542,52	D16-100	D16-200
B-3	7000	350 / 600	4D22	2D22	2D22	4D22	370,90	193,90	D16-100	D16-200
B-4	6000	350 / 600	7D22	5D22	2D22	5D22	613,98	455,06	D16-100	D16-200
B-5	5500	350 / 600	7D22	5D22	2D22	5D22	613,98	455,06	D16-100	D16-200
B-6	5000	350 / 600	6D22	4D22	2D22	4D22	527,20	368,75	D16-100	D16-250
B-7	4750	300 / 500	4D22	2D22	2D22	4D22	291,45	153,68	D16-100	D16-200
B-8	4250	300 / 500	6D22	4D22	2D22	4D22	409,00	289,00	D16-100	D16-200
B-9	4200	300 / 500	6D22	4D22	2D22	4D22	409,00	289,00	D16-100	D16-200
B-10	4000	350 / 600	9D22	7D22	5D22	7D22	755,28	603,48	D16-100	D16-150
B-11	3750	300 / 500	6D22	4D22	4D22	6D22	409,00	289,00	D16-100	D16-200
B-12	3500	300 / 500	4D22	2D22	2D22	4D22	291,45	153,68	D16-100	D16-200
B-13	3000	300 / 500	6D22	4D22	4D22	6D22	409,00	289,00	D16-100	D16-200
B-14	2900	300 / 500	6D22	4D22	4D22	6D22	409,00	289,00	D16-100	D16-200
B-15	2000	350 / 600	7D22	7D22	7D22	7D22	607,34	607,34	D16-100	D16-100
B-16	1500	300 / 500	4D22	2D22	2D22	4D22	291,45	153,68	D16-100	D16-200
B-17	1250	300 / 500	4D22	2D22	2D22	4D22	291,45	153,68	D16-100	D16-200
BA-1	5300	300 / 450	5D22	3D22	3D22	5D22	293,86	193,61	D16-100	D16-150
BA-2	5712	300 / 450	5D22	2D22	2D22	5D22	291,16	136,39	D16-100	D16-150

5.5.6 Desain kolom struktur *flat-slab*

Kolom merupakan komponen struktur utama yang memiliki fungsi menyalurkan beban dari pelat dan balok, kemudian akan disalurkan menuju ke fondasi. Prosedur perhitungan desain kolom pada struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel adalah sebagaimana berikut ini.

1. Rekapitulasi gaya dalam

Gaya dalam yang bekerja pada kolom K1 struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel didapatkan berdasarkan analisis struktur dengan bantuan *software* ETABS. Gaya dalam pada kolom yang diambil adalah gaya Aksial, momen arah X, momen arah Y, gaya geser arah X serta gaya geser arah Y. Rekapitulasi gaya dalam kolom pada struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel adalah sebagaimana pada Tabel 5.44 berikut ini.

Tabel 5.44 Rekapitulasi gaya dalam kolom struktur *flat-slab*

Kode Kolom	P_u	M_2	M_3	V_2	V_3	Keterangan
K1	7011,47	385,36	222,10	77,18	96,69	Exterior
K2	7008,63	359,04	214,69	76,99	86,18	Interior
K3	6376,39	516,50	301,66	178,82	279,96	Exterior
K4	6390,04	348,71	294,72	175,48	175,71	Interior
K5	3904,21	553,24	334,84	207,45	334,94	Exterior
K6	4056,87	349,45	316,98	195,51	200,77	Interior
K7	1559,90	630,05	354,86	263,95	476,49	Exterior
K8	1688,09	374,93	332,82	247,89	279,02	Interior

2. Desain tulangan lentur kolom

Desain tulangan lentur pada kolom dilakukan dengan menggunakan diagram M_n-P_n . Prosedur perhitungan untuk pembuatan diagram M_n-P_n K1 struktur *flat-slab* adalah sebagaimana berikut ini.

a. Data teknis

Diketahui :

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 39 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

Modulus elastisitas baja (E_s)	=	200000	MPa
Regangan kritis beton (ε_c)	=	0,003	
Diameter tulangan pokok (ϕ_p)	=	25	mm
Diameter tulangan sengkang (ϕ_s)	=	16	mm
Selimut beton (P_b)	=	40	mm
Lebar arah X (b)	=	1100	mm
Jumlah tulangan sisi X	=	6	buah
Lebar arah Y (h)	=	900	mm
Jumlah tulangan sisi Y	=	6	buah
Faktor reduksi (ϕ)	=	0,65	
Koefisien blok tekan (β_1)	=	0,77	
Regangan kritis baja (ε_y)	=	0,002	
Rasio tulangan (ρ)	=	$\frac{(n_y \cdot 2 + (n_x - 2) \cdot 2) \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_p^2}{A_{kolom}}$	
	=	1,19	%

b. Diagram M_n - P_n arah X

$$\text{Lebar tinjauan } (b) = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi tinjauan } (h) = 700 \text{ mm}$$

1) Penampang kolom kondisi seimbang

$$ds = ds' = Pb + Ds + \frac{Dp}{2}$$

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

$$d = h - ds$$

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

$$d'' = \frac{d - ds'}{2}$$

$$= 381,50 \text{ mm}$$

$$c_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \cdot d$$

$$= 498,90 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
a &= \beta_1 \cdot c \\
&= 384,87 \text{ mm} \\
C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\
&= 14034128,27 \text{ N} \\
A_s = A_s' &= n_x \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D_p^2 \\
&= 2945,24 \text{ mm}^2 \\
T_s &= A_s \cdot f_y \\
&= 1178097,25 \text{ N} \\
C_s &= A_s \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_y) \\
&= 1080462,44 \text{ N} \\
M_{n_{balance}} &= C_c \left(d - \frac{a}{2} - d' \right) + C_s (d - d' - d'') + T_s \cdot d'' \\
&= 4476370839,67 \text{ Nmm} \\
&= 4476,37 \text{ kNm} \\
P_{n_{balance}} &= C_c + C_s - T_s \\
&= 13936493,46 \text{ N} \\
&= 13936,4 \text{ kN} \\
e_{balance} &= \frac{M_{n_{balance}}}{P_{n_{balance}}} \\
&= 321,20 \text{ mm}
\end{aligned}$$

2) Penampang kolom kondisi aksial murni (eksentrisitas kecil)

$$\begin{aligned}
M_{n_{aksial_murni}} &= 0 \text{ kNm} \\
A_g &= b \cdot h \\
&= 990000 \text{ mm}^2 \\
P_{n_{aksial_murni}} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y) \\
&= 33898962,44 \text{ N} \\
&= 33898,96 \text{ kN} \\
e_{aksial_murni} &= \frac{M_{n_{aksial_murni}}}{P_{n_{aksial_murni}}} \\
&= 0 \text{ mm}
\end{aligned}$$

3) Batasan nilai kondisi aksial murni

SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6 membatasi nilai kuat desak kondisi aksial murni sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 Pn_{maks} &= 0.80. [0,85. f c'. (Ag - As) + (As . fy)] \\
 &= 17571969,95 \text{ N} \\
 &= 17571,96 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Penampang kolom kondisi momen murni

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As . fy}{0,85 . f c'. b} \\
 &= 32,31 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn_{momen_murni} &= 0,85 . f c'. a . b (d - \frac{a}{2} - d'') \\
 &= 511113003,14 \text{ Nmm} \\
 &= 511,11 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$Pn_{momen_murni} = 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 emomen_murni &= \frac{Mn_{momen_murni}}{Pn_{momen_murni}} \\
 &= \sim \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5) Penampang kolom kondisi keruntuhan tarik

Prosedur perhitungan untuk menentukan nilai M_n-P_n pada kondisi keruntuhan tarik, dilakukan dengan menggunakan nilai eksentrisitas yang lebih besar dari eksentrisitas kondisi balance ($e > e_b$). Nilai eksentrisitas ditentukan mulai dari 1,1 hingga 2 kali eksentrisitas kondisi balance. Perhitungan nilai M_n-P_n pada kondisi keruntuhan tarik dengan eksentrisitas 1,1 kali eksentrisitas kondisi balance adalah sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{As}{b . d} \\
 &= 0,0032
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 . f c'} \\
 &= 12,07
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
e_{1,1} &= 1,1 \cdot e_b \\
&= 353,32 \text{ mm} \\
&= 0.353 \text{ m} \\
Pn_{e_{1,1}} &= 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot d \cdot \left[\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} + \sqrt{\left\{ \left(\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} \right)^2 + 2 \cdot \rho \cdot m \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right\}} \right] \\
&= 12356450,39 \text{ N} \\
&= 12356,45 \text{ kN} \\
Mn_{e_{1,1}} &= e_{1,1} \cdot Pn_{e_{1,1}} \\
&= 4365,75 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan seperti pada $e_{1,1}$ untuk nilai eksentrisitas yang lebih besar.

6) Penampang kolom kondisi keruntuhan tekan

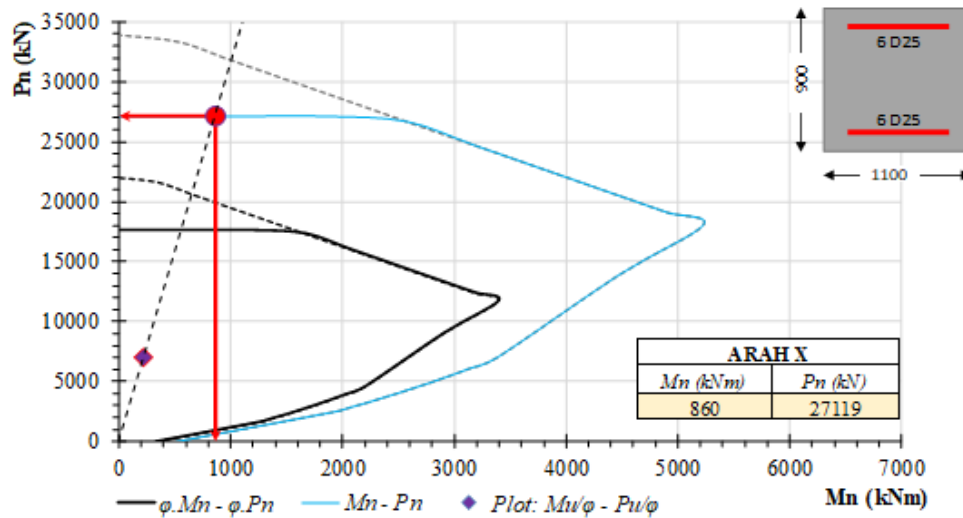
Prosedur perhitungan untuk menentukan nilai M_n-P_n pada kondisi keruntuhan desak, dilakukan dengan menggunakan nilai eksentrisitas yang lebih kecil dari eksentrisitas kondisi balance ($e < e_b$). Nilai eksentrisitas ditentukan mulai dari 0,9 hingga 0,05 kali eksentrisitas kondisi balance. Perhitungan nilai P_n-M_n pada kondisi keruntuhan desak dengan eksentrisitas 0,9 kali eksentrisitas kondisi balance adalah sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
e_{0,9} &= 0,9 \cdot e_b \\
&= 289,08 \text{ mm} \\
&= 0,289 \text{ m} \\
Pn_{e_{0,9}} &= \frac{As' \cdot fy}{\left[\frac{e}{(d - d')} \right] + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f'c}{\left(\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} \right) + 1,18} \\
&= 18062738,36 \text{ N} \\
&= 18062,73 \text{ kN} \\
Mn_{e_{0,9}} &= e_{0,9} \cdot Pn_{e_{0,9}} \\
&= 5221,54 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan seperti pada $e_{0,9}$ untuk nilai eksentrisitas yang lebih kecil.

7) Grafik M_n-P_n

Berdasarkan prosedur perhitungan M_n-P_n pada kolom K1 (arah X) struktur *flat-slab*, didapatkan hasil seperti terlihat di Gambar 5.56.



Gambar 5.56 Diagram M_n-P_n kolom K1 arah X struktur *flat-slab*

Nilai P_u dan M_u (arah X) di-plot pada diagram yang telah dibuat, sehingga, kemudian dibuat garis lurus antara koordinat 0,0 dan koordinat M_u-P_u (arah X) untuk mendapatkan perpotongan antara garis dan diagram M_n-P_n kolom K1 struktur *flat-slab* yang koordinat perpotongan tersebut itu adalah nilai M_n-P_n berturut-turut 860 kNm dan 27119,16 kN.

c. Diagram M_n-P_n arah Y

$$\text{Lebar tinjauan } (b) = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi tinjauan } (h) = 1100 \text{ mm}$$

1) Penampang kolom kondisi seimbang

$$ds = ds' = Pb + Ds + \frac{Dp}{2}$$

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

$$d = h - ds$$

$$= 1031,50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
d'' &= \frac{-ds'}{2} \\
&= 481,5 \text{ mm} \\
c_b &= \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \cdot d \\
&= 618,90 \text{ mm} \\
a &= \beta_1 \cdot c \\
&= 477,44 \text{ mm} \\
C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\
&= 14244337,16 \text{ N} \\
A_s = A_s' &= n_x \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot D_p^2 \\
&= 2945,24 \text{ mm}^2 \\
T_s &= A_s \cdot f_y \\
&= 3926,99 \text{ N} \\
C_s &= A_s \cdot (f_s' - 0,85 \cdot f_y) \\
&= 1440616,58 \text{ N} \\
M_{n_{balance}} &= C_c \left(d - \frac{a}{2} - d' \right) + C_s (d - d' - d'') + T_s \cdot d'' \\
&= 5883992934,53 \text{ Nmm} \\
&= 5883,99 \text{ kNm} \\
P_{n_{balance}} &= C_c + C_s - T_s \\
&= 8833174,09 \text{ N} \\
&= 8833,17 \text{ kN} \\
e_{balance} &= \frac{M_{n_{balance}}}{P_{n_{balance}}} \\
&= 416,89 \text{ mm}
\end{aligned}$$

2) Penampang kolom kondisi aksial murni (eksentrisitas kecil)

$$\begin{aligned}
M_{n_{aksial_murni}} &= 0 \text{ kNm} \\
A_g &= b \cdot h \\
&= 990000 \text{ mm}^2 \\
P_{n_{aksial_murni}} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y) \\
&= 34259116,58 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pn_{aksial_murni} &= 34259,116 \text{ kN} \\
 e_{aksial_murni} &= \frac{Mn_{aksial_murni}}{Pn_{aksial_murni}} \\
 &= 0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Batasan nilai kondisi aksial murni

SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6 membatasi nilai kuat desak kondisi aksial murni sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 Pn_{maks} &= 0.80 \cdot [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_s) + (A_s \cdot f_y)] \\
 &= 27407293,3 \text{ N} \\
 &= 27407,293 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Penampang kolom kondisi momen murni

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= 52,65 \text{ mm} \\
 Mn_{momen_murni} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) \\
 &= 822587198,77 \text{ Nmm} \\
 &= 822,59 \text{ kNm} \\
 Pn_{momen_murni} &= 0 \text{ kN} \\
 e_{momen_murni} &= \frac{Mn_{momen_murni}}{Pn_{momen_murni}} \\
 &= \sim \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5) Penampang kolom kondisi keruntuhan tarik

Prosedur perhitungan untuk menentukan nilai M_n-P_n pada kondisi keruntuhan tarik, dilakukan dengan menggunakan nilai eksentrisitas yang lebih besar dari eksentrisitas kondisi balance ($e > e_b$). Nilai eksentrisitas ditentukan mulai dari 1,1 hingga 2 kali eksentrisitas kondisi balance. Perhitungan nilai M_n-P_n pada kondisi keruntuhan tarik dengan eksentrisitas 1,1 kali eksentrisitas kondisi balance adalah sebagaimana berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} \\
 &= 0,0042 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \\
 &= 12,07 \\
 e_{1,1} &= 1,1 \cdot e_b \\
 &= 458,57 \text{ mm} \\
 &= 0,456 \text{ m} \\
 P_{ne_{1,1}} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d \cdot \left[\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} + \sqrt{\left\{ \left(\frac{h - 2 \cdot e}{2 \cdot d} \right)^2 + 2 \cdot \rho \cdot m \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right\}} \right] \\
 &= 12612096,28 \text{ N} \\
 &= 1261,20 \text{ kN} \\
 M_{ne_{1,1}} &= e_{1,1} \cdot P_{ne_{1,1}} \\
 &= 5783,59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan seperti pada $e_{1,1}$ untuk nilai eksentrisitas yang lebih besar.

6) Penampang kolom kondisi keruntuhan tekan

Prosedur perhitungan untuk menentukan nilai M_n-P_n pada kondisi keruntuhan desak, dilakukan dengan menggunakan nilai eksentrisitas yang lebih kecil dari eksentrisitas kondisi balance ($e < e_b$). Nilai eksentrisitas ditentukan mulai dari 0,9 hingga 0,05 kali eksentrisitas kondisi balance. Perhitungan nilai M_n-P_n pada kondisi keruntuhan desak dengan eksentrisitas 0,9 kali eksentrisitas kondisi balance adalah sebagaimana berikut ini.

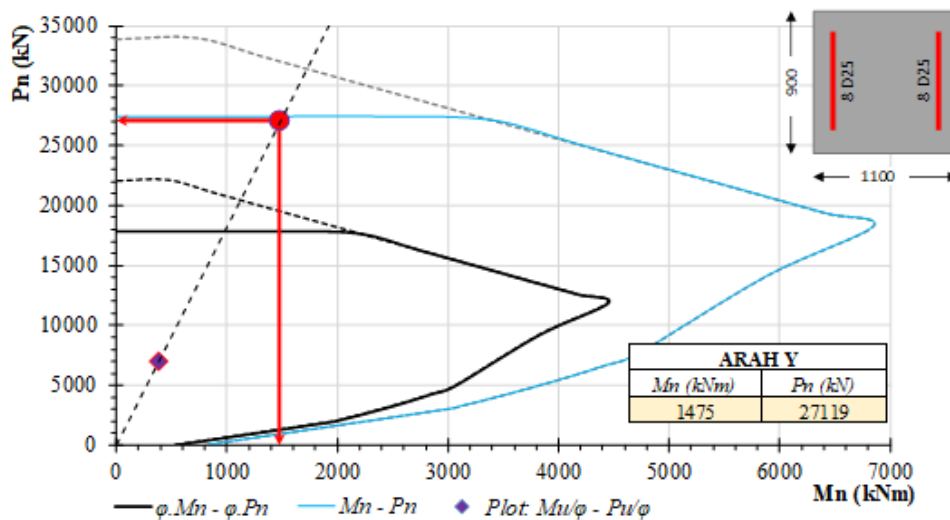
$$\begin{aligned}
 e_{0,9} &= 0,9 \cdot e_b \\
 &= 289,08 \text{ mm} \\
 &= 0,289 \text{ m} \\
 P_{ne_{0,9}} &= \frac{A_s' \cdot f_y}{\left[\frac{e}{(d - d')} \right] + 0,5} + \frac{b \cdot h \cdot f_c'}{\left(\frac{3 \cdot h \cdot e}{d^2} \right) + 1,18} \\
 &= 18239769,419 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pn_{e_{0,9}} &= 18239,769 \text{ kN} \\
 Mne_{0,9} &= e_{0,9} \cdot Pn_{e_{0,9}} \\
 &= 5221,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan seperti pada $e_{0,9}$ untuk nilai eksentrisitas yang lebih kecil.

7) Grafik M_n-P_n

Berdasarkan prosedur perhitungan M_n-P_n pada kolom K1 (arah Y) struktur *flat-slab*, didapatkan hasil seperti terlihat di Gambar 5.57 berikut ini.



Gambar 5.57 Diagram M_n-P_n kolom K1 arah Y struktur *flat-slab*

Nilai P_u dan M_u (arah Y) di-plot pada diagram yang telah dibuat, sehingga, kemudian dibuat garis lurus antara koordinat 0,0 dan koordinat P_u-M_u (arah Y) untuk mendapatkan perpotongan antara garis dan diagram M_n-P_n kolom K1 struktur *flat-slab* yang nilai tersebut adalah nilai M_n-P_n berturut-turut 1475 kNm dan 27119,169 kN.

d. Rekapitulasi penulangan lentur kolom struktur *flat-slab*

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan seperti sebagaimana pada kolom K1. Rekapitulasi hasil desain kolom pada struktur *flat-slab* adalah terlihat di Tabel 5.45 berikut ini.

Tabel 5.45 Rekapitulasi tulangan lentur kolom struktu *flat-slab*

Kolom	b / h	Tulangan Lentur	Arah X		Arah Y	
			M_n (kNm)	P_n (kN)	M_n (kNm)	P_n (kN)
K1	1100 / 900	24 D25	860	27119	1475	27119
K2	1100 / 900	24 D25	825	27119	1375	27119
K3	900 / 700	16 D25	825	17428	1400	17428
K4	900 / 700	16 D25	820	17428	950	17428
K5	700 / 700	12 D25	1115	12900	1550	11000
K6	700 / 700	12 D25	1050	13500	1125	13000
K7	700 / 700	12 D25	2050	8800	1400	3500
K8	700 / 700	12 D25	1900	9700	2000	9000

3. Pemeriksaan persyaratan *strong column weak beam* (SCWB)

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa kuat lentur nominal kolom harus lebih besar dari 1,2 kali momen kapasitas balok. Pemeriksaan persyaratan *strong column weak beam* (SCWB) dapat dilihat pada Tabel 5.46 berikut ini.

Tabel 5.46 Pemeriksaan Syarat SCWB Struktur *Flat-slab*

Kolom	Tinjauan Arah X		Tinjauan Arah Y		Syarat SCWB
	$1,2 \Sigma M_{nbeam}$ (kNm)	$\Sigma M_{ncolumn}$ (kNm)	$1,2 \Sigma M_{nbeam}$ (kNm)	$\Sigma M_{ncolumn}$ (kNm)	
K1	1675	1720	1752	2950	Terpenuhi
K2	1635	1650	1816	2750	Terpenuhi
K3	1635	1650	1906	2800	Terpenuhi
K4	1635	1640	1816	1900	Terpenuhi
K5	1635	2230	1906	3100	Terpenuhi
K6	1635	2100	1906	2250	Terpenuhi
K7	1635	4100	1816	2800	Terpenuhi
K8	1635	3800	1906	4000	Terpenuhi

4. Desain tulangan geser kolom

Terdapat dua daerah dalam merencanakan tulangan geser kolom yaitu daerah sendi plastis dan daerah luar sendi plastis. Prosedur perhitungan desain tulangan geser pada kolom K1 struktur *flat-slab* adalah sebagaimana berikut ini.

Diketahui:

Mutu beton (f'_c)	=	39 MPa
Mutu baja tulangan (f_y)	=	400 MPa
Modulus elastisitas baja (E_s)	=	200000 MPa
Diameter tulangan pokok (ϕ_p)	=	25 mm
Diameter tulangan sengkang (ϕ_s)	=	16 mm
Selimut beton (P_b)	=	40 mm
Lebar arah X (b)	=	1100 mm
Lebar arah Y (h)	=	900 mm
ΣMn_{column} (arah X)	=	860 kNm
ΣMn_{column} (arah Y)	=	1475 kNm
Panjang bersih kolom (L_n)	=	3850 mm

d. Tulangan geser kolom arah X

Jarak tulangan pokok arah X (X_i)	=	200 mm
Jarak tulangan pokok arah Y (Y_i)	=	122 mm
Gaya geser ultimit (V_u)	=	447 kN
Gaya desak ultimit (N_u)	=	7011 kN

1) Panjang daerah sendi plastis

Panjang daerah sendi plastis (L_o) ditentukan dengan mengacu pada syarat SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.2 seperti sebagaimana berikut ini.

Syarat L_o	:	h	=	900,00 mm
		$L_n/6$	=	641,67 mm
		<i>min</i>	=	450,00 mm
Panjang daerah sendi plastis (L_o)	=			900,00 mm

2) Desain kekangan (*confinement*)

c). Zona sendi plastis

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar efektif } (b_e) &= b - (2Pb + Ds/2) \\
 &= 1012 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi efektif } (h_e) &= h - (2Pb + Ds/2) \\
 &= 812 \text{ mm} \\
 \text{Luas efektif beton } (A_{ch}) &= b_e \cdot h_e \\
 &= 821744 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas kotor beton } (A_g) &= b \cdot h \\
 &= 990000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jumlah kaki sengkang } (n) &= 5 \text{ kaki} \\
 \text{Luas tulangan sengkang } (A_{sh}) &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_s^2 \\
 &= 1005,31 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak tulangan senkang } (s_1) &= \frac{f_y \cdot A_{sh}}{0,3 \cdot b_e \cdot f_c' \cdot \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right)} \\
 &= 166 \text{ mm} \\
 \text{Jarak tulangan sengkang } (s_2) &= \frac{f_y \cdot A_{sh}}{0,09 \cdot b_e \cdot f_c'} \\
 &= 113 \text{ mm} \\
 \text{Syarat tulangan sengkang} &: \begin{aligned}
 b/4 &= 275 \text{ mm} \\
 6 \cdot Dp &= 150 \text{ mm} \\
 h_{sx} &= 200 \text{ mm} \\
 s_0 &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}
 \end{aligned}$$

d). Zona luar sendi plastis

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah kaki sengkang } (n) &= 2 \text{ kaki} \\
 \text{Syarat tulangan sengkang} &: \begin{aligned}
 6 \cdot Dp &= 150 \text{ mm} \\
 s_{min} &= 150 \text{ mm}
 \end{aligned}
 \end{aligned}$$

3) Gaya geser desain

$$\begin{aligned}
 \Sigma Mn_{column} \text{ (arah X)} &= 1720 \text{ kNm} \\
 \text{Panjang bersih kolom } (L_n) &= 3850 \text{ mm} \\
 &= 3,85 \text{ m} \\
 \text{Gaya geser desain } (V_d) &= \frac{\Sigma Mn_{column}}{L_n} \\
 &= 447 \text{ kN} \\
 \text{Gaya geser ultimit } (V_2) &= 77 \text{ kN} \\
 \text{Gaya geser ultimit } (V_u) &= 447 \text{ kN} \\
 \text{Gaya desak kolom } (N_u) &= 7011 \text{ kN} \\
 \text{Gaya geser yang ditahan beton } (V_c) &= 0,17 \left[1 + \frac{N_u}{14A_g} \right] \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d \\
 &= 972 \text{ kN} \\
 \text{Gaya geser yang ditahan baja } (V_s) &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\
 &= -375858 \text{ kN} \\
 \text{Tinggi efektif } (d) &= 832 \text{ mm} \\
 \text{Syarat tambahan} &: \quad s_{desain} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 &= \quad - \text{ mm} \\
 s_{min 1} &= \frac{A_v}{0,062 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b / f_y} \\
 &= 944,15 \text{ mm} \\
 s_{min 2} &= \frac{A_v}{0,35 \cdot b / f_y} \\
 &= 1044,48 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4) Rekap syarat tulangan geser

Sendi plastis	: Jumlah kaki	=	5	kaki
	Panjang sendi plastis (L_o)	=	1100	mm
	Syarat <i>confinement</i> (s_{min1})	=	100	mm
	Syarat tambahan (s_{min2})	=	944,15	mm
	Tulangan sendi plastis	=	2,5 D16-100	
Luar sendi plastis	: Jumlah kaki	=	2	kaki
	Syarat <i>confinement</i> (s_{min})	=	150	mm
	Tulangan luar sendi plastis	=	D16-150	

e. Tulangan geser kolom arah Y

Jarak tulangan pokok arah X (X_i)	=	122	mm
Jarak tulangan pokok arah Y (Y_i)	=	200	mm
Gaya geser ultimit (V_u)	=	766	kN
Gaya desak ultimit (N_u)	=	7011	kN

5) Panjang daerah sendi plastis

Panjang daerah sendi plastis (L_o) ditentukan dengan mengacu pada syarat SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.2 seperti sebagaimana berikut ini.

Syarat L_o	:	h	=	1100,00	mm
		$L_n/6$	=	641,67	mm
		<i>min</i>	=	450,00	mm
Panjang daerah sendi plastis (L_o)	=			1100,00	mm

6) Desain kekangan (*confinement*)

c). Zona sendi plastis

Lebar efektif (be)	=	$b - (2Pb + Ds/2)$
	=	812 mm
Tinggi efektif (he)	=	$h - (2Pb + Ds/2)$
	=	1012 mm
Luas efektif beton (Ach)	=	$be \cdot he$
	=	821744 mm ²

$$\begin{aligned}
 \text{Luas kotor beton } (A_g) &= b \cdot h \\
 &= 990000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jumlah kaki sengkang } (n) &= 4 \text{ kaki} \\
 \text{Luas tulangan sengkang } (A_{sh}) &= n \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot \phi_s^2 \\
 &= 804,245 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak tulangan sengkang } (s_1) &= \frac{f_y \cdot A_{sh}}{0,3 \cdot b_e \cdot f_c' \cdot \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right)} \\
 &= 165 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan sengkang } (s_2) &= \frac{f_y \cdot A_{sh}}{0,09 \cdot b_e \cdot f_c'} \\
 &= 113 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat tulangan sengkang} &: \quad b/4 = 225 \text{ mm} \\
 &6 \cdot D_p = 150 \text{ mm} \\
 &hs_x = 200 \text{ mm} \\
 &so = 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

d). Zona luar sendi plastis

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah kaki sengkang } (n) &= 2 \text{ kaki} \\
 \text{Syarat tulangan sengkang} &: \quad 6 \cdot D_p = 200 \text{ mm} \\
 &S_{min} = 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

7) Gaya geser desain

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{n_{column}} \text{ (arah Y)} &= 2950 \text{ kNm} \\
 \text{Panjang bersih kolom } (L_n) &= 3850 \text{ mm} \\
 &3,85 \text{ m} \\
 \text{Gaya geser desain } (V_d) &= \frac{\Sigma M_{n_{column}}}{L_n} \\
 &= 766 \text{ kN} \\
 \text{Gaya geser ultimit } (V_3) &= 97 \text{ kN} \\
 \text{Gaya geser ultimit } (V_u) &= 766 \text{ kN} \\
 \text{Gaya desak kolom } (N_u) &= 7011 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Gaya geser yang ditahan beton } (V_c) &= 0,17 \left[1 + \frac{Nu}{14Ag} \right] \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w d \\
&= 986 \text{ kN} \\
\text{Gaya geser yang ditahan baja } (V_s) &= \frac{Vu}{\phi} - V_c \\
&= 35564 \text{ kN} \\
\text{Tinggi efektif } (d) &= 1032 \text{ mm} \\
\text{Syarat tambahan} &: \quad s_{desain} = \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
&= 9331 \text{ mm} \\
s_{min 1} &= \frac{Av}{0,062 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b / f_y} \\
&= 923,17 \text{ mm} \\
s_{min 2} &= \frac{Av}{0,35 \cdot b / f_y} \\
&= 1021,17 \text{ mm}
\end{aligned}$$

8) Rekap syarat tulangan geser

Sendi plastis	:	Jumlah kaki	=	4 kaki
		Panjang sendi plastis (L_o)	=	1100 mm
		Syarat <i>confinement</i> (s_{min1})	=	100 mm
		Syarat tambahan (s_{min2})	=	923 mm
		Tulangan sendi plastis	=	2 D16-100
Luar sendi plastis	:	Jumlah kaki	=	2 kaki
		Syarat <i>confinement</i> (s_{min})	=	150 mm
		Tulangan luar sendi plastis	=	D16-150

f. Rekapitulasi konfigurasi tulangan geser kolom struktur *flat-slab*

Prosedur perhitungan yang sama dilakukan pada tipe kolom lain seperti sebagaimana pada kolom tipe K1. Rekapitulasi konfigurasi tulangan geser kolom struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada Tabel 5.47 berikut ini.

Tabel 5.47 Rekapitulasi konfigurasi tulangan geser struktur *flat-slab*

Kode Kolom	Arah X		Arah Y		L_o (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

5.5.7 Desain dinding geser struktur *flat-slab*

Gaya-gaya dalam pada dinding geser struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel didapatkan berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan bantuan *software* ETABS. Proses rekapitulasi gaya dalam dilakukan untuk setiap kode dinding geser, dengan mengambil nilai beban aksial terbesar, momen terbesar dan gaya geser terbesar pada masing-masing arah. Rekapitulasi gaya pada dinding geser struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada Tabel 5.48 berikut ini.

Tabel 5.48 Dimensi dan gaya dalam dinding geser struktur *flat-slab*

Kode	Arah	Dimensi Dinding Geser			P_u (kN)	M_u (kNm)	V_u (kN)
		L_w (mm)	t_w (mm)	h_w (mm)			
SW1	X	4200	400	39750	11686	42419	4559
SW1	Y	6000	400	39750	17020	19547	4698
SW2	X	5803	400	39750	29979	147556	5937
SW3	X	4200	400	39750	11139	20045	3581
SW3	Y	3000	400	39750	8073	5204	1775
SW4	X	4200	400	39750	14064	47372	3622
SW4	Y	6500	400	39750	15573	22853	5274
SW5	X	3500	400	39750	4009	5692	1613
SW6	X	5500	400	39750	13270	44538	4125
SW6	Y	5000	400	39750	11597	14506	3834

Tabel 5.48 Dimensi dan gaya dalam dinding geser struktur *flat-slab*

Kode	Arah	Dimensi Dinding Geser			P_u (kN)	M_u (kNm)	V_u (kN)
		L_w (mm)	t_w (mm)	h_w (mm)			
SW7	X	4200	400	39750	6441	7094	1541
SW7	Y	3000	400	39750	5953	4969	1587
SW8	X	2400	400	39750	6363	32118	1549
SW8	Y	7000	400	39750	11502	26405	5582
SW9	X	5500	400	39750	17119	38640	5023
SW9	Y	5000	400	39750	12938	13758	3871
SW10	X	5500	400	39750	8909	16722	2696

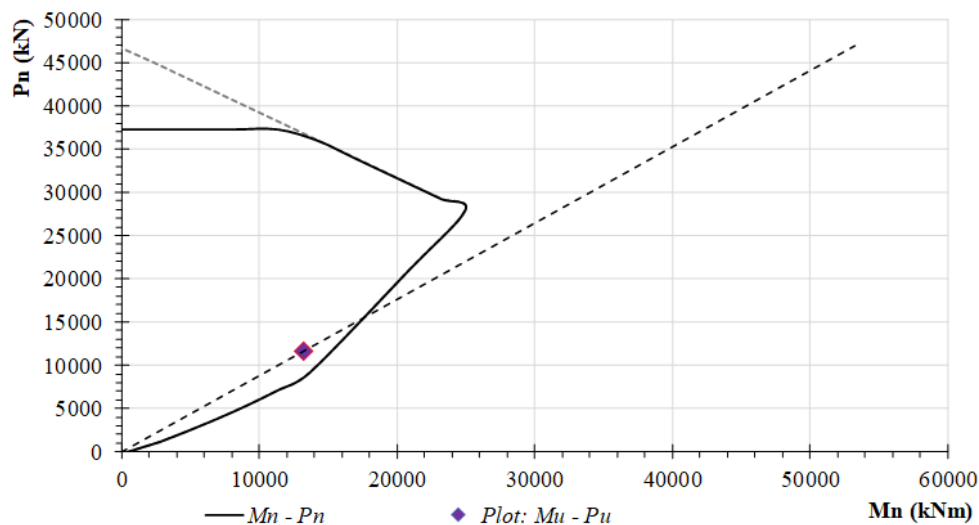
Prosedur perhitungan penulangan dinding geser tipe SW1 arah X pada struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel adalah sebagaimana berikut ini.

1. Properti material dan penampang dinding geser

Tebal dinding geser (t_w)	=	400 mm
Panjang dinding geser (L)	=	4200 mm
Lebar kolom (b_k)	=	700 mm
Panjang kolom (h_k)	=	700 mm
Tinggi dinding geser total (h_w)	=	39750 mm
Panjang total (L_w)	=	$L + h_k$
	=	4900 mm
Panjang bersih (L_n)	=	$L - h_k$
	=	3500 mm
Luas penampang melintang (A_{cv})	=	$t_w \cdot L_w$
	=	1960000 mm ²
Luas total dinding geser (A_w)	=	$t_w \cdot L_n = 2 \cdot (b_k \cdot h_k)$
	=	2380000 mm ²
Diameter tulangan longitudinal (d_L)	=	19 mm
Diameter tulangan transfersal (d_T)	=	19 mm
Diameter tulangan kolom (d_k)	=	25 mm
Mutu beton (f'_c)	=	39 MPa

Mutu baja tulangan (f_y)	=	400 MPa
2. Kebutuhan tulangan minimum		
Faktor reduksi (ϕ)	=	0,75
Gaya geser ultimit (V_u)	=	3507 kN
Gaya geser rencana ($V_{rencana}$)	=	V_u / ϕ
	=	4675897 N
Batas zona 1	=	$0,083 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$
	=	1015936 N
Batas zona 2	=	$0,17 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$
	=	2080833 N
Kesimpulan	:	Zona 3
Rasio tulangan longitudinal minimum (ρ_{L_min})	=	0,0025
Rasio tulangan trasnversal minimum (ρ_{T_min})	=	0,0025
Jumlah lapis tulangan pakai, n_{lapis}	=	2 lapis
3. Pemeriksaan gaya dalam aksial-lentur		
Spasi tulangan longitudinal, s	=	300 mm
Rasio tulangan longitudinal, ρ_L	=	$n \cdot \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_K^2}{t_w \cdot s}$
	=	0,00473

Spasi tulangan sebesar 300 mm telah memenuhi syarat jarak tulangan terbesar yaitu 450 mm sebagaimana seperti pada Pasal 21.9.2.1 SNI 2847:2013 dan telah memenuhi syarat rasio tulangan minimum seperti sebagaimana pada Pasal 21.9.6.5 SNI 2847:2013. Kontrol gaya aksial lentur pada dinding geser SW1 dilakukan seperti sebagaimana dapat dilihat pada Gambar 5.32.



Gambar 5.58 Diagram M_n-P_n SW1 arah X struktur flat-slab

Berdasarkan prosedur perhitungan yang telah dilakukan, maka digunakan konfigurasi tulangan longitudinal 2 D19-300.

4. Pemeriksaan kapasitas geser

$$h_w/L_w = 8,11$$

Berdasarkan Pasal 21.9.4.1, karena nilai h_w/L_w lebih dari 2, maka nilai α_c ditentukan sebesar 0,17.

$$\text{Spasi tulangan transversal, } s = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Rasio tulangan transversal, } \rho_T = n \cdot \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_K^2}{t_w \cdot s}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser dinding, } V_n &= A_{cv} (\alpha_c \cdot f_c'^{0,5} + \rho_T \cdot f_y) \\ &= 5785609 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser dinding, } V_{n_{max}} &= 0,66 \cdot A_{cv} \cdot f_c'^{0,5} \\ &= 8078529 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Kuat geser dinding, } V_{n_{pakai}} = 5785609 \text{ N}$$

Dinding geser telah memenuhi syarat kebutuhan kuat geser, karena gaya geser dinding ($V_{n_{pakai}}$) sebesar 5785609 N telah melebihi kuat geser rencana (V_u / ϕ) sebesar 4675897 N. Sehingga, dapat digunakan konfigurasi tulangan transversal 2 D19-300.

5. Rekapitulasi penulangan

Prosedur perhitungan pada dinding geser dengan tipe lainnya dilakukan seperti sebagaimana pada prosedur perhitungan dinding geser SW1 arah X. Rekapitulasi penulangan dinding geser pada struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel dapat dilihat sebagaimana pada Tabel 5.49.

Tabel 5.49 Rekapitulasi penulangan dinding geser struktur *flat-slab*

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

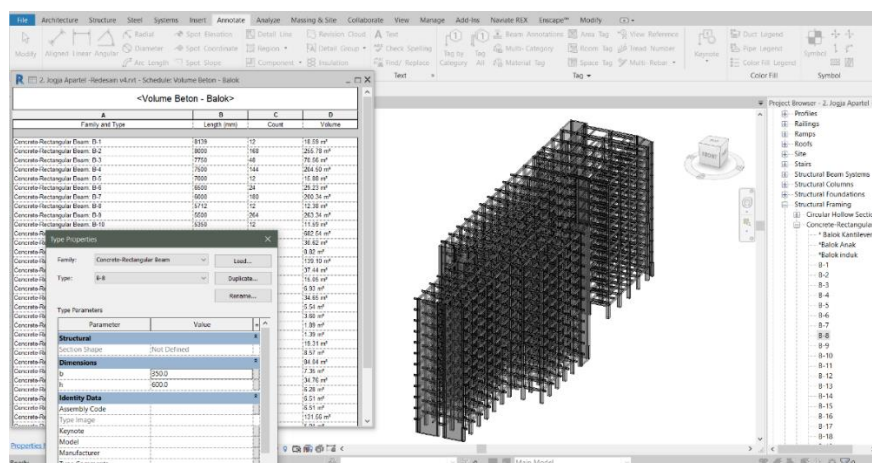
5.6 Metode Perhitungan Volume Beton dan Berat Baja Tulangan

Metode perhitungan volume beton dan berat baja tulangan pada kedua model struktur dilakukan menggunakan bantuan *software* Autodesk Revit. *Section properties* dari semua elemen struktur yang telah didesain, kemudian di-*update* pada model yang telah dibuat pada Autodesk Revit seperti yang telah dijelaskan pada sub bab 5.3, kemudian dilakukan penggambaran tulangan dengan bantuan *add-in Naviate Rebar Extension* untuk mendapatkan berat tulangan pada masing-

masing model struktur Gedung. Penjelasan lebih detail terkait perhitungan volume beton dan berat baja tulanga pada kedua model adalah seperti sebagaimana berikut ini.

5.6.1 Volume beton bertulang

Setelah dilakukan desain dan analisis pada model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel, didapatkan *section properties* yang baru baik untuk pelat, balok, kolom dan *shear wall* yang telah siap untuk digambarkan. Sebagaimana yang telah dijelaskan pada sub bab 5.3 tentang pemodelan awal struktur gedung, penggambaran model gedung sampai dengan *preliminary design* telah dilakukan dengan menggunakan bantuan program Autodesk Revit. Sehingga, yang perlu dilakukan setelah melakukan prosedur analisis dan desain pada model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel adalah meng-*update* informasi *section properties* pada setiap elemen yang telah dimodelkan seperti sebagaimana yang ditunjukkan pada Gambar 5.59 berikut ini.



Gambar 5.59 Proses update informasi *section properties* pada struktur Gedung Jogja Apartel dengan bantuan *software* Autodesk Revit

Adapun perhitungan volume beton bertulang telah dilakukan secara otomatis setelah *update section properties* dilakukan. Rincian dan rekapitulasi hasil perhitungan volume beton bertulang dengan bantuan *software* Autodesk Revit pada

setiap elemen struktur pada model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel dapat dilihat pada Tabel 5.50 berikut ini.

Tabel 5.50 Rekapitulasi volume beton struktur Gedung Jogja Apartel

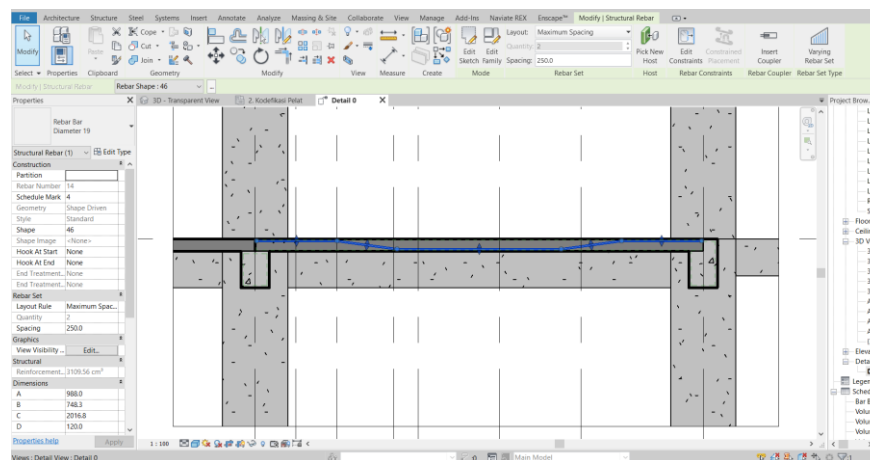
Elemen Struktur	Volume Beton Bertulang (m ³)	
	Sistem struktur pelat konvensional	Struktur <i>Flat-slab</i>
Pelat	6925,24	3846,71
Balok	498,45	1932,79
Kolom	2150,54	2129,33
Shear Wall	1867,50	994,59
Total	11441,73	8903,42

5.6.2 Berat baja tulangan

Proses perhitungan berat tulangan dilakukan dengan cara menggambarkan tulangan berdasarkan data tulangan yang didapatkan dari hasil desain model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel. Setelah tulangan digambarkan dengan menggunakan bantuan *software* Autodesk Revit beserta ekstensi *Naviate Rebar Extension*, berat tulangan dapat langsung diketahui secara langsung melalui *Schedule/Quantities* pada *Project Browser*. Proses penggambaran tulangan dengan bantuan *software* Autodesk Revit beserta ekstensi *Naviate Rebar Extension* adalah seperti sebagaimana berikut ini.

1. Penulangan pelat

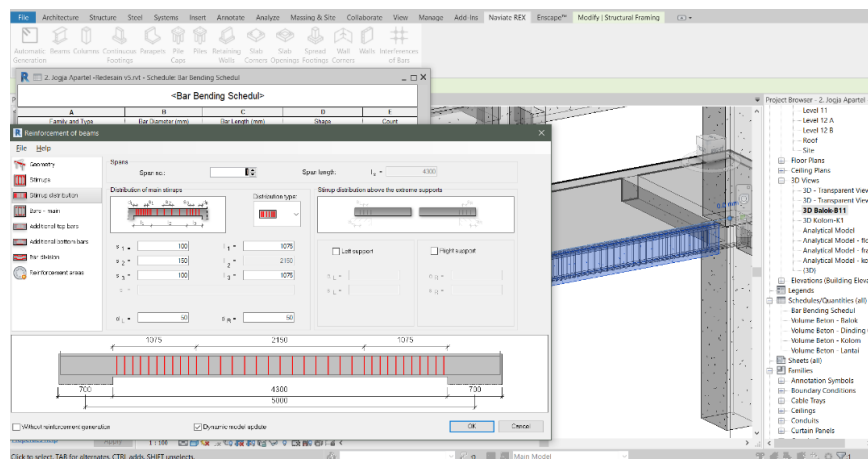
Proses penulangan pelat dilakukan secara manual dengan bantuan *software* Autodesk Revit, karena pada ekstensi *Naviate Rebar Extension* belum memiliki fitur penulangan untuk pelat. Proses penggambaran penulangan pelat dilakukan seperti terlihat di Gambar 5.60.



Gambar 5.60 Proses penggambaran dan perhitungan berat tulangan pelat dengan bantuan *software* Autodesk Revit

2. Penulangan Balok

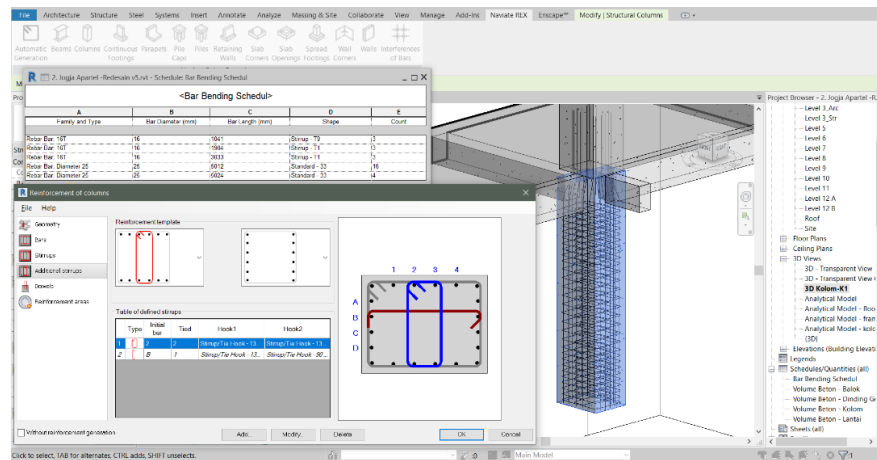
Proses penulangan balok dilakukan dengan bantuan *software* Autodesk Revit dan ekstensi *Naviate Rebar Extension*. Proses penggambaran penulangan balok dilakukan seperti terlihat di Gambar 5.61.



Gambar 5.61 Proses penggambaran dan perhitungan berat tulangan balok dengan bantuan *software* Autodesk Revit

3. Penulangan Kolom

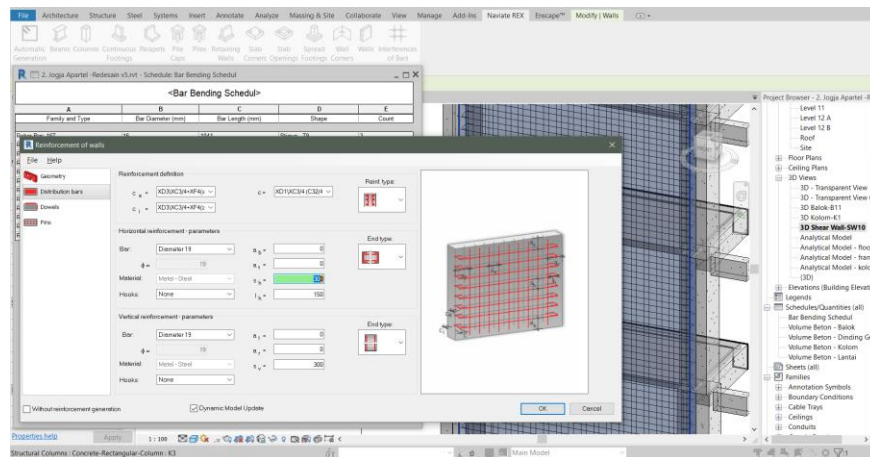
Proses penulangan kolom dilakukan dengan bantuan *software* Autodesk Revit dan ekstensi *Naviate Rebar Extension*. Proses penggambaran penulangan kolom dilakukan seperti terlihat di Gambar 5.62.



Gambar 5.62 Proses penggambaran dan perhitungan berat tulangan kolom dengan bantuan *software* Autodesk Revit

4. Penulangan Dinding Geser (*Shear Wall*)

Proses penulangan dinding geser (*shear wall*) dilakukan dengan bantuan *software* Autodesk Revit dan ekstensi *Naviate Rebar Extension*. Proses penggambaran penulangan dinding geser (*shear wall*) dilakukan seperti terlihat di Gambar 5.62.



Gambar 5.63 Proses penggambaran dan perhitungan berat tulangan dinding geser dengan bantuan *software* Autodesk Revit

Adapun hasil berat tulangan pelat, berat tulangan balok, berat tulangan kolom dan berat tulangan dinding geser baik pada model struktur pelat konvensional maupun struktur *flat-slab* adalah seperti terlihat di Tabel 5.51.

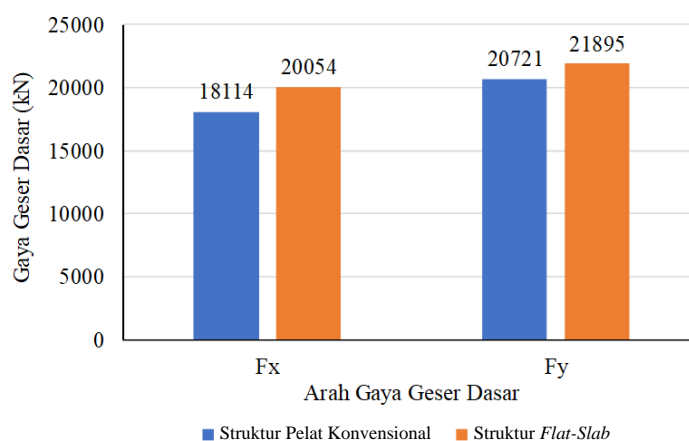
Tabel 5.51 Rekapitulasi berat tulangan struktur Gedung Jogja Apartel

Elemen Struktur	Berat Tulangan (Ton)	
	Sistem struktur pelat konvensional	Struktur <i>Flat-slab</i>
Pelat	412,46	670,25
Balok	780,14	182,39
Kolom	486,20	490,05
Dinding geser (<i>shear wall</i>)	81,94	149,28
Total	1760,73	1491,97

5.7 Perbandingan Hasil Desain antara Struktur Eksisting dan Sistem struktur pelat konvensional.

5.7.1 Gaya geser dasar

Gambar 5.64 menunjukkan perbandingan gaya geser dasar antara sistem model struktur pelat konvensional dan gaya geser dasar sistem struktur *flat-slab*.

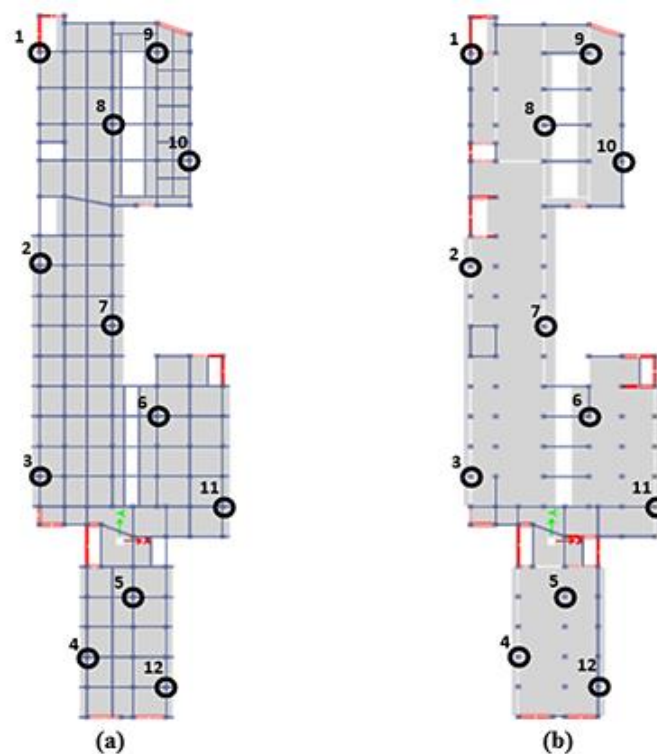


Gambar 5.64 Perbandingan gaya geser dasar (*base shear forces*) model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel

Berdasarkan Gambar 5.64, gaya geser pada struktur *flat-slab* didapatkan 11% lebih besar untuk arah X dan 6% lebih besar untuk arah Y apabila dibandingkan dengan sistem struktur pelat konvensional. Hal ini disebabkan karena berat efektif pada struktur *flat-slab* lebih besar apabila dibandingkan dengan berat efektif sistem struktur pelat konvensional.

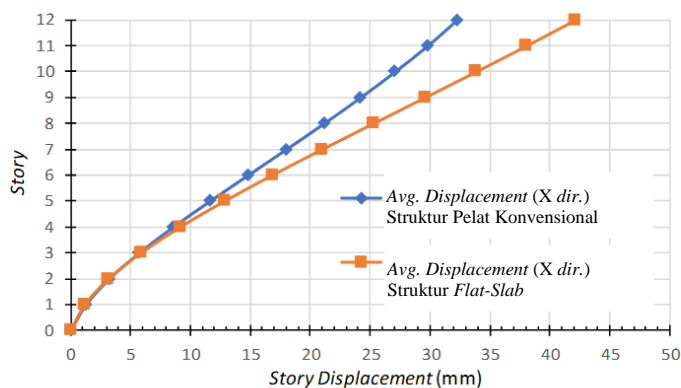
5.7.2 Perpindahan tingkat (*lateral displacement*)

Perbandingan *lateral displacement* antara model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* pada penelitian ini dilakukan dengan rerata *lateral displacement* pada model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel di titik-titik tinjauan seperti terlihat di Gambar 5.65.

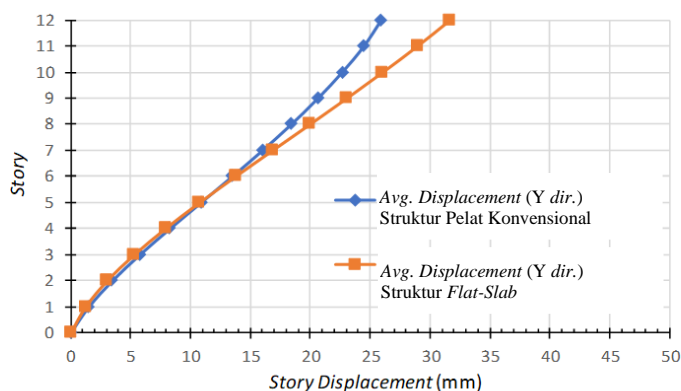


Gambar 5.65 Titik (*joint*) untuk tinjauan *lateral displacement* dan *story drift* pada denah model struktur pelat konvensional (a) dan struktur *flat-slab* (b)

Adapun hasil rerata nilai *lateral displacement* disetiap lantai di titik-titik tinjauan seperti pada Gambar 5.65 pada model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* dapat dilihat pada Gambar 5.66 dan Gambar 5.67.



Gambar 5.66 Perbandingan *Lateral Displacement* (mm) rerata arah X



Gambar 5.67 Perbandingan *Lateral Displacement* (mm) rerata arah Y

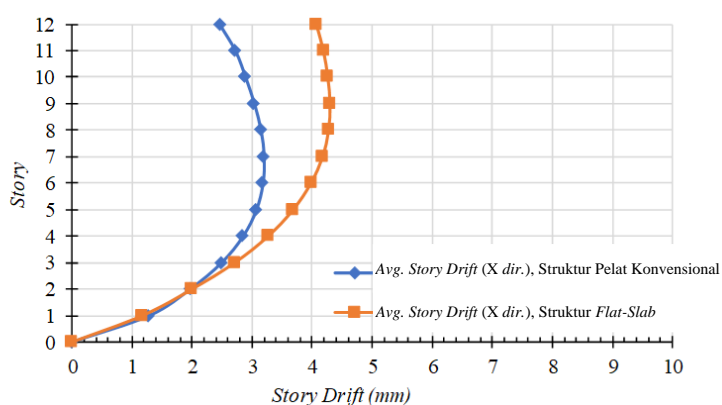
Nilai *lateral displacement* rerata pada struktur *flat-slab* relatif lebih besar apabila dibandingkan dengan *lateral displacement* rerata pada sistem struktur pelat konvensional. Hal ini dikarenakan berat efektif struktur *flat-slab* relatif sedikit lebih besar dan mengakibatkan gaya lateral akibat gempa yang juga lebih besar.

Jumlah *shear wall* pada model struktur pelat konvensional telah dikurangi untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012, yaitu terkait 25% beban akibat gempa harus dirima oleh struktur rangka pemikul momen. Hal ini menunjukkan bahwa keberadaan balok pada model struktur pelat konvensional Gedung Jogja Apartel

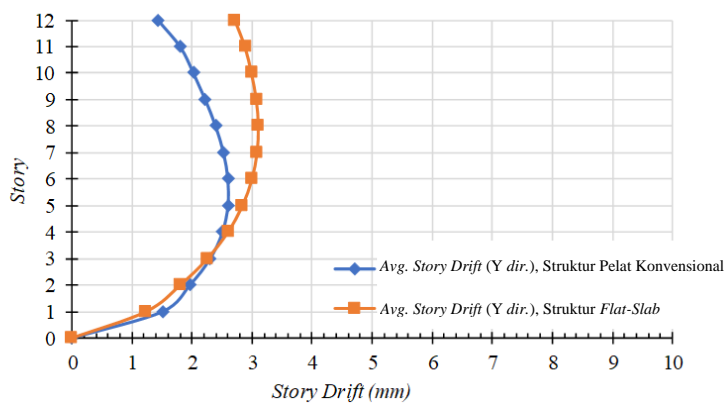
mempunyai kontribusi yang cukup besar untuk memperkecil nilai *lateral displacement*.

5.7.3 Simpang antar tingkat (*story drift*)

Simpangan antar tingkat (*Story Drift*) adalah simpangan suatu tingkat yang diukur relatif berdasarkan tingkat dibawahnya. Perbandingan *story drift* antara model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* pada penelitian ini dilakukan dengan rerata *story drift* pada model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel di titik-titik tinjauan seperti sebagaimana pada Gambar 5.65. Hasil perbandingan simpangan antar tingkat (*story drift*) model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* dapat dilihat pada Gambar 5.68 dan Gambar 5.69.



Gambar 5.68 Perbandingan *Story drift* (mm) rerata arah X

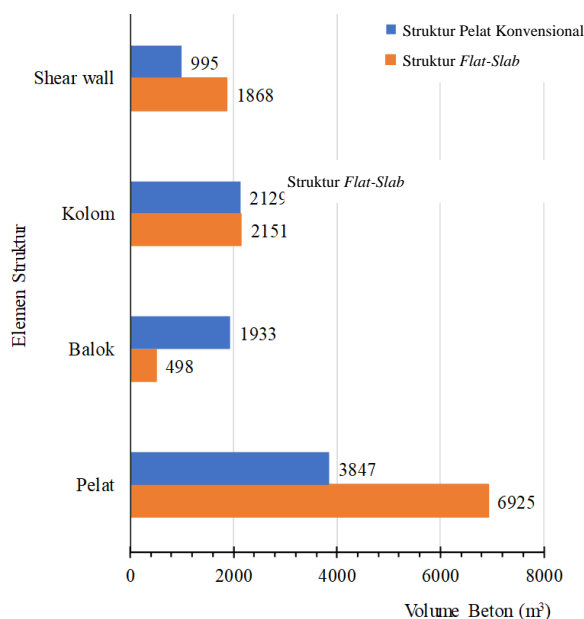


Gambar 5.69 Perbandingan *Story drift* (mm) rerata arah Y

Gambar 5.68 dan Gambar 5.69 memperlihatkan bahwa grafik rerata simpangan antar lantai (*story drift*) membentuk parabola sepanjang ketinggian strukturnya. Seperti sebagaimana yang terlihat di Gambar 5.28 dan Gambar 5.54, model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* masih memenuhi syarat batas untuk simpang antar lantai. Nilai simpangan antar lantai (*drift*) pada model struktur pelat konvensional didapatkan relatif sedikit lebih kecil daripada struktur existing.

5.7.4 Volume beton bertulang

Perbandingan volume beton antara model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel adalah terlihat di Gambar 5.70.



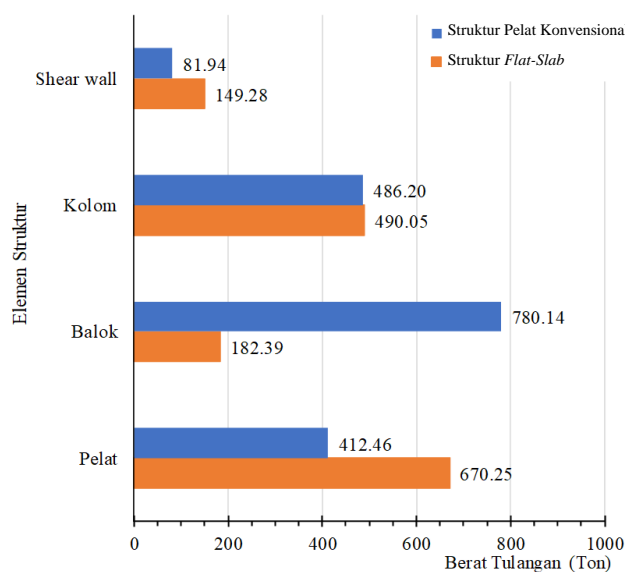
Gambar 5.70 Perbandingan volume beton (m³) antara hasil desain model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel

Hasil perbandingan volume beton anatara model struktur pelat konvensional dan strukru *flat-slab* Gedung Jogja Apartel menunjukkan bahwa secara keseluruhan volume beton untuk struktur *flat-slab* memiliki 25,51% volume beton lebih banyak daripada volume beton sistem struktur pelat konvensional. Hal ini disebabkan tebal

pelat yang relatif lebih besar digunakan supaya dapat memenuhi syarat tebal minimum pelat yang disyaratkan oleh SNI 2847:2013.

5.7.5 Berat baja tulangan

Perbandingan berat tulangan antara model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel adalah terlihat di Gambar 5.71.



Gambar 5.71 Perbandingan berat tulangan (ton) antara hasil desain model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel

Hasil perbandingan berat tulangan antara hasil desain model struktur pelat konvensional dan struktur *flat-slab* Gedung Jogja Apartel menunjukkan bahwa secara keseluruhan berat tulangan untuk model struktur pelat konvensional memiliki 18% berat tulangan yang lebih banyak daripada berat tulangan struktur *flat-slab*, walaupun volume beton struktur *flat-slab* lebih besar. Hal ini disebabkan karena jumlah balok pada model struktur pelat konvensional yang lebih banyak dibandingkan dengan balok-balok yang ada pada struktur *flat-slab*.

BAB VI

KESIMPULAN

6.1 Kesimpulan

Adapun kesimpulan yang dapat diambil berdasarkan analisis dan pembahasan pada penelitian ini adalah seperti berikut ini.

1. Prosedur desain struktur pelat konvensional dan *flat-slab* pada Gedung Jogja Apartel memiliki perbedaan pada teknis perhitungan tulangan elemen pelat khususnya di daerah lajur kolom. Pelat di daerah lajur kolom pada struktur *flat-slab* harus dipastikan untuk memenuhi syarat daktilitas tinggi, sebagai konsekuensi dari pemilihan sistem ganda dengan dinding struktural khusus.
2. Respons struktur berupa:
 - a. gaya geser dasar (*base shear*) pada struktur *flat-slab* didapatkan 11% lebih besar untuk arah X dan 6% lebih besar untuk arah Y;
 - b. *lateral displacement* rerata pada struktur *flat-slab* relatif lebih besar apabila dibandingkan struktur pelat konvensional; dan
 - c. *story drift* rerata pada struktur *flat-slab* relatif lebih besar apabila dibandingkan struktur pelat konvensional
3. Penggunaan teknologi BIM (*Building Information Modeling*) dengan bantuan program Autodesk Revit dan *Naviate Rebar Extension* sangat membantu dalam proses penelitian untuk mengetahui bahwa:
 - a. volume beton untuk struktur *flat-slab* memiliki 26% volume beton yang lebih banyak daripada volume beton struktur pelat konvensional.
 - b. berat tulangan untuk struktur pelat konvensional memiliki 18% berat tulangan yang lebih besar daripada berat tulangan struktur *flat-slab*.
 - c. Penggunaan sistem struktur *flat-slab* pada struktur Gedung Jogja Apartel dapat memperbesar kebutuhan beton bertulang, tetapi dapat memperkecil kebutuhan tulangan.

6.2 Saran

Berdasarkan hasil yang diperoleh pada penelitian ini. dapat diberikan saran-saran seperti sebagaimana berikut ini.

1. Menggunakan perhitungan dengan SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019;
2. Mempertimbangkan elemen kord dan kolektor, mengingat struktur gedung Jogja Apartel memiliki konsekuensi peningkatan gaya akibat ketidakberaturan (Pasal 7.3.3.4, SNI 1726:2012) yang diakibatkan oleh ketidakberaturan torsi, ketidakberaturan torsi berlebih, dan ketidakberaturan sudut dalam;
3. Menggunakan beberapa variasi sistem pelat dan/atau struktur lainnya;
4. Menggunakan perangkat komputer dengan *system requirement* yang direkomendasikan untuk “*Performance: Large, complex models*” oleh *Autodesk Support*;
5. Membandingkan model sistem struktur sampai dengan rencana anggaran biaya (RAB) dengan menerapkan teknologi BIM (*Building Information Modeling*).




DAFTAR PUSTAKA

- Asroni, Ali, 2010. *Kolom, Fondasi dan Balok "T" Beton Bertulang*, Graha Ilmu, Yogyakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, 1989. *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SNI 1727:1989)*, 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, 2013. *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727:2013)*, BSN, Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, 2013. *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)*, BSN, Jakarta.
- Borkar S., Dabhekar K., Khedikar I., Jaju S., 2021. *Analysis of Flat Slab Structures in Comparison with Conventional Slab Structures*, IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 822 (2021) 012049.
- Dipohusodo I., 1994. *Struktur Beton Bertulang (Berdasarkan SK. SNI T-15-1991-03 Departemen Pekerjaan Umum RI)*, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Eastman C., Teicholz P., Sack R., dan Liston K., 2011. *BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designers, Engineers, and Contractors; Second Edition*, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.
- McCormac J. C., Brown R. H., 2014. *Design of Reinforced Concrete: Ninth Edition*, John Wiley & Sons, Inc., United States of America.

- Mohana H.S. dan Kavan M.R., 2015. *Comparative Study of Flat Slab and Conventional Slab Structure Using ETABS for Different Earthquake Zones of India*, International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), e-ISSN: 2395-0056, Vol-2, Issue-3.
- Panitia Pembaharuan Peraturan Beton Bertulang Indonesia, 1979. *Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971: Cetakan ke-7*, Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan, Bandung.
- Pawirodikromo W., 2001. *Respons Dinamik Struktur Elastik*, UII Press, Yogyakarta.
- Pawirodikromo W., 2008. *Bahan Kuliah Struktur Beton Bertulang II*, Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Pawirodikromo W., 2012. *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*, Pustaka Pelajar (Anggota IKAPI), Yogyakarta.
- Pawirodikromo W., 2017. *Analisis Dinamik Struktur*, Pustaka Pelajar (Anggota IKAPI), Yogyakarta.
- Primasetra A., 2020. *Dasar-Dasar Building Information Modeling Menggunakan Software Revit*, Pelita Medika, Kediri.
- Setiawan A., 2016. *Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013*, Erlangga, Jakarta.
- Sudarmoko, 1996. *Diagram Perancangan Beton Bertulang*, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Suri R. S. dan Jain A. K., 2018. *A Comparative Study of Flat Slab with Perimeter Beams and Conventional Slab Structures under Seismic Conditions*, American Journal of Engineering Research, E-ISSN: 2320-0847, Vol-7, Issue-12.

- 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.
- Vinca R., Agia, 2016. *Efisiensi Penggunaan Plat Cendawan Terhadap Plat Konvensional pada Gedung Pascasarjana UMS*, Thesis, Universitas Muhammadiyah Surakarta, (Tidak Diterbitkan), Surakarta.
- Whitney C. S., 1937. *Design of Reinforced Concrete Members Under Flexure or Combined Flexure and Direct Compression*, *ACI Journal*, Maret-April 1937: 483-498 (Vol. 33).
- Yolanda, 2013. *Redesain Struktur Bangunan Hotel Ultima Horisson Riss Yogyakarta dengan Penyederhanaan Sistem Balok Lantai*, Tugas akhir, Universitas Gadjah Mada, (Tidak Diterbitkan), Yogyakarta.

LAMPIRAN

Keterangan	File Lampiran
Laporan Hasil Penyelidikan Tanah Proyek Jogja Apartel	 Lampiran 1.pdf
Gambar Struktur Gedung Jogja Apartel dengan Model Pelat Konvensional	 Lampiran 2.pdf
Gambar Struktur Gedung Jogja Apartel dengan Model <i>Flat-Slab</i>	 Lampiran 3.pdf