

**PERANCANGAN ULANG STRUKTUR ATAS
GEDUNG KANTOR OTORITAS JASA KEUANGAN
SURAKARTA MENGGUNAKAN
BAJA KONVENTSIONAL**

TUGAS AKHIR



**MUHAMMAD FIRDAUS WILLY PRATAMA
5160811219**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS SAINS DAN TEKNOLOGI
UNIVERSITAS TEKNOLOGI YOGYAKARTA**

**YOGYAKARTA
2020**

HALAMAN PENGESAHAN TUGAS AKHIR

PERANCANGAN ULANG STRUKTUR ATAS GEDUNG KANTOR OTORITAS JASA KEUANGAN SURAKARTA MENGGUNAKAN BAJA KONVENTSIONAL

Disusun oleh:

MUHAMMAD FIRDAUS WILLY PRATAMA

5160811219

Telah dipertahankan di depan Dewan Penguji
pada

Nama

Eka Faisal Nur
Hidayatullah,
S.T., M.T.

Jabatan

Tanda tangan

Tanggal

Penguji

Pembimbing



Yogyakarta,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Adwiyah Asyifa, S.T., M.Eng.

NIK. 110116081

PERNYATAAN KEASLIAN PENULISAN

Yang bertanda tangan di bawah ini, saya:

Nama : Muhammad Firdaus Willy Pratama

NIM : 5160811219

Program Studi : Teknik Sipil

Fakultas : Sains dan Teknologi

menyatakan bahwa laporan tugas akhir dengan judul: “Perancangan Ulang Struktur Atas Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta Menggunakan Baja Konvensional” ini adalah hasil karya saya sendiri, tidak mengandung plagiat dan semua sumber baik yang dikutip maupun dirujuk telah saya nyatakan dengan mengikuti tata cara dan etika penulisan karya ilmiah yang benar.

Segala sesuatu yang berkaitan dengan pelanggaran seperti yang dinyatakan di atas, sepenuhnya menjadi tanggung jawab penulis.

Yogyakarta, 30 Juli 2020

Penulis,



Muhammad Firdaus Willy Pratama

5160811219

KATA PENGANTAR

Puji syukur atas ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa atas segala rahmat dan hidayah-Nya, penulis dapat menyelesaikan laporan tugas akhir ini. Penulisan laporan Tugas Akhir ini dilakukan untuk memenuhi salah satu syarat pencapaian gelar Sarjana Teknik Sipil, Fakultas Sains dan Teknologi Yogyakarta.

Penulis menyadari bahwa banyak bantuan dan bimbingan telah penulis terima dari berbagai pihak dari masa perkuliahan sampai dengan penyusunan laporan Tugas Akhir ini. Oleh karena itu, penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Orang tua yang selalu memberikan semangat dan dukungan moral dan material.
2. Bapak Dr. Bambang Moertono Setiawan, M.M., Akt., C.A., selaku Rektor Universitas Teknologi Yogyakarta.
3. Ibu Dr. Endi Marlina, S.T., M.T., selaku Dekan Fakultas Sains dan Teknologi Universitas Teknologi Yogyakarta.
4. Ibu Adwiyah Asyifa, S.T., M.Eng., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil.
5. Bapak Danny Setiawan, S.T., M.Sc., selaku Dosen Wali.
6. Bapak Eka Faisal Nur Hidayatullah, S.T., M.T., selaku dosen pembimbing dalam penyusunan laporan tugas akhir.
7. Rekan-rekan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Sains dan Teknologi Universitas Teknologi Yogyakarta.

Akhir kata, penulis berharap Tuhan Yang Maha Esa berkenan membahas segala kebaikan semua pihak yang telah membantu. Semoga laporan tugas akhir ini membawa manfaat bagi pengembangan ilmu.

Yogyakarta, 30 Juli 2020

Muhammad Firdaus Willy Pratama
5160811219

ABSTRAK

Pertumbuhan pembangunan gedung dan infrastruktur di Indonesia terus berkembang dengan pesat. Untuk mengimbangi perkembangan dan pertumbuhan yang pesat ini dibutuhkan pula waktu yang singkat dalam pelaksanaan konstruksi sehingga dapat menghasilkan bangunan yang memenuhi persyaratan dengan waktu pelaksanaan yang singkat. Perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi di sektor konstruksi sangat menunjang pembangunan fisik di suatu negara, salah satunya adalah penggunaan sistem struktur baja konvensional pada pembangunan struktur bangunan. Struktur baja adalah struktur ringan yang memiliki banyak kelebihan dibandingkan beton bertulang, di antaranya adalah struktur baja memiliki kuat tarik yang tinggi, waktu pelaksanaan, dan mutu bisa lebih terkendali. Pada penelitian ini Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta yang menggunakan struktur beton bertulang didesain ulang menggunakan struktur baja konvensional. Diharapkan dengan desain struktur baja konvensional ini diperoleh hasil analisis struktur yang aman dan tahan gempa yang memenuhi konsep SCWB (*Strong Column Weak Beam*).

Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta terdiri atas 4 lantai dan 1 *basement*. Balok dan kolom menggunakan struktur baja konvensional. Lantai yang ditinjau ulang menggunakan struktur beton bertulang adalah lantai 1-4. Perhitungan baja dan perencanaan sambungan menggunakan SNI 1729:2015 dan SNI 7860:2015. Analisis menggunakan bantuan *software* yaitu SAP2000 v14.0.0. Beban gempa berupa beban gempa statik ekivalen berdasarkan SNI 1726:2019. Analisis simpangan dan stabilitas menggunakan pedoman SNI 1726:2019.

Berdasarkan hasil analisis dan perencanaan ulang menunjukkan bahwa struktur baja Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta memenuhi konsep SCWB (*Strong Column Weak Beam*). Diperoleh profil yang digunakan pada komponen balok sebanyak 7 jenis yaitu balok yaitu balok B1 (IWF 350.350.14.22), B2 (IWF 350.350.19.19), B3 (IWF 350.350.12.19), B4 (IWF 350.350.16.16), B5 (IWF 300.300.10.15), B6 (IWF 300.300.9.14), dan B7 (IWF 250.250.14.14) serta komponen kolom sebanyak 8 jenis yaitu kolom K1 (IWF 400.400.20.35), K2 (IWF 400.400.18.28), K3 (IWF 400.400.16.24), K4 (IWF 400.400.21.21), K5 (IWF 350.350.10.16), K6 (IWF 350.350.13.13), K7 (IWF 300.300.11.17), dan K8 (IWF 300.300.15.15) yang mempunyai jenis penampang kompak dan memenuhi syarat rasio momen dan geser, kontrol lentur dan geser, serta *safety factor* yang sesuai dengan persyaratan. Perencanaan sambungan pada Tugas Akhir ini menggunakan sambungan antar kolom, sambungan antar balok, sambungan balok kolom (*end plate*), dan sambungan *base plate*. Pada penelitian Tugas Akhir ini juga membahas mengenai analisis simpangan dan stabilitas struktur pada bangunan.

Kata kunci: baja konvensional, perancangan ulang, sambungan

DAFTAR ISI

Halaman Judul.....	i
Halaman Pengesahan	ii
Halaman Pernyataan Keaslian Penulisan	iii
Kata Pengantar	iv
Abstrak	v
Daftar Isi	vi
Daftar Gambar.....	ix
Daftar Tabel	xiii
Daftar Lampiran.....	xv
Daftar Notasi	xvi
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 LATAR BELAKANG.....	1
1.2 RUMUSAN MASALAH	2
1.3 TUJUAN	2
1.4 BATASAN MASALAH	2
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1 PENELITIAN TERDAHULU	4
2.2 PERBEDAAN DENGAN PENELITIAN TERDAHULU	7
BAB 3 LANDASAN TEORI.....	8
3.1 BANGUNAN GEDUNG	8
3.2 PENGGUNAAN STRUKTUR BAJA PADA BANGUNAN GEDUNG	8
3.3 PEMBEBANAN	9
3.3.1 Beban Mati	9
3.3.2 Beban Hidup	10
3.3.3 Beban Gempa	12
3.4 ANALISIS PENAMPANG STRUKTUR BAJA.....	23
3.4.1 Perencanaan Balok	23
3.4.2 Perencanaan Kolom.....	32
3.4.3 Kontrol <i>Strong Column Weak Beam</i> (SCWB)	38

3.5 SAMBUNGAN	39
3.5.1 Sambungan Balok-Kolom	39
3.5.2 Sambungan Balok-Balok	42
3.5.3 Sambungan Pelat Dasar (<i>Base Plate</i>)	43
3.5.4 Perencanaan Sambungan Baut.....	48
3.5.5 Perencanaan Pelat Sambung	50
3.5.6 Perencanaan Pelat Penerus	52
3.6 SIMPANGAN	53
3.7 STABILITAS STRUKTUR BANGUNAN	54
BAB 4 METODE PENELITIAN	56
4.1 DATA PERANCANGAN.....	56
4.2 METODE ANALISIS DATA	56
4.2.1 Studi Pustaka	57
4.2.2 Pengumpulan Data.....	57
4.2.3 Analisis Data dan Pembahasan.....	57
4.2.4 Kesimpulan.....	58
BAB 5 ANALISIS DAN PEMBAHASAN	61
5.1 DATA PENELITIAN.....	61
5.2 ANALISIS PEMBEBANAN	62
5.3 HASIL ANALISIS STRUKTUR	101
5.4 ANALISIS BALOK	102
5.5 ANALISIS KOLOM	108
5.6 ANALISIS SAMBUNGAN	114
5.6.1 Sambungan Kolom-Kolom.....	114
5.6.2 Sambungan Balok-Balok	121
5.6.3 Sambungan Balok-Kolom (<i>End Plate</i>).....	126
5.6.4 Periksa Rasio Momen Kolom dan Momen Balok (Kontrol SCWB).143	
5.6.5 Sambungan <i>Base Plate</i>	145
5.7 SIMPANGAN	152
5.8 STABILITAS	156
BAB 6 KESIMPULAN DAN SARAN	158
6.1 KESIMPULAN	158

6.2 SARAN	160
DAFTAR PUSTAKA	161
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Peta Penentuan Nilai S_s	13
Gambar 3.2 Peta Penentuan Nilai S_1	13
Gambar 3.3 Spektrum Respons Desain.....	17
Gambar 3.4 Momen Akibat Bresing Torsional di Dekat Sendi Plastis.....	24
Gambar 3.5 Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi dan Efek Gaya Horizontal	26
Gambar 3.6 Elemen tidak diperku dan diperku	27
Gambar 3.7 Batas Panjang Tanpa Pengaku Lateral	30
Gambar 3.8 Bresing Torsional di Dekat Sendi Plastis.....	31
Gambar 3.9 Grafik Faktor Panjang Efektif Kolom	35
Gambar 3.10 Kolom Axial Bending	36
Gambar 3.11 Peletakan Rasio Kekakuan antara Sistem Kolom dan Balok	36
Gambar 3.12 Sambungan <i>End Plate</i> (Balok-Kolom)	40
Gambar 3.13 Sambungan Balok-Balok.....	42
Gambar 3.14 <i>Base Plate</i>	43
Gambar 3.15 Distribusi Tegangan Ultimate	44
Gambar 3.16 Desain Tebal Pelat Dasar Berdasarkan Momen Kantilever	45
Gambar 3.17 Desain Tebal Pelat Dasar Berdasarkan Sisi Tekan Jika $Y < a$	46
Gambar 3.18 Desain Tebal Pelat Dasar Berdasarkan Sisi Tekan Jika $Y < a$	47
Gambar 3.19 Desain Tebal Pelat Dasar Berdasarkan Sisi Tarik.....	47
Gambar 4.1 Lokasi Penelitian	56
Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian	58
Gambar 5.1 Tampak Depan	62
Gambar 5.2 Tampak Samping.....	62
Gambar 5.3 Grafik Spektrum Respons Desain	67
Gambar 5.4 <i>Checking</i> Berat Struktur Bangunan Gedung Langkah 1	76
Gambar 5.5 <i>Checking</i> Berat Struktur Bangunan Gedung Langkah 2	77
Gambar 5.6 Hasil Analisis Berat Struktur Bangunan Gedung SRPMK	77
Gambar 5.7 Grafik Gaya Gempa Statis Ekuivalen	80
Gambar 5.8 Menentukan Satuan	81

Gambar 5.9 Menentukan Model	81
Gambar 5.10 <i>Edit Grid Data</i>	82
Gambar 5.11 <i>Modify Grid</i>	82
Gambar 5.12 <i>Input Grid Data</i>	83
Gambar 5.13 <i>Material Property Data Beton</i>	84
Gambar 5.14 <i>Material Property Data Baja Tulangan</i>	84
Gambar 5.15 Perancangan Penampang Balok	85
Gambar 5.16 <i>Frame Properties</i> Balok.....	85
Gambar 5.17 <i>Frame Section Property</i> Balok.....	85
Gambar 5.18 <i>Rectangular Section</i> Balok.....	86
Gambar 5.19 <i>Reinforcement Data</i> Balok	86
Gambar 5.20 Perancangan Penampang Kolom.....	87
Gambar 5.21 <i>Frame Properties</i> Kolom	87
Gambar 5.22 <i>Frame Section Property</i> Kolom	87
Gambar 5.23 <i>Rectangular Section</i> Kolom	88
Gambar 5.24 <i>Reinforcement Data</i> Kolom	88
Gambar 5.25 Perancangan Penampang Pelat.....	89
Gambar 5.26 <i>Area Sections</i>	89
Gambar 5.27 <i>Shell Section Data</i>	90
Gambar 5.28 Penggambaran Elemen Balok	90
Gambar 5.29 <i>Properties of Object</i> B1.....	91
Gambar 5.30 <i>Lines</i> Balok.....	91
Gambar 5.31 Penggambaran Elemen Kolom.....	91
Gambar 5.32 <i>Properties of Object</i> Kolom	92
Gambar 5.33 <i>Lines</i> Kolom	92
Gambar 5.34 Perletakan Struktur.....	92
Gambar 5.35 <i>Joint Restraints</i>	93
Gambar 5.36 <i>Quick Draw Area</i>	93
Gambar 5.37 <i>Properties of Object</i> Pelat	93
Gambar 5.38 <i>Define Load Cases</i>	94
Gambar 5.39 <i>Define Loads</i>	94
Gambar 5.40 <i>Load Combinations</i>	95

Gambar 5.41 <i>Box Select Sections Pelat</i>	95
Gambar 5.42 <i>Area Uniform Loads to Frames</i>	95
Gambar 5.43 <i>Frame Distributed Loads</i>	96
Gambar 5.44 <i>Assign/Define Constraints</i>	97
Gambar 5.45 <i>Define Load</i>	97
Gambar 5.46 <i>Setting User Seismic Load Pattern</i>	97
Gambar 5.47 <i>Run Analyze</i>	98
Gambar 5.48 <i>Set Load Cases to Run</i>	98
Gambar 5.49 <i>Frames/cables</i>	98
Gambar 5.50 <i>Box Member Force Diagram for Frames</i>	99
Gambar 5.51 <i>Display Show Tables</i>	99
Gambar 5.52 <i>Show Tables Display</i>	100
Gambar 5.53 <i>Export Current Table to Excel</i>	100
Gambar 5.54 <i>Output Analysis dalam Excel</i>	100
Gambar 5.55 Tampak 3D Struktur Gedung	101
Gambar 5.56 Tampak Atas Struktur Gedung.....	101
Gambar 5.57 Profil Penampang IWF 350.350.14.22.....	103
Gambar 5.58 Penampang Balok Terlentur Terkekang Lateral	104
Gambar 5.59 Profil Penampang IWF 400.400.20.35.....	109
Gambar 5.60 Detail Sambungan Kolom-Kolom.....	121
Gambar 5.61 Detail Sambungan Balok-Balok.....	125
Gambar 5.62 Sambungan Pelat Ujung Diperpanjang	128
Gambar 5.63 Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat Ujung (Y_p) untuk Sambungan 4E	131
Gambar 5.64 Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat Ujung (Y_p) untuk Sambungan 4ES	132
Gambar 5.65 <i>Stiffened End-Plate</i> dan <i>Unstiffened End Plate Moment Connection</i>	134
Gambar 5.66 Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom (Y_c) Diperpanjang dengan Empat baut 4E dan 4ES	137
Gambar 5.67 Detail Sambungan <i>End Plate</i>	142
Gambar 5.68 Jarak Antar baut dan Jarak Tepi Pada <i>Base Plate</i>	149

Gambar 5.69 Detail Sambungan <i>Base Plate</i>	152
Gambar 5.70 Simpangan Arah X.....	154
Gambar 5.71 Simpangan Arah Y	155
Gambar 5.72 Stabilitas Arah Sumbu X.....	157
Gambar 5.73 Stabilitas Arah Sumbu Y	157

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan dengan Penelitian Sebelumnya.....	7
Tabel 3.1 Beban Hidup	11
Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa	12
Tabel 3.3 Klasifikasi Situs	13
Tabel 3.4 Koefisien Situs (F_a).....	14
Tabel 3.5 Koefisien Situs (F_v).....	15
Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan SDS	15
Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{D1}	16
Tabel 3.8 R , C_d , Ω_0 untuk Sistem Rangka Pemikul Momen	17
Tabel 3.9 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	19
Tabel 3.10 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	19
Tabel 3.11 Klasifikasi Penampang Komponen Struktur Daktail Sedang dan Daktail Tinggi dengan Parameter Rasio Lebar-terhadap-Tebal	29
Tabel 3.12 Nilai R_y dan R_t untuk Material Baja dan Material Tulangan Baja.....	32
Tabel 3.13 Keadaan Batas Penampang Profil Baja Simetris Ganda.....	33
Tabel 3.14 Kekuatan Nominal Pengencang dan Bagian yang Berulir.....	48
Tabel 3.15 Dimensi Lubang Nominal	49
Tabel 3.16 Jarak Tepi Minimum dari Pusat Lubang Standar ke Tepi dari Bagian yang Disambung	50
Tabel 5.1 Beban Mati Tambahan pada Dinding	64
Tabel 5.2 Beban Hidup pada Tiap Lantai	64
Tabel 5.3 Total Beban Mati Berat Seismik Efektif Bangunan SRPMK	76
Tabel 5.4 Beban Hidup Berat Seismik Efektif Bangunan Lantai 4	78
Tabel 5.5 Total Beban Hidup Berat Seismik Efektif Bangunan	78
Tabel 5.6 Total Berat Seismik Efektif Bangunan	79
Tabel 5.7 Gaya Gempa Statis Ekuivalen (F_i)	80
Tabel 5.8 Hasil Analisis Struktur Baja.....	101
Tabel 5.9 Rekapitulasi Analisis Perhitungan Balok.....	107
Tabel 5.10 Rekapitulasi Analisis Perhitungan Kolom	113

Tabel 5.11 Rekapitulasi Sambungan pada Badan dan Sayap Kolom	121
Tabel 5.12 Rekapitulasi Sambungan pada Badan Balok	125
Tabel 5.13 Dimensi Balok dan Kolom.....	126
Tabel 5.14 Pembatasan Parametrik pada Prakualifikasi	128
Tabel 5.15 Rekapitulasi Sambungan <i>End Plate</i>	143
Tabel 5.16 Rekapitulasi Kontrol SCWB	144
Tabel 5.17 Rekapitulasi Sambungan <i>Base Plate</i>	152

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1. *Shop Drawing* Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta

Lampiran 2. Perancangan Struktur Baja Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan
Surakarta

DAFTAR NOTASI

A	= <i>upper end column</i>
A_b	= luas tubuh baut tak berulir nominal atau bagian berulir (mm^2)
A_g	= luas profil (mm^2)
A_{gv}	= luas bruto yang menahan geser (mm^2)
A_{nv}	= luas neto yang menahan geser (mm^2)
A_w	= luas badan profil (mm^2)
A_{we}	= luas efektif las (mm^2)
a	= jarak bersih antara pengaku transversal (mm)
b_{cf}	= lebar sayap kolom (mm)
b_f	= lebar sayap balok (mm)
B	= <i>bottom end column</i> dan batang pendek pelat dasar (mm)
B_1	= faktor amplifikasi akibat tekuk lateral
B_2	= faktor amplifikasi akibat lentur lateral
b	= <i>beam</i> (balok)
c	= koefisien, untuk simetris ganda = 1 dan <i>column</i> (kolom)
C_b	= faktor modifikasi tekuk torsional-lateral dan perhitungan untuk M_{cr}
C_d	= koefisien sehubungan dengan kekakuan breis relatif dan kurvatur
C_m	= koefisien dengan asumsi tanpa translasi dari portal yang telah ditentukan: $0,6 \text{ - } 0,4 \beta_m \leq 1,0; \beta_m = M_{\min}/M_{\max}$
C_{pr}	= faktor untuk memperkirakan kekuatan puncak sambungan
C_s	= koefisien respons seismik
C_t	= koefisien batas atas
C_v	= koefisien geser badan
C_{vx}	= distribusi vertikal gaya gempa
C_w	= konstanta lengkung (mm^6)
d	= tinggi profil balok (mm) dan diameter baut nominal (mm)
d_b	= tinggi balok (mm)
d_c	= tinggi kolom (mm)
d_z	= $d - 2 t_f$ dari balok tinggi pada sambungan (mm)

E	= modulus elastisitas baja (MPa)
E_{mh}	= efek gaya horizontal (N)
F_a	= faktor amplifikasi percepatan pada getaran periode pendek
F_{cr}	= tegangan tekuk kritis (MPa)
F_e	= tegangan tekuk kritis elastis (MPa)
F_n	= tegangan tarik nominal F_{nr} atau tegangan geser F_{nv} (MPa)
F_{nt}	= tegangan tarik nominal (MPa)
F_{nv}	= tegangan geser (MPa)
F_{nw}	= tegangan nominal dari logam las (MPa)
F_u	= kekuatan tarik minimum yang disyaratkan dari pelelehan elemen (MPa)
F_v	= faktor amplifikasi percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik
F_x	= gaya gempa lateral
F_y	= tegangan leleh (MPa)
F_{vt}	= tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari sayap (MPa)
F_{yb}	= tegangan leleh penambang balok (MPa)
F_{yc}	= tegangan leleh penampang kolom (MPa)
F'_{nt}	= tegangan tarik nominal yang dimodifikasi efek tegangan geser (MPa)
f_p	= tegangan tekan beton (MPa)
$f_{p\ max}$	= tegangan tumpu nominal beton (MPa)
f_{rv}	= tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi DFBK (MPa)
G	= rasio kekakuan antara sistem kolom dan balok dan modulus geser (MPa)
h	= jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut atau las sudut (mm)
h_i	= tinggi dari dasar sampai tingkat i
h_n	= tinggi total bangunan
h_o	= jarak antara titik berat sayap (mm)
I_e	= faktor keutamaan gempa
I_x	= major aksial momen inersia (mm^4)
I_y	= minor aksial momen inersia (mm^4)
J	= konstanta torsi
K	= faktor panjang efektif dalam bidang lentur
k_v	= koefisien tekuk geser pelat badan
L	= panjang tanpa di breising lateral dari komponen struktur (mm)

L_b	= batas panjang tanpa pengaku lateral (mm)
L_h	= jarak antara lokasi sendi plastis (mm)
L_p	= batas panjang plastis (mm)
L_r	= batas panjang elastis (mm)
l	= nilai maksimum dari m , n dan $\lambda n'$
l_c	= jarak bersih dalam arah dari gaya, antara tepi lubang dan tepi lubang yang berdekatan atau tepi dari material (mm)
M_A	= nilai mutlak momen di titik $\frac{1}{4}$ dari segmen tanpa breising (Nmm)
M_B	= nilai mutlak momen di titik $\frac{1}{2}$ dari segmen tanpa breising (Nmm)
M_C	= nilai mutlak momen di titik $\frac{3}{4}$ dari segmen tanpa breising (Nmm)
M_{lt}	= momen kolom akibat beban lateral (Nmm)
M_{nt}	= momen kolom akibat beban gravitasi (Nmm)
M_{maks}	= nilai mutlak momen maksimum di segmen tanpa breising (Nmm)
M_n	= momen nominal untuk profil kompak (Nmm)
M_p	= momen plastis (Nmm)
M_{pl}	= kapasitas momen plastis pelat dasar (Nmm)
M_r	= momen akhir kolom setelah efek analisis order kedua (Nmm)
N	= bentang panjang pelat dasar (mm)
N_t	= jumlah baut tarik
P_c	= kekuatan aksial tersedia (N)
$P_{e\ story}$	= kapasitas tekuk kritis elastis total untuk tingkat pada arah translasi (N)
P_{e1}	= kapasitas tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur (N)
P_{lt}	= gaya aksial akibat beban lateral (N)
P_n	= kekuatan tekan nominal (N)
P_{nt}	= gaya aksial akibat beban gravitasi (N)
P_r	= gaya aksial akhir setelah efek analisis orde kedua (N) dan kekuatan tekan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N)
P_{story}	= gaya aksial total didukung oleh tingkat yang merupakan bagian dari sistem penahanan gaya gravitasi (N)
P_u	= gaya tekan (kN)
P_{uc}	= gaya aksial tekan terfaktor pada kolom (N)
R	= faktor modifikasi respons

r	= radius girasi (mm)
r_{ts}	= radius girasi dari sayap tekan (mm)
r_y	= radius girasi profil (mm)
R_y	= rasio tegangan leleh minimum
S_{DS}	= parameter respons spektrum percepatan desain pada periode pendek
S_h	= jarak sendi plastis (mm)
S_{M1}	= parameter respons spektrum percepatan desain pada periode 1 detik
S_{MS}	= parameter respons spektrum percepatan gempa MCE _R terpetakan untuk periode pendek
S_{M1}	= parameter respons spektrum percepatan gempa MCE _R terpetakan untuk periode 1,0 detik
S_x	= modulus penampang elastis dari sumbu x (mm ³)
S_1	= parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan
T	= periode getar fundamental struktur
T_a	= periode pendekatan (detik)
t	= tebal badan kolom atau pelat pengganda (mm)
t_f	= ketebalan dari sayap yang dibebani (mm)
t_p	= tebal pelat dasar (mm)
t_w	= ketebalan badan (mm)
t_{cf}	= ketebalan sayap kolom (mm)
V	= gaya geser seismik
V_g	= gaya geser akibat beban gravitasi (N)
V_u	= gaya ultimate (N)
W	= berat seismik efektif
W_i	= berat total bangunan
w_z	= lebar dari zona panel antara sayap kolom (mm)
x	= tingkat yang ditinjau
Z	= modulus penampang plastis (mm ³)
Z_e	= modulus penampang plastis efektif dari penampang (atau sambungan) pada lokasi sendi plastis (mm ³)
Z_x	= modulus penampang plastis (MPa)
α	= 1,00 (DFBK)

Φ = konstanta

ΣM_{pb} = jumlah momen balok pada pertemuan balok dan kolom

ΣM_{pc} = jumlah momen kolom di bagian bawah dan atas sambungan pada
pertemuan as kolom dan as balok

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Pertumbuhan pembangunan gedung dan infrastruktur di Indonesia terus berkembang dengan pesat. Untuk mengimbangi perkembangan dan pertumbuhan yang pesat ini dibutuhkan pula waktu yang singkat dalam pelaksanaan konstruksi sehingga dapat menghasilkan bangunan yang memenuhi persyaratan dengan waktu pelaksanaan yang singkat. Perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi di sektor konstruksi sangat menunjang pembangunan fisik di suatu negara, salah satunya adalah penggunaan sistem struktur baja konvensional pada pembangunan struktur bangunan. Struktur baja sendiri memiliki keunggulan bila dibandingkan dengan beton bertulang, di antaranya adalah struktur baja memiliki kuat tarik yang tinggi, waktu pelaksanaan dan mutu bisa lebih terkendali. Selain itu, baja memiliki keunikan tersendiri yaitu meskipun baja memiliki berat jenis yang lebih besar $7,850 \text{ T/m}^3$ dibandingkan dengan berat jenis beton $2,4 \text{ T/m}^3$, tetapi struktur baja lebih ringan dibandingkan dengan struktur beton bertulang. Hal ini bisa didasari dengan 1 kg kapas dan 1 kg besi, keduanya memiliki berat yang sama, tetapi volumenya lebih besar kapas karena berat jenis kapas jauh lebih kecil dari berat jenis besi, sama halnya dengan beton dan baja.

Dalam perancangan struktur baja harus berpedoman pada peraturan yang berlaku. Perancangan struktur baja gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta dirancang menggunakan peraturan yaitu SNI 1729:2015 (Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural), SNI 7860:2015 (Ketentuan Seismik untuk Struktur Baja Bangunan Gedung), SNI 1726:2019 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung), dan SNI 1727:2013 (Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain). Berdasarkan hal tersebut, pada tugas akhir ini akan dilakukan perancangan ulang gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta menggunakan baja konvensional dengan pedoman dan peraturan yang berlaku saat ini.

Prinsip dari perencanaan struktur gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta adalah menghasilkan suatu bangunan yang aman, nyaman, kuat, efisien, dan ekonomis. Suatu konstruksi gedung harus mampu menahan beban dan gaya-gaya yang bekerja pada konstruksi itu sendiri, sehingga bangunan atau struktur gedung aman dalam jangka waktu yang direncanakan.

1.2 RUMUSAN MASALAH

Berdasarkan latar belakang di atas, maka dapat dirumuskan suatu permasalahan sebagai berikut:

1. Bagaimana dimensi profil baja struktur gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta?
2. Bagaimana sambungan struktur gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta?
3. Bagaimana simpangan struktur gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta?
4. Bagaimana stabilitas struktur gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta?

1.3 TUJUAN

Berdasarkan rumusan masalah di atas, maka dapat diambil tujuan dari tugas akhir ini antara lain yaitu:

1. Mengetahui dimensi profil baja struktur gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta.
2. Mengetahui sambungan struktur gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta.
3. Mengetahui simpangan struktur gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta.
4. Mengetahui stabilitas struktur gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta.

1.4 BATASAN MASALAH

Berdasarkan tujuan di atas, batasan masalah penelitian adalah sebagai berikut:

1. Bangunan yang ditinjau adalah gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta.

2. Perancangan struktur gedung menggunakan peraturan di dalam SNI 1729:2015, SNI 7860:2015, SNI 1726:2019, dan SNI 1727:2013.
3. Struktur yang ditinjau pada tugas akhir ini hanya struktur atas gedung yaitu balok dan kolom menggunakan baja konvensional, sedangkan untuk pelat lantai menggunakan beton bertulang.
4. Desain sambungan yang ditinjau adalah sambungan baut antara balok-balok, kolom-kolom, balok-kolom, dan *base plate*.
5. Analisis gaya menggunakan *software* SAP2000 versi 14 sedangkan untuk menghitung penulangan menggunakan *software* Excel.
6. Perencanaan hanya membahas struktural dan tidak membahas manajemen konstruksi, analisis biaya, maupun segi arsitektural.
7. Tidak memperhitungkan sistem utilitas bangunan, instalasi air bersih dan air kotor, instalasi listrik, *finishing*, dan sebagainya.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 PENELITIAN TERDAHULU

Penelitian tentang struktur baja yang dilakukan Gunawan Edi W. dan Maulin Dwi Septyan P. (2017) berjudul “Redesain Struktur Gedung Kuliah Umum Fakultas Teknik Universitas Diponegoro Menggunakan Konstruksi Baja Berdasarkan SNI 1729-2015 dan SNI 7972-2013”. Struktur GKU sendiri menggunakan beton bertulang, penggunaan beton bertulang hampir menyeluruh kecuali pada rangka atap. Sedangkan pada penelitian ini menerapkan struktur baja pada perencanaan GKU Fakultas Teknik Universitas Diponegoro. Penggunaan struktur baja pada bangunan bertingkat masih jarang dilakukan di Indonesia. Sedangkan struktur baja memiliki beberapa kelebihan dibandingkan struktur beton, yaitu baja lebih daktail dan lebih cepat dalam proses pemasangannya. Perencanaan struktur baja pada GKU yang akan kami lakukan menggunakan peraturan terbaru yang berlaku di Indonesia (SNI) yang diterbitkan oleh BSN.

Pedoman utama pada penelitian struktur GKU dalam perencanaan mengacu pada SNI 1729-2015 Baja, SNI 7972-2013 Sambungan Terprakualifikasi dan SNI 1726-2012 Gempa. Pemodelan struktur dirancang dengan menggunakan *software Structure Analysis Program* (SAP2000) dan *AutoCAD*. Pemilihan profil awal dilakukan berdasarkan ukuran profil yang tersedia di pasaran. Kemudian setiap elemen dan profil dihitung berdasarkan gaya-gaya dalam yang harus dipikul. Begitu pula dengan sambungan-sambungan baik sambungan las maupun baut. Digunakan sendi plastis dengan tipe Penampang Balok Tereduksi untuk desain ketahanan terhadap gempa gempa.

Berdasarkan hasil perhitungan dan analisis yang dilakukan pada struktur GKU, maka dapat diambil kesimpulan yaitu Gedung Kuliah Umum Universitas Diponegoro termasuk dalam kategori desain seismik tipe D dengan ketinggian lebih dari 10 m, maka harus menggunakan desain Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), jenis SRPMK yang digunakan adalah PBT, perhitungan

kapasitas balok juga harus memperhatikan desain kapasitas dari PBT, gaya geser dasar dan partisipasi massa harus memenuhi persyaratan SNI 1726-2012 agar mendapatkan beban gempa yang mencukupi, pemilihan profil dan elemen sebaiknya menggunakan ukuran yang ada di pasaran sehingga penyediaan material lebih mudah tersedia, anggaran biaya yang telah direncanakan untuk Gedung Kuliah Umum Universitas Diponegoro adalah sebesar Rp 11.412.610.000,00, dan gambar rencana dibuat berdasarkan analisis perhitungan.

Penelitian dari Inees Kusuma Wardanai (2016) berjudul “Perencanaan Ulang Struktur Baja Menggunakan Spesifikasi Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729:2015)” yaitu tentang Proyek pembangunan *New Noodle Factory* PT. Indofood CBP yang terletak di Desa Endah, kecamatan paengenan, kabupaten Cirebon dengan fungsi bangunan yang difungsikan sebagai gudang ataupun pabrik produksi dimana sangat dianjurkan menggunakan struktur baja dikarenakan dengan bentang yang panjang serta luasan yang sangat besar akan lebih efektif dan efisien juga ekonomis serta dapat menanggung beban konstruksi yang telah direncanakan.

Proyek pembangunan *New Noodle Factory* PT. Indofood CBP akan direncanakan ulang dengan membuat pemodelan 2D pada SAP2000 V.14 dengan menganalisis kapasitas portal yaitu struktur kolom dan balok baja dan menganalisis perhitungan sambungan baut. Dalam redesain ini mengacu pada Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729:2015), Beban minimum untuk perencanaan bangunan gedung dan struktur lain (SNI 1727:2013), dan Pedoman Perencanaan untuk Pembebaran untuk Rumah dan Gedung 1987 pada proyek pembangunan *New Noodle Factory* PT. Indofood CBP dengan pemodelan 2D pada SAP2000 V.14 serta merencanakan sambungan pada bangunan strukturalnya.

Berdasarkan hasil analisis dan perencanaan ulang pada proyek pembangunan *New Noodle Factory* PT. Indofood CBP ditentukan bahwa penampang kolom menggunakan kolom (KB2 IWF 400×400×13×21, KB3 IWF 350×350×12×19), komponen penampang balok (BB1 IWF 500×200×10×16, BB2 IWF 450×200×9×14), dan pada rafter menggunakan (R1 IWF 500×200×10×16). Perencanaan sambungan dilakukan perubahan desain terhadap jumlah baut pada sambungan PD2 dan sambungan KB2 dengan KB3 yaitu dengan menambahkan jumlah baut. Karakteristik sambungan yang digunakan yaitu (PD2A 4 M 25 dengan

panjang angkur 400), (PD2 6 M 25 dengan panjang angkur 400), (PD3 4 M 25 dengan panjang angkur 400), (PD3A 4 M 25 dengan panjang angkur 400).

Pada penelitian Muhammad Khafis (2009) yang berjudul “Perencanaan Struktur Baja Pada Bangunan Tujuh Lantai Sebagai Hotel”. Indonesia terletak pada daerah rawan gempa, untuk mengurangi risiko bencana perlu konstruksi bangunan tahan gempa. Perencanaan ini bertujuan untuk merencanakan suatu struktur bangunan tingkat tinggi sebagai gedung hotel dengan 7 (Tujuh) lantai, yang stabil, cukup kuat, mampu layan, awet dan memenuhi tujuan lainnya seperti ekonomis dan kemudahan pelaksanaan.

Pada penelitian Muhammad Khafis dilakukan perencanaan dengan menganalisis metode analisa statik ekuivalen. Hasil dari analisis berupa Aksial, Momen, Geser. Analisis beban dorong statik pada struktur gedung, dengan menggunakan cara analisis statik 2 dimensi linier dan non linier, dimana pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya peleahan (sendi plastis) pertama di dalam struktur gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk elastik plastis yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan. Kemudian menentukan pemilihan dimensi balok portal utama pada portal dan balok anak terhadap momen pada balok portal akibat gaya-gaya yang bekerja pada struktur Gedung Hotel tersebut.

Berdasarkan analisis data dan pembahasan pada bangunan hotel mengenai pengaruh penambahan kombinasi beban angin dan beban gempa diperoleh kesimpulan yaitu balok anak menggunakan profil W 6x12 dan W 12x53 profil aman terhadap momen, geser, defleksi. Dari kombinasi pembebanan aksial dan lateral (beban angin) profil masih aman digunakan tetapi waktu menggunakan kombinasi pembebanan aksial dan lateral (beban gempa) ada beberapa profil yang tidak aman untuk digunakan, tetapi dapat diatasi dengan *redesign* atau membesarkan profil. Dari perhitungan kontrol masing-masing elemen aksial, geser, momen memenuhi syarat dan aman digunakan untuk portal gedung enam lantai.

2.2 PERBEDAAN DENGAN PENELITIAN TERDAHULU

Penelitian ini mengambil topik tentang perancangan struktur baja konvensional yang mana penelitian-penelitian serupa juga pernah dilakukan. Namun demikian penelitian ini memiliki perbedaan dengan penelitian sebelumnya, adapun perbedaan dengan penelitian sebelumnya dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Perbedaan dengan Penelitian Sebelumnya

No.	Penelitian Terdahulu	Perbedaan	
		Terdahulu	Sekarang
1.	Gunawan E.W., dkk., (2017). Redesain Struktur Gedung Kuliah Umum Fakultas Teknik Universitas Diponegoro Menggunakan Konstruksi Baja Berdasarkan SNI 1729-2015 dan SNI 7972-2013.	Perancangan gedung mengacu pada: a. SNI 1729:2015 b. SNI 7972:2013	Perancangan gedung mengacu pada: a. SNI 1729:2015 b. SNI 7860:2015 c. SNI 1726:2019 d. SNI 1727:2013
2.	Wardanai, I.K., (2016). Perencanaan Ulang Struktur Baja Menggunakan Spesifikasi Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729:2015).	Perencanaan gedung menggunakan penampang balok, kolom, dan rafter.	Perencanaan gedung menggunakan penampang balok dan kolom.
3.	Khafis, M., (2009). Perencanaan Struktur Baja Pada Bangunan Tujuh Lantai Sebagai Hotel.	Objek penelitian yang ditinjau adalah hotel.	Objek penelitian yang ditinjau adalah gedung perkantoran.

BAB 3

LANDASAN TEORI

3.1 BANGUNAN GEDUNG

Perencanaan suatu struktur perlu acuan standar yang berlaku agar struktur tersebut nyaman, awet, serta ekonomis. Persyaratan tersebut di antaranya adalah persyaratan material yang akan digunakan, metode analisis sebagai pedoman dalam perhitungan, dan beban-beban beserta kombinasinya yang akan dibebankan ke dalam suatu struktur.

Bangunan gedung bertingkat merupakan struktur portal yang terdiri dari elemen-elemen balok dan kolom. Tinjauan dasar yang digunakan dalam perencanaan struktur adalah kekuatan dan kestabilan struktur dalam menahan beban. Oleh karena itu, sebelum melakukan perencanaan suatu bangunan, peneliti harus meninjau terlebih dahulu beban-beban apa saja yang bekerja pada bangunan tersebut sehingga kegagalan struktur dapat dihindari.

Seiring dengan berkembangnya teknologi baik di dalam negeri maupun luar negeri, maka manusia selalu berupaya untuk menciptakan sesuatu agar kebutuhan manusia dapat dipenuhi dengan cepat, salah satunya adalah *software* komputer. Bagi para *civil engineer* dengan menggunakan program komputer, maka proses analisis struktur dapat dilakukan dengan lebih cepat. Akan tetapi yang harus diingat, bahwa setiap penggunaan program komputer harus dilakukan secara hati-hati, sehingga baik *input* dan *output* dapat dipertanggungjawabkan.

3.2 PENGGUNAAN STRUKTUR BAJA PADA BANGUNAN GEDUNG

Baja struktur adalah suatu jenis baja yang berdasarkan pertimbangan ekonomi, kekuatan sifatnya, cocok untuk pemikul beban. (Padosbajoyo, 1994). Baja struktur banyak dipakai untuk kolom serta balok bangunan bertingkat, sistem penyangga atap, hanggar, jembatan, menara antena, penahan tanah, fondasi tiang pancang, dan lain-lain. Beberapa keuntungan yang diperoleh dari baja sebagai bahan struktur yaitu baja mempunyai kekakuan cukup tinggi serta merata, menurut Kozai Club (1983) kekakuan baja terhadap tarik ataupun tekan tidak banyak berbeda dan

bervariasi dari 300 MPa sampai 2000 MPa. Kekuatan yang tinggi ini mengakibatkan struktur yang terbuat dari baja mempunyai ukuran yang lebih kecil jika dibandingkan dengan struktur lainnya. Oleh karena itu struktur cukup ringan sekalipun berat jenis baja tinggi.

Baja merupakan paduan antara besi dan karbon. Semakin banyak kandungan karbon, maka baja akan semakin kuat dan keras, namun sifat daktilitasnya akan menurun. Secara umum, baja terletak di antara besi tuang dan besi tempa. Besi tuang mengandung karbon dalam jumlah besar, sedangkan besi tempa sebaliknya yang mengandung karbon dalam jumlah kecil. Besi tuang sangat baik dalam menahan gaya tekan, sebaliknya besi tempa baik dalam menahan gaya tarik. Kombinasi antar keduanya membuat baja menjadi bahan struktur yang baik dalam menahan gaya tarik maupun tekan, sehingga dipakai secara luas di bidang bangunan teknik (Tjokrodimuljo, 2015).

Sifat mekanik baja perlu dipahami oleh seorang ahli struktur bangunan untuk mengetahui perilaku suatu struktur baja. Model pengujian yang paling tepat untuk mendapatkan sifat-sifat mekanik dari material baja adalah dengan melakukan uji tarik terhadap suatu benda uji baja (Setiawan, 2008). Uji tekan tidak dapat memberikan data yang akurat terhadap sifat-sifat mekanik material baja karena beberapa hal, di antaranya adanya potensi tekuk pada benda uji yang mengakibatkan ketidakstabilan dari benda uji tersebut. Selain itu, perhitungan tegangan yang terjadi di dalam benda uji lebih mudah dilakukan untuk uji tarik daripada uji tekan.

3.3 PEMBEBANAN

Sebelum melakukan perencanaan suatu struktur, peneliti terlebih dahulu harus mengetahui beban-beban yang akan dipikul oleh struktur tersebut. Sehingga pada tahap perencanaan, seluruh beban yang membebani struktur tersebut dapat dihitung dan risiko kegagalan struktur dapat dihindari.

3.3.1 Beban Mati

Beban mati yang diperhitungkan dalam struktur bangunan bertingkat ini merupakan berat sendiri elemen struktur bangunan yang memiliki fungsi struktural

menahan beban dan beban-beban mati tambahan yang membebani struktur utama. Beban mati dari berat sendiri elemen-elemen dan beban mati tambahan tersebut tercantum dalam “Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987” yang antara lain adalah sebagai berikut.

1. Bahan Bangunan

- a. Baja = 7850 kg/m³
- b. Beton Bertulang = 2400 kg/m³
- c. Pasir = 1800 kg/m³
- d. Mortar atau Spesi tebal 1 cm = 2200 kg/m³

2. Komponen Gedung

- a. Tegel atau Keramik per cm tebal = 24 kg/m²
- b. Pasangan bata ringan setengah bata = 60 kg/m²
- c. Adukan semen per cm tebal = 21 kg/m²
- d. Langit-langit tanpa penggantung = 11 kg/m²
- e. Penutup atap genteng = 50 kg/m²

3.3.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang terjadi karena adanya aktivitas manusia di suatu bangunan tertentu. Beban hidup diambil berdasarkan dari fungsional bangunan sesuai dengan SNI 1727:2013. Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir dan beban mati menurut SNI 1727:2013. Beban hidup yang digunakan dalam perencanaan bangunan gedung atau struktur ain harus digunakan beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan merupakan beban hidup terdistribusi merata minimum. Beban hidup pada lantai dan atap untuk gedung perkantoran (Otoritas Jasa Keuangan Surakarta) ditentukan berdasarkan fungsi bangunan dan ruangan yang dijelaskan pada tabel berikut.

Tabel 3.1 Beban Hidup

Hunian atau Penggunaan	Merata psf (kN/m^2)	Terpusat lb (kN)
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (8,9)
Ruang komputer	100 (4,79)	2000 (8,9)
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,7) ^a	
Lobi	100 (4,7) ^a	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,7) ^a	
Panggung pertemuan	100 (4,7) ^a	
Lantai podium	100 (4,7) ^a	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m^2)	
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in x 2 in. [50mmx50mm])		300 (1,33)
Tangga permanen		300 (1,33)
Garasi/parkir		
Mobil penumpang saja		40 (1,92) ^{a,b,c}
Truk dan bus		
Gedung perkantoran		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	2000 (8,9)
Kantor	50 (2,40)	2000 (8,9)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2000 (8,9)
Atap		
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0,96) ⁿ	
Atap digunakan untuk taman atap	100 (4,79)	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain	Sama seperti hunian dilayani	
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya		
Awning dan kanopi		
Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur lain	5 (0,24) tidak boleh direduksi	
Rangka tumpu layar penutup	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka	
Semua konstruksi lainnya	20 (0,96)	2000 (8,9)

(Sumber: SNI 1727:2013)

3.3.3 Beban Gempa

Setiap merencanakan suatu struktur bangunan baik baja maupun beton harus mempertimbangkan beban gempa. Hal itu didasarkan atas ketidakpastian waktu dan besarnya gempa yang akan terjadi. Akibat yang ditimbulkan apabila suatu struktur bangunan tidak direncanakan untuk menahan gempa, maka kegagalan struktur akan terjadi bahkan bangunan dapat mengalami keruntuhan. Berikut ini adalah penjelasan analisis beban seismik berdasarkan SNI Gempa 1726:2019 untuk bangunan gedung.

1. Kategori risiko struktur bangunan dan faktor keutamaan

Kategori risiko ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 3 baik untuk bangunan gedung maupun non gedung. Kategori risiko ditentukan berdasarkan fungsi atau jenis pemanfaatan bangunan yang akan dirancang. Penetapan kategori risiko ini selanjutnya digunakan untuk menentukan faktor keutamaan gempa ditunjukkan pada SNI 1726:2019 Tabel 4.

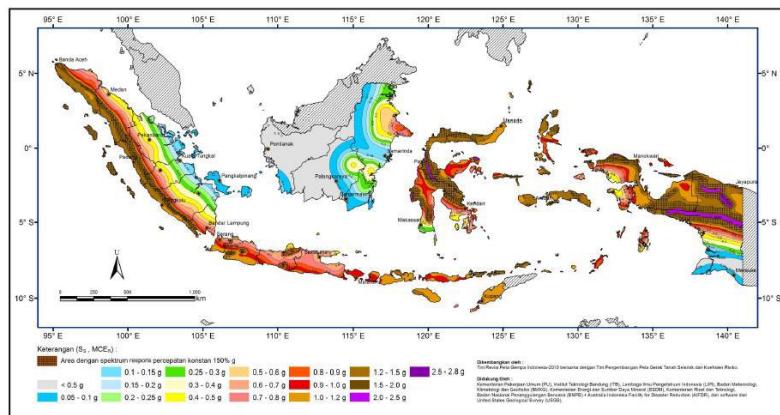
Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa (I_c)
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

Sumber: SNI 1726:2019

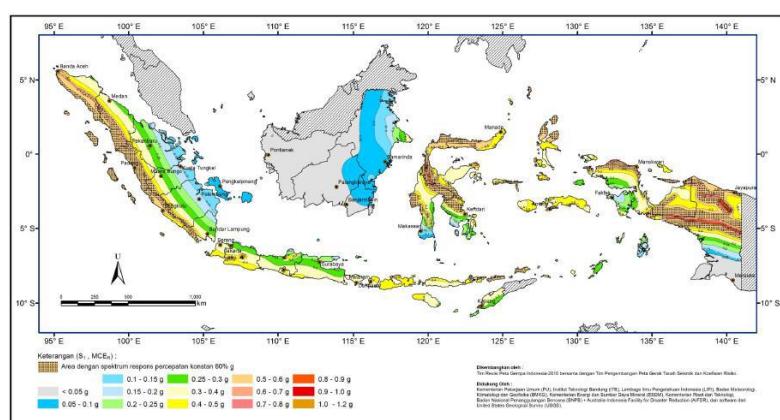
2. Parameter percepatan gempa

Nilai S_s merupakan parameter percepatan batuan dasar pada periode pendek. Gambar peta untuk mengetahui nilai S_s tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.1. Nilai S_1 merupakan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik. Cara mengetahui nilai ini juga dengan melihat pada peta distribusi. Gambar peta pembagian wilayah tersebut dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 3.1 Peta Penentuan Nilai S_s

(Sumber: SNI 1726:2019)



Gambar 3.2 Peta Penentuan Nilai S₁

(Sumber: SNI 1726:2019)

3. Kelas situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka peneliti harus mengklasifikasikan situs tersebut terlebih dahulu.

Tabel 3.3 Klasifikasi Situs

Kelas Sitas	N atau N_{ch}
SA (batuan keras)	N/A
SB (batuan)	N/A
SC (tanah keras, sangat pada dan batuan lunak)	>50
SD (tanah sedang)	15 – 50
SE (tanah lunak)	<15

Sumber: SNI 1729:2019

4. Parameter respons spektrum percepatan gempa

Penentuan respons spektrum percepatan gempa terdiri dari parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

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

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (3.2)$$

Keterangan:

S_{MS} = parameter respons spektrum percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek (g)

S_{M1} = parameter respons spektrum percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik (g)

F_a = faktor amplifikasi percepatan pada getaran periode pendek

F_v = faktor amplifikasi percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik

Nilai dari parameter S_s dan S_1 dapat diperoleh pada peta gempa yang tercantum pada SNI 1726:2019 atau dapat pula diperoleh dari situs resmi Kementerian Pekerjaan Umum : puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/. Sedangkan nilai F_a dan F_v ditentukan berdasarkan kelas situsnya seperti yang tercantum pada tabel berikut.

Tabel 3.4 Koefisien Situs (F_a)

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

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 3.5 Koefisien Situs (F_v)

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

Sumber: SNI 1726:2019

Catatan untuk Tabel 3.4 dan 3.5

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dan S_I dapat dilakukan interpolasi linier.
- (b) S_s adalah situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik,

5. Parameter percepatan desain respons spektrum

Parameter percepatan desain respons spektrum diklasifikasikan menjadi 2 yaitu parameter untuk periode pendek (S_{DS}) dan parameter untuk periode 1 detik (S_{D1}), yang nilainya diperoleh dari Persamaan (3.3) dan (3.4) sebagai berikut:

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

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.4)$$

6. Kategori desain seismik

Semua struktur bangunan harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} . Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik dengan mengacu pada tabel berikut.

Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{DS}

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{D1}

Nilai S_{DS}	Kategori risiko		
	I atau II atau III	IV	
$S_{D1} < 0,167$	A	A	
$0,167 \leq S_{D1} < 0,33$	B	C	
$0,33 \leq S_{D1} < 0,50$	C	D	
$0,5 \leq S_{D1}$	D	D	

Sumber: SNI 1726:2019

7. Penggambaran kurva desain respons spektrum

Setelah mendapatkan nilai S_{DS} dan S_{D1} , selanjutnya menghitung nilai T_0 dan T_s . Kedua rumus ini nantinya sebagai acuan untuk membuat grafik hubungan antara T dan S_a . Persamaan untuk mencari nilai T_0 dan T_s dapat dilihat pada persamaan 3.5 dan persamaan 3.6 berikut ini.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.5)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.6)$$

Penggambaran kurva desain respons spektrum dilakukan mengikuti ketentuan yang telah diatur dalam SNI 1726:2019 yaitu:

- a. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0

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

- b. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s

$$S_a = S_{DS} \quad (3.8)$$

- c. Untuk periode lebih besar dari T_s

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.9)$$

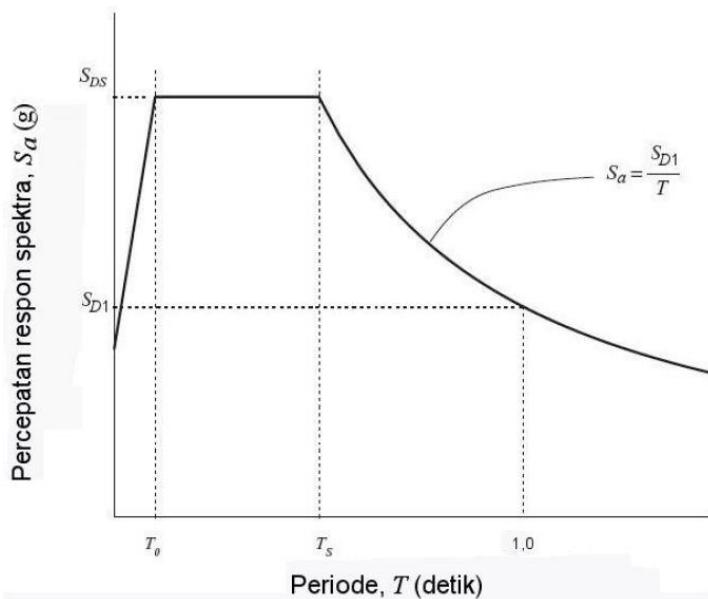
Keterangan:

S_{DS} = parameter respons spektrum percepatan desain pada periode pendek (g)

S_{D1} = parameter respons spektrum percepatan desain pada periode 1 detik (g)

T = periode getar fundamental struktur (detik)

Kurva desain respons spektrum digambar setelah memperoleh nilai percepatan respons spektrum desain (S_a) untuk setiap periode struktur yang terjadi (T) seperti ditunjukkan pada gambar berikut.



Gambar 3.3 Spektrum Respons Desain

(Sumber: SNI 1726:2019)

8. Pemilihan sistem struktur

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe. Koefisien modifikasi respons yang sesuai (R) faktor kuat lebih sistem (Ω_0) dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d) harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar lantai tingkat desain.

Tabel 3.8 R , C_d , Ω_0 untuk Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka batang pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TB
Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^{h,I}	TI ^h	TI ^I
Rangka baja pemikul momen biasa	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

Lanjutan Tabel 3.8 R , C_d , Ω_0 untuk Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	30	30	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3 ⁰	3½	10	10	10	10	10

9. Penentuan periode fundamental struktur

Periode fundamental struktur (T) dalam arah yang ditinjau pada pelaksanaan analisis dapat menggunakan perioda bangunan pendekatan (T_a) yang dihitung sesuai persamaan berikut ini.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.10)$$

Dengan:

T_a = periode pendekatan (detik)

C_t = koefisien batas atas

h_n = tinggi total bangunan (m)

x = tingkat yang ditinjau

C_t dan x ditentukan di dalam Tabel 3.10.

Tabel 3.9 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 3.10 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

Sumber: SNI 1726:2019

10. Penentuan koefisien respons seismik

Nilai koefisien respons seismik ditentukan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

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

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan Persamaan 3.11 tidak perlu melebihi nilai C_s pada persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.12)$$

Nilai C_s yang diperoleh pada Persamaan 3.11 dan Persamaan 3.12 harus lebih besar dari Persamaan 3.14 sebagai berikut:

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \quad (3.13)$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6 g, maka C_s harus lebih besar dari Persamaan 3.14 sebagai berikut:

$$C_s = \frac{0,5 \times S_1}{(R/I_e)} \quad (3.14)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode

- pendek (g)
- S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode sebesar 1,0 detik (g)
- R = faktor modifikasi respons
- I_e = faktor keutamaan gempa
- T = periode fundamental struktur (detik)
- S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan (g)

11. Penentuan gaya geser dasar seismik

Penentuan gaya geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$V = C_s \times W \quad (3.15)$$

Keterangan:

- V = gaya geser seismik (kN)
- C_s = koefisien respons seismik
- W = berat seismik efektif (kN)

12. Berat total bangunan

Berat total bangunan adalah berat sendiri dari struktur beban mati ditambah dengan beban hidup rencana yang dihitung mulai lantai 1 sampai dengan lantai tertinggi.

13. Distribusi vertikal gaya gempa dan gaya gempa lateral

Faktor distribusi vertikal (C_{vx}) ditentukan dengan Persamaan 3.16 dan gaya gempa lateral (F_x) yang timbul di semua tingkat ditentukan dengan Persamaan 3.17 berikut ini.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{n=i}^n w_i h_i^k} \quad (3.16)$$

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.17)$$

Keterangan:

- C_{vx} = faktor distribusi vertikal gaya gempa
- W_i dan W_x = berat total bangunan (kN)
- F_x = gaya gempa lateral (kN)

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i dan x (m)

Eksponen (k) yang terkait dengan periода struktur sebagai berikut.

- a. Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$.
- b. Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$.
- c. Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

14. Kombinasi pembebanan

Perencanaan pembebanan yang digunakan pada tugas akhir ini diatur dalam SNI 1727:2013 pasal 2.3 yang berisi tentang kombinasi beban terfaktor yang digunakan dalam metode desain kekuatan. Penetapan kombinasi pembebanan perlu menyesuaikan kondisi lingkungan yang terjadi, seperti halnya beban salju (S) yang tidak terjadi pada lokasi gedung yang berada di Indonesia. Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam desain adalah sebagai berikut:

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

Keterangan:

- D = beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi pemanen termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, peralatan tetap
- L = beban hidup yang ditimbulkan oleh adanya fungsi gedung
- Lr* = beban hidup yang di atap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan dan material
- R = beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air
- W = beban angin
- N = beban notional
- E = beban gempa

15. Arah pembebanan beban gempa

Arah penerapan beban gempa yang digunakan dalam desain harus merupakan arah yang akan menghasilkan pengaruh beban paling kritis. Arah penerapan gaya gempa diizinkan untuk memenuhi persyaratan ini. Prosedur untuk setiap kategori desain seismik adalah sebagai berikut.

- a. Untuk struktur bangunan yang dirancang untuk kategori desain seismik B, gaya gempa desain diizinkan untuk diterapkan secara terpisah dalam masing-masing arah dari dua arah ortogonal dan pengaruh interaksi ortogonal diizinkan untuk diabaikan.
- b. Pembebanan yang diterapkan pada struktur bangunan yang dirancang untuk kategori desain seismik C harus, minimum, sesuai dengan persyaratan untuk kategori desain seismik B.
- c. Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F harus, minimum, sesuai dengan persyaratan untuk kategori desain seismik C. Sebagai tambahan, semua kolom atau dinding yang membentuk bagian dari dua atau lebih sistem penahanan gaya gempa yang berpotongan dan dikenai beban aksial akibat gaya gempa yang bekerja sepanjang baik sumbu denah utama sama atau melebihi 20% kuat desain aksial kolom atau dinding harus didesain untuk pengaruh beban paling kritis akibat penerapan gaya gempa dalam semua arah. Prosedur kombinasi ortogonal, diizinkan untuk digunakan untuk memenuhi persyaratan ini.

Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur analisis gaya lateral ekivalen, prosedur analisis spektrum respons ragam, atau prosedur riwayat respons linier dengan pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua dua arah ortogonal. Pengaruh beban paling kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen dan fondasinya didesain untuk memikul kombinasi beban-beban yang ditetapkan yaitu, 100% gaya untuk satu arah ditambah 30% gaya untuk arah tegak lurus. Kombinasi yang mensyaratkan kekuatan komponen maksimum harus digunakan.

3.4 ANALISIS PENAMPANG STRUKTUR BAJA

3.4.1 Perencanaan Balok

Balok merupakan komponen struktur yang menahan beban dinding, distribusi beban plat lantai, distribusi beban hidup, ataupun beban lainnya. Komponen struktur ini mengalami tegangan tarik atau tekan ketika dibebani. Balok yang berada di daerah tengah bentang, pada bagian atas balok mengalami tekan dan bagian bawah balok akan mengalami tarik, tetapi untuk di daerah tepi tidak demikian. Komponen balok merupakan struktur yang mengalami lentur dan geser, sehingga dalam analisis nantinya, balok akan dianggap sebagai sebuah struktur lentur dan geser. Perancangan gedung struktur baja ini peneliti menggunakan balok baja biasa pelat komposit diletakkan di atasnya sebagai beban.

Pada penelitian ini dilakukan merencanakan profil baja struktural untuk komponen struktur daktail tinggi. Sehingga, desain profil balok yang digunakan dalam perencanaan ini adalah dengan metode sistem rangka pemikul momen khusus yang mengacu pada SNI 1729:2015.

Berdasarkan SNI 1729:2015, ketentuan umum struktur lentur adalah sebagai berikut.

1. Semua ketentuan dalam struktur lentur adalah:

$$\Phi_b M_n \geq M_u \text{ (LRFD)} \quad (3.18)$$

dengan nilai $\Phi_b = 0,90$ (LRFD)

2. Asumsi bahwa titik-titik dari penumpu balok dan gelagar yang menahan rotasi di sumbu longitudinalnya.
3. Bagi komponen struktur simetris tunggal dalam lengkungan tunggal dan semua komponen struktur simetris ganda, berlaku Persamaan 3.22 berikut ini.

$$C_b = \frac{12,5M_{maks}}{2,5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (3.19)$$

Keterangan:

C_b = faktor modifikasi tekuk torsional-lateral

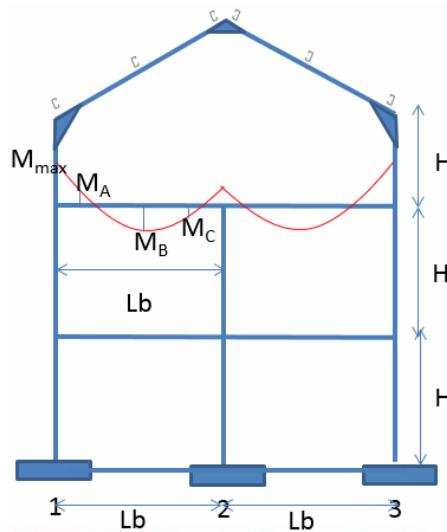
M_{maks} = nilai mutlak momen maksimum di segmen tanpa breising (Nmm)

M_A = nilai mutlak momen di titik $\frac{1}{4}$ dari segmen tanpa breising (Nmm)

M_B = nilai mutlak momen di titik $\frac{1}{2}$ dari segmen tanpa breising (Nmm)

M_C = nilai mutlak momen di titik $\frac{3}{4}$ dari segmen tanpa breising (Nmm)

Peletakan M_{maks} , MA , MB , MC lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 3.4 Momen Akibat Bresing Torsional di Dekat Sendi Plastis

(Sumber: SNI 1729:2015)

Berdasarkan SNI 1729:2015, pada bagian tekuk-torsi-lateral, terdapat 3 kondisi untuk mengetahui nilai momen nominal (M_n). Kondisi-kondisi tersebut dipengaruhi oleh L_b (batas panjang tanpa pengaku lateral), L_p (batas panjang plastis) dan L_r (batas panjang elastis). Perhitungan batas panjang dapat dilihat pada Persamaan 3.23 dan Persamaan 3.24 berikut ini.

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.20)$$

dan

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (3.21)$$

Keterangan:

E = modulus elastis baja = 200.000 MPa

J = konstanta torsi

S_x = modulus penampang elastis dari sumbu x (mm^3)

h_o = jarak antara titik berat sayap (mm)

c = koefisien, untuk simetris ganda = 1

r_{ts} = radius girasi dari sayap tekan (mm)

r_y = radius girasi profil (mm)

L_p = batas panjang plastis (mm)

L_r = batas panjang elastis (mm)

Nilai r_{ts} sendiri dapat diperkirakan secara teliti dan konservatif sebagai radius girasi dari sayap tekan ditambah 1/6 dari tinggi pelat badan:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1ht_w}{6b_ft_f}\right)}} \quad (3.22)$$

Kondisi batas pada tekuk-torsi lateral adalah sebagai berikut.

1. Kapasitas momen plastis adalah saat $L_b \leq L_p$, maka:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (3.23)$$

2. Kapasitas momen inelastic adalah saat $L_p < L_b \leq L_r$, maka:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.24)$$

3. Kapasitas momen elastis adalah saat $L_b \geq L_r$, maka:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.25)$$

Nilai F_{cr} didapatkan dengan rumus berikut.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (3.26)$$

Keterangan:

M_n = momen nominal untuk profil kompak (Nmm)

M_p = momen plastis (Nmm)

F_y = tegangan leleh (MPa)

Z_x = modulus penampang plastis (MPa)

E = modulus elastis baja = 200.000 MPa

J = konstanta torsi

S_x = modulus penampang elastis dari sumbu x (mm^3)

h_o = jarak antara titik berat sayap (mm)

C_b = perhitungan untuk M_{cr}

Kekuatan geser perlu dari sambungan harus berdasarkan kombinasi beban dalam peraturan bangunan gedung yang berlaku, termasuk beban seismik teramplifikasi. Dalam penentuan beban seismik teramplifikasi, efek gaya horizontal termasuk kekuatan-lebih (E_{mh}) digunakan persamaan berikut.

$$E_{mh} = 2[1,1R_yM_p]/L_h \quad (3.27)$$

Keterangan:

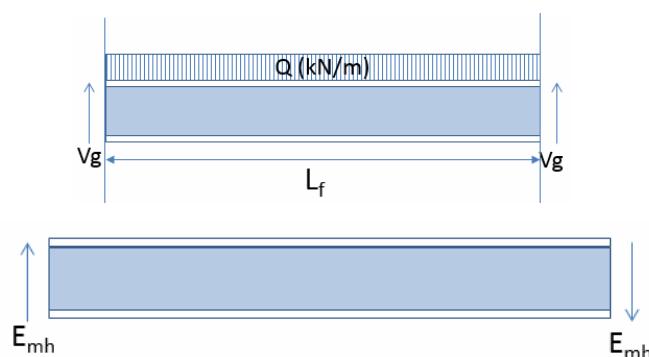
E_{mh} = efek gaya horizontal (N),

L_h = jarak antara lokasi sendi plastis (mm),

M_p = $F_y Z$ = Kekuatan lentur plastis nominal (Nmm), dan

R_y = rasio dari tegangan leleh ekspektasi terhadap tegangan leleh minimum yang disyaratkan F_y .

Perhitungan gaya geser ultimate seperti pada gambar berikut dilakukan perhitungan dengan persamaan berikut.



Gambar 3.5 Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi dan Efek Gaya Horizontal

(Sumber: SNI 1729:2015)

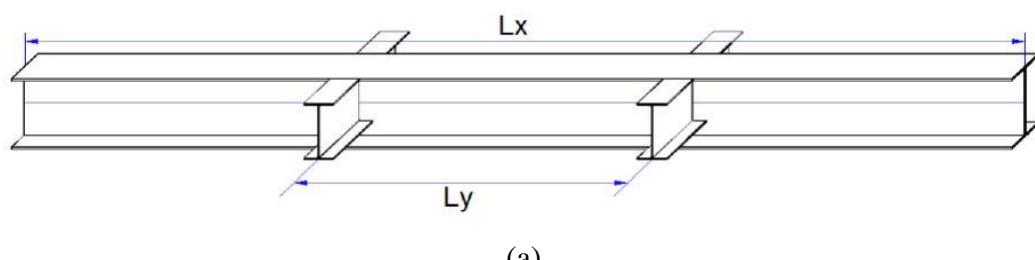
$$V_u = V_g + E_{mh} \quad (3.28)$$

Keterangan:

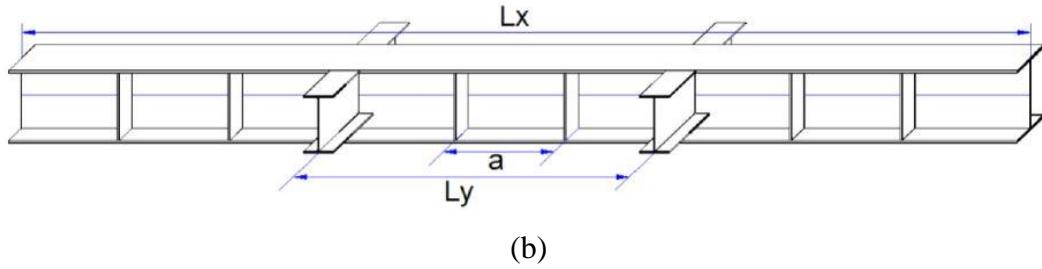
V_u = gaya ultimate (N)

V_g = gaya geser akibat beban gravitasi (N)

Kekuatan geser desain ΦV_n harus ditentukan berdasarkan metode LRFD atau DFBK yaitu dengan nilai $\Phi = 0,9$. Untuk menentukan suatu elemen perlu diperkaku atau tidak diperkaku yaitu dilakukan cek elemen pada kondisi tekuk geser.



(a)



Gambar 3.6 Elemen tidak diperkaku (a) dan diperkaku (b)

(Sumber: SNI 1729:2015)

Kekuatan geser nominal V_n dari badan tidak diperkaku atau diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser dihitung dengan persamaan berikut.

$$V_n = 0,6F_yA_wC_v \quad (3.29)$$

Keterangan:

F_y = tegangan leleh (MPa)

A_w = luas badan profil, tinggi keseluruhan dikalikan dengan ketebalan badan (mm^2)

C_v = koefisien geser badan

k_v = koefisien tekuk geser pelat badan

- Untuk badan komponen struktur profil-I canai panas koefisien geser badan (C_v) ditentukan dengan persamaan berikut.

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.30)$$

$\Phi_v = 1,00$ (DFBK)

$C_v = 1,0$

- Untuk badan dari semua profil simetris ganda dan profil simetris tunggal serta kanal lainnya, kecuali PSB bulat, koefisien geser badan (C_v) ditentukan dengan dengan persamaan-persamaan berikut (Tekuk geser).

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \text{ (tekuk plastis)} \quad (3.31)$$

$C_v = 1,0$

$$1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \text{ (tekuk elasto-plastis)} \quad (3.32)$$

$$C_v = \frac{1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \text{ (tekuk elastis)} \quad (3.33)$$

$$C_v = \frac{1,51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

Koefisien tekuk geser pelat badan (k_v) ditentukan sebagai berikut:

- a. Untuk badan tanpa pengaku transversal dan dengan $h/t_w < 260$, maka $K_v = 5$
- b. Untuk badan dengan pengaku transversal

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (3.34)$$

Keterangan:

- a = jarak bersih antara pengaku transversal (mm)
- A_w = luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan dengan ketebalan badan (mm^2)
- h = jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut atau las sudut (mm)
- t_w = ketebalan badan (mm)

Pengaku transversal tidak diperlukan bila $h/t_w \leq 2,46 \sqrt{E/F_y}$, atau bila kekuatan geser yang tersedia untuk $k_v = 5$ lebih besar dari kekuatan geser perlu. Momen inersia I_{st} dari pengaku transversal yang digunakan untuk mengembangkan kekuatan geser badan yang tersedia terhadap suatu sumbu di pusat badan untuk pasangan pengaku atau terhadap muka kontak dengan pelat badan untuk pengaku tunggal harus memenuhi persamaan berikut.

$$I_{st} \geq b t_w^3 j \quad (3.35)$$

Dengan

$$j = \frac{2,5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0,5 \quad (3.36)$$

Nilai b adalah nilai terkecil dari dimensi a dan h .

Tabel 3.11 Klasifikasi Penampang Komponen Struktur Daktail Sedang dan Daktail Tinggi dengan Parameter Rasio Lebar-terhadap-Tebal

No	Deskripsi Elemen	Rasio Lebar-terhadap-Tebal	Batasan Rasio Tebal-Lebar	
			λ_{hd} Komponen Struktur Daktail Tinggi	λ_{md} Komponen Struktur Daktail Sedang
1	Sayap dari profil I, kanal dan T gilas atau tersusun; kaki dari profil siku tunggal atau ganda dengan pemisah; kaki bebas dari sepasang profil siku tanpa pemisah	b/t	$0,30\sqrt{E/F_y}$	$0,38\sqrt{E/F_y}$
2	Sayap dari profil tiang H menurut pasal D4 dalam SNI 7860:2015	b/t	$0,45\sqrt{E/F_y}$	Tidak berlaku
3	Badan dari profil I gilas atau tersusun sebagai balok atau kolom	h/t_w	Untuk $C_a \leq 0,125$ $2,45\sqrt{E/F_y}(1-0,93C_a)$	Untuk $C_a \leq 0,125$ $3,76\sqrt{E/F_y}(1-2,75C_a)$
4	Pelat samping dari profil I tertutup yang digunakan sebagai balok atau kolom	h/t	Untuk $C_a > 0,125$ $0,77\sqrt{E/F_y}(2,93-C_a) \geq 1,49\sqrt{E/F_y}$	Untuk $C_a > 0,125$ $1,12\sqrt{E/F_y}(2,33-C_a) \geq 1,49\sqrt{E/F_y}$
5	Badan profil kotak tersusun yang digunakan sebagai balok atau kolom	h/t	$C_a = \frac{P_u}{\phi c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega c P_a}{P_y}$ (ASD)	$C_a = \frac{P_u}{\phi c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega c P_a}{P_y}$ (ASD)
6	Badan profil tiang H	h/t_w	$0,94\sqrt{E/F_y}$	tidak berlaku

Sumber: SNI 7860:2015

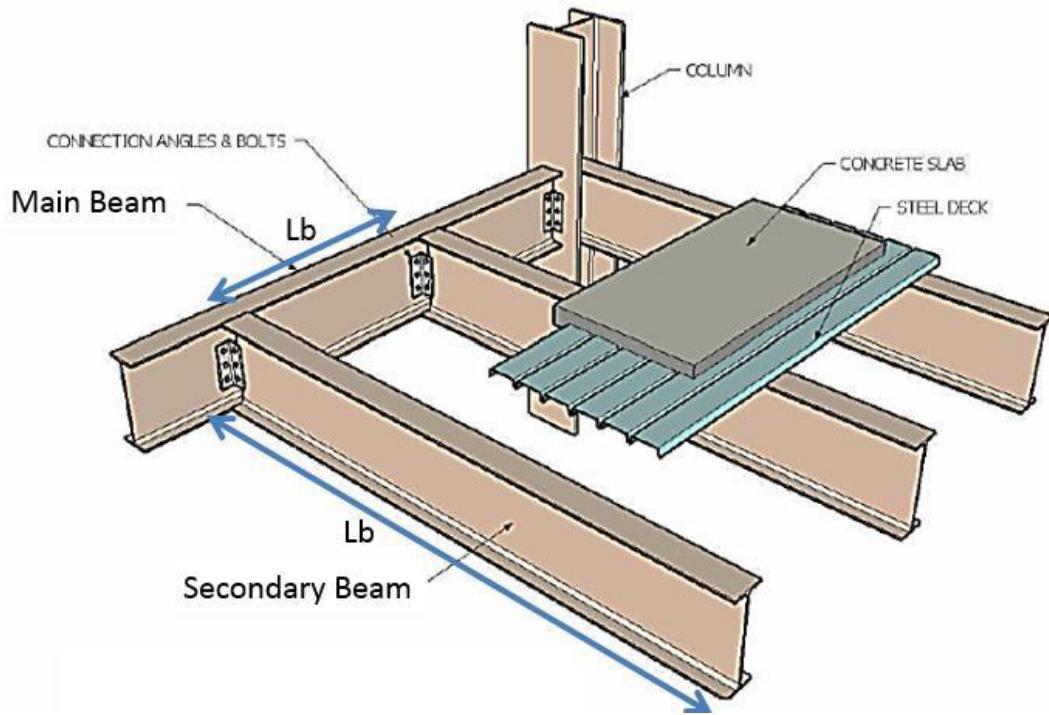
Profil baja struktural untuk komponen struktur daktail sedang dan komponen tinggi harus memiliki sayap menerus tersambung ke badan atau badan-badan atau kata lain profil baja menggunakan IWF atau sejenisnya. Pada struktur daktail tinggi, kedua sayap harus terbreis lateral atau penampang melintang komponen struktur terbreis torsional. Breising komponen struktur balok daktail tinggi harus memiliki spasi maksimum dengan Persamaan 3.18 berikut ini.

$$L_b = 0,08 r_y \frac{E}{F_y} \quad (3.37)$$

Keterangan:

L_b = batas panjang tanpa pengaku lateral (mm)

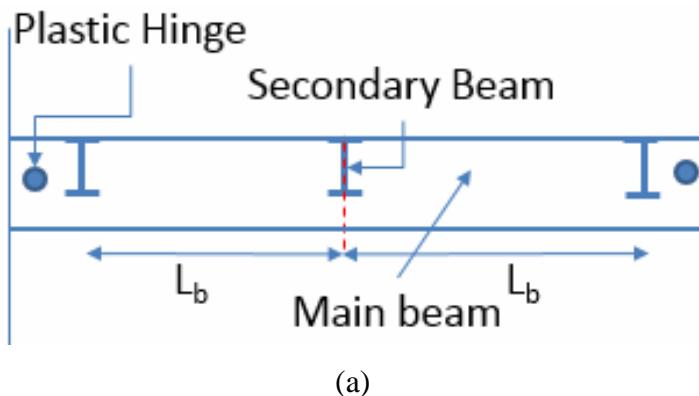
Batas panjang tanpa pengaku lateral dapat dilihat pada gambar berikut.

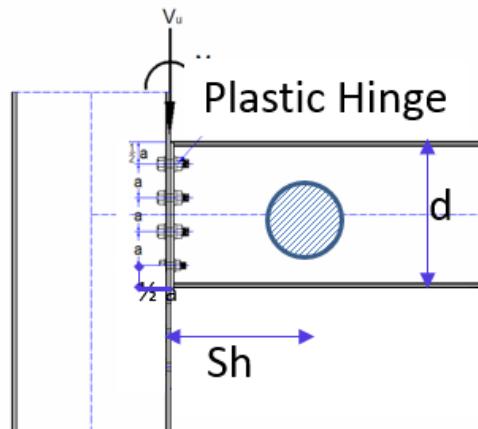


Gambar 3.7 Batas Panjang Tanpa Pengaku Lateral
(Sumber: SNI 7860:2015)

Breising khusus harus ditempatkan berdekatan dengan lokasi sendi plastis yang diharapkan terjadi seperti disyaratkan oleh SNI 7860:2015 pada Bab E, F, G atau H. Untuk balok baja struktural, breising tersebut harus memenuhi persyaratan berikut.

1. Kedua sayap balok harus terbreis lateral atau penampang melintang komponen struktur harus terbreis torsional seperti yang dijelaskan pada gambar berikut.





(b)

Gambar 3.8 Bresing Torsional di Dekat Sendi Plastis (a) dan (b)
(Sumber: SNI 7860:2015)

Keterangan:

S_h = jarak sendi plastis (mm) (jarak minimal $d/2$ atau $3bf$ tanpa pengaku)

d = tinggi profil balok (mm)

L_b = batas panjang tanpa pengaku lateral (mm)

b_f = lebar sayap balok (mm)

2. Kekuatan perlu breising lateral (*truss system*) dari masing-masing sayap yang disediakan berdekatan dengan sendi plastis harus menggunakan Persamaan 3.18 berikut ini.

$$P_u = \frac{0,06 \times R_y \times F_y \times Z \times E}{h_o} \text{ (LRFD)} \quad (3.38)$$

3. Kekuatan perlu breising torsional (*IWF beam*) yang tersedia berdekatan dengan sendi plastis harus menggunakan Persamaan 3.20 berikut ini.

$$P_u = 0,06 \times R_y \times F_y \times Z \times E \text{ (LRFD)} \quad (3.39)$$

4. Kekuatan breising yang diperlukan harus memenuhi persyaratan pada Lampiran 6 SNI 7860:2015. Spesifikasi untuk breising lateral atau breising torsional dari balok dengan $C_d = 1,0$; maka kekuatan lentur ekspektasi balok harus menggunakan Persamaan 3.20 berikut ini.

$$M_r = M_u = R_y F_y Z \text{ (LRFD)} \quad (3.40)$$

Keterangan:

E = modulus elastis baja = 200.000 MPa

h_o = jarak antara titik berat sayap (mm)

R_y = rasio tegangan leleh minimum

Z = modulus penampang plastis (mm^3)

C_d = koefisien sehubungan dengan kekakuan breis relatif dan kurvatur

Tabel 3.12 Nilai R_y dan R_t untuk Material Baja dan Material Tulangan Baja

Aplikasi	R_y	R_t
Profil baja gilas panas dan tulangan:		
• ASTM A36/A36M	1,5	1,2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1,3	1,1
• ASTM A572/572M Gr. 50 (345) atau 55 (380) ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415) atau 65 (450) ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M	1,1	1,1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1,2	1,1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1,2	1,2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1,1	1,2

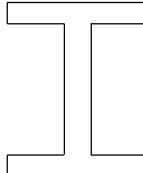
Sumber: SNI 7860:2015

3.4.2 Perencanaan Kolom

Kolom adalah suatu elemen tekan dan merupakan struktur utama dari bangunan yang berfungsi untuk memikul beban vertikal. Pada umumnya kolom tidak mengalami lentur secara langsung. Pada perancangan struktur baja gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta ini digunakan profil baja IWF, sehingga perilaku kolom di bawah beban tekan aksial adalah sebagai berikut.

1. *Flexural buckling* (tekuk lentur)
 - a. elastis
 - b. inelastis
 - c. *yielding* (leleh)
2. *Torsional buckling*
3. *Lateral torsional buckling*

Tabel 3.13 Keadaan Batas Penampang Profil Baja Simetris Ganda

Penampang Melintang	Keadaan batas tanpa elemen pelangsing	Keadaan batas dengan elemen langsing
	Tekuk Lentur Tekuk Torsi	Tekuk Lokal Tekuk Lentur Tekuk Torsi

Sumber: SNI 1729:2015

Langkah-langkah dalam perancangan kolom berdasarkan perilaku tekan aksial pada kolom baja akan dijelaskan pada poin berikut.

1. Analisis Orde Pertama

Penggunaan analisis orde pertama dengan faktor amplifikasi yang terdapat pada SNI 1729:2002, tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung telah digantikan dengan peraturan baru yaitu SNI 1729:2015, tentang Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural. Penggunaan analisis orde pertama dengan faktor amplifikasi yang terdapat pada SNI 1729:2002 telah dibatasi dan hanya dapat digunakan untuk struktur yang memiliki rasio simpangan orde kedua maksimum terhadap simpangan orde pertama dalam semua tingkat sama dengan atau kurang dari 1,5. Struktur dengan nilai faktor amplifikasi momen lebih besar dari 1,5 dapat terjadi pada struktur yang mengalami efek P-Delta yang besar.

2. Analisis Orde Kedua

Perancangan bangunan dengan metode SRPMK merupakan bangunan tanpa bresing yang bersifat sebagai portal bergoyang. Sehingga memungkinkan dapat menimbulkan simpangan lateral yang besar. Apabila terjadi simpangan dan efek P-Delta yang begitu besar, maka bangunan tersebut terlebih dahulu dianalisis dengan metode analisis orde kedua. Kekuatan lentur order kedua yang diperlukan (M_r) dan kekuatan aksial (P_r) dari semua komponen struktur ditentukan dengan persamaan berikut.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (3.40)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (3.41)$$

Keterangan:

M_r = momen akhir kolom setelah efek analisis order kedua (Nmm)

B_1 = faktor amplifikasi akibat tekuk lateral

B_2 = faktor amplifikasi akibat lentur lateral

M_{lt} = momen kolom akibat beban lateral (Nmm)

M_{nt} = momen kolom akibat beban gravitasi (Nmm)

P_r = gaya aksial akhir setelah efek analisis orde kedua (N)

P_{lt} = gaya aksial akibat beban lateral (N)

P_{nt} = gaya aksial akibat beban gravitasi (N)

Pengali B_1 untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan setiap arah dari lentur komponen struktur dihitung dengan persamaan berikut.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1 \quad (3.42)$$

Keterangan:

α = 1,00 (DFBK)

C_m = koefisien dengan asumsi tanpa translasi dari portal yang telah ditentukan:

$$0,6 - 0,4 \beta_m \leq 1,0; \beta_m = M_{min} / M_{maks}$$

P_{e1} = kapasitas tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur (N)

Nilai kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur (P_{e1}) diperoleh dengan perhitungan dari persamaan berikut.

$$P_{e1} = A_g \times \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \geq 1 \quad (3.43)$$

Keterangan:

A_g = luas profil (mm^2)

K = faktor panjang efektif dalam bidang lentur, diambil nilai $K = 1,0$

Pengali B_2 untuk setiap tingkat dan setiap arah dari translasi lateral dihitung dengan persamaan berikut.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e story}}} \geq 1 \quad (3.44)$$

Keterangan:

α = 1,00 (DFBK),

P_{story} = gaya aksial total didukung oleh tingkat yang merupakan bagian dari sistem penahan gaya gravitasi (N)

$P_{e story}$ = kapasitas tekuk kritis elastis total untuk tingkat pada arah translasi (N)

3. Panjang Efektif

Faktor panjang efektif (K) untuk perhitungan kelangsungan komponen struktur harus ditentukan menurut syarat desain stabilitas. Komponen struktur yang dirancang berdasarkan tekan, rasio kelangsungan efektif sebaiknya tidak melebihi 200. Faktor panjang efektif dapat dilihat pada persamaan berikut.

$$\frac{KL}{r} < 200 \quad (3.45)$$

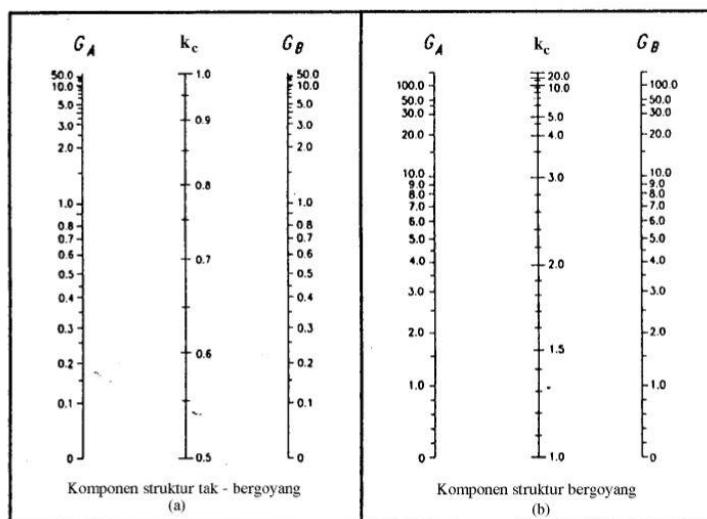
Keterangan:

K = faktor panjang efektif

L = panjang tanpa di breising lateral dari komponen struktur (mm)

r = radius girasi (mm)

Faktor panjang efektif (K) harus diambil sebesar 1,0 untuk kolom yang kekakuan lentur tidak diperhitungkan terhadap stabilitas lateral dan ketahanan terhadap beban lateral. Menentukan nilai K dengan analisis tekuk *sidesway* ditentukan dengan grafik pada gambar berikut.

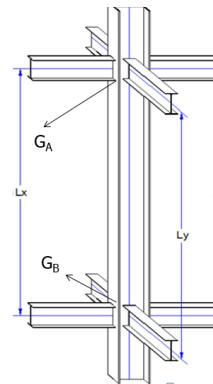


Gambar 3.9 Grafik Faktor Panjang Efektif Kolom

(Sumber: SNI 1729:2002)

Nilai G_A dan nilai G_B dapat ditentukan dengan persamaan berikut dan untuk mengetahui letak Nilai G_A dan nilai G_B dapat dilihat pada gambar berikut.

$$G_{A/B} = \frac{\sum(EI/L)_c}{\sum(EI/L)_b} \quad (3.46)$$



Gambar 3.10 Kolom Axial Bending

Keterangan:

G = rasio kekakuan antara sistem kolom dan balok

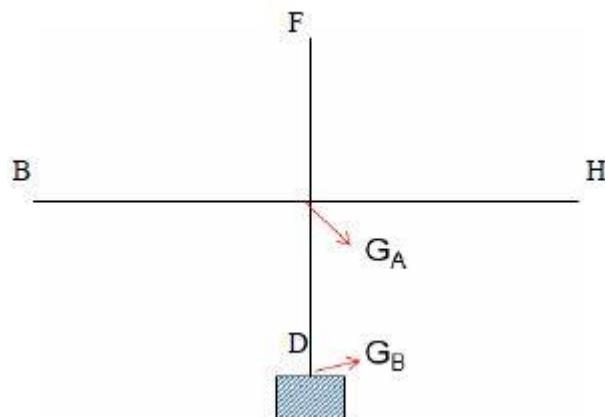
A = *upper end column*

B = *bottom end column*

c = *column* (kolom)

b = *beam* (balok)

Untuk kasus seperti pada Gambar 3.11 di bawah nilai $G_B = 1$, karena kolom paling bawah bertumpu dengan menggunakan pada jepit.



Gambar 3.11 Peletakan Rasio Kekakuan antara Sistem Kolom dan Balok

(Sumber: SNI 1729:2002)

4. Tekuk Lentur

Kekuatan tekan nominal (P_n) harus ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk lentur seperti pada persamaan berikut.

$$\Phi P_n = 0,9 F_{cr} A_g \quad (3.47)$$

Keterangan:

P_n = kekuatan tekan nominal (N)

F_{cr} = tegangan tekuk kritis (MPa)

A_g = luas profil (mm^2)

Φ = konstanta

Tegangan kritis F_{cr} ditentukan berdasarkan persamaan sebagai berikut.

$$\text{Jika } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (atau } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25) \quad (3.48)$$

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

$$\text{Jika } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25) \quad (3.49)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e$$

Tegangan tekur kritis elastis (F_e) untuk komponen struktur kolom dihitung dengan persamaan berikut.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.50)$$

Keterangan:

F_e = tegangan tekuk kritis elastis (MPa)

E = modulus elastisitas baja (200.000 MPa)

K = faktor panjang efektif

L = panjang tanpa di breising lateral dari komponen struktur (mm)

r = radius girasi (mm)

5. Tekuk Torsi dan Tekuk Torsi-Lentur

Kekuatan tekan nominal (P_n) harus ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk torsi dan tekuk-lentur seperti pada persamaan berikut.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.51)$$

Tegangan tekuk kritis elastis torsi atau torsi-lentur (F_e) untuk komponen struktur simetris ganda dihitung dengan persamaan berikut.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L)^2} + G J \right] \frac{1}{I_x I_y} \quad (3.52)$$

Keterangan:

- C_w = konstanta lengkung (mm^6)
 G = modulus geser (77.200 MPa)
 J = konstanta torsi (mm^4)
 I_x, I_y = major, minor aksial momen inersia (mm^4)

6. Interaksi Balok-Kolom

Interaksi lentur dan gaya tekan pada komponen struktur simetris ganda dan komponen struktur simetris tunggal yang memiliki nilai $0,1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0,9$ harus melentur terhadap sumbu geometris (x dan/atau y) yang dibatasi oleh persamaan berikut.

$$\text{Bila, } \frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 \quad (3.53)$$

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

$$\text{Bila, } \frac{P_r}{P_c} < 0,2 \quad (3.54)$$

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

Keterangan:

P_r = kekuatan tekan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N)

P_c = kekuatan aksial tersedia (N)

M_r = kekuatan lentur perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (Nmm)

3.4.3 Kontrol *Strong Column Weak Beam* (SCWB)

Strong Column Weak Beam merupakan prinsip desain pada saat kolom didesain lebih kuat dari balok. Apabila terjadi kerusakan, maka balok akan mengalami rusak terlebih dahulu dibandingkan dengan kolomnya, sehingga bangunan tidak langsung mengalami keruntuhan. Cara mengontrol SCWB memenuhi syarat atau tidak dapat dilihat pada persamaan berikut.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

Dengan besarnya M_{pc} dan M_{pb} berdasarkan DFBK adalah

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (3.55)$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1,1R_y F_{yc} Z_b + M_{uv}) \quad (3.56)$$

Keterangan:

ΣM_{pc} = jumlah momen kolom di bagian bawah dan atas sambungan pada pertemuan as kolom dan as balok

ΣM_{pb} = jumlah momen balok pada pertemuan balok dan kolom

A_g = luas penampang bruto kolom (mm^2)

F_{yc} = tegangan leleh penampang kolom (MPa)

F_{yb} = tegangan leleh penambang balok (MPa)

P_{uc} = gaya aksial tekan terfaktor pada kolom (N)

3.5 SAMBUNGAN

Pada perancangan gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta ini digunakan dua macam sambungan yaitu sambungan baut dan sambungan las. Pelat sambungan diperlukan apabila dalam perencanaan diperlukan jumlah baut yang cukup banyak. Perencanaan sambungan yang direncanakan adalah sambungan *end plate* (balok-kolom), sambungan balok-balok dan sambungan *base plate*.

3.5.1 Sambungan Balok-Kolom (*End Plate*)

Menurut Moestopo (2012) ada beberapa parameter dalam desain sambungan SRPMK yaitu:

1. lokasi sendi plastis
2. momen maksimum yang mungkin terjadi di lokasi sendi plastis yang ditentukan oleh kekuatan bahan, *strain hardening*, kekangan setempat, perkuatan, atau kondisi sambungan lainnya
3. parameter mekanisme leleh pada pelat sayap kolom
4. konfigurasi baut, yang akan ikut mekanisme kelelahan kekuatan batas sambungan terhadap sobek pelat, dan tekuk pada pelat

Harus dilakukan pengecekan desain sambungan terhadap berbagai kondisi batas yang harus dihadapi oleh sambungan (pelat penyambung dan baut) antara lain:

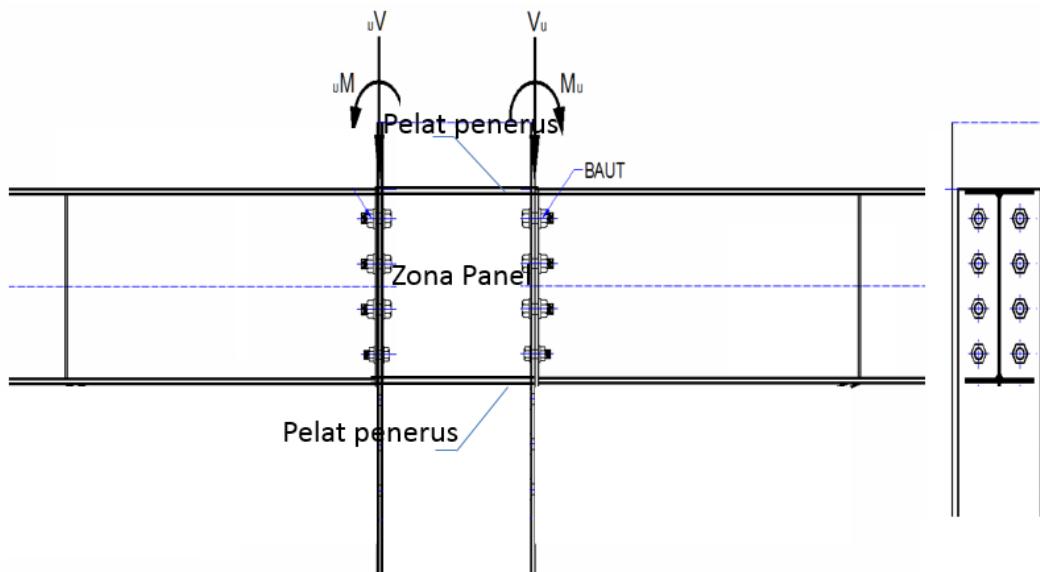
1. leleh pada sayap kolom
2. tekuk pelat badan kolom
3. leleh pelat ujung balok

4. sobek pelat
5. tekuk dan leleh zona panel kolom

Kemampuan sambungan sebagai alat sambung elemen pemikul beban gempa harus dibuktikan melalui salah satu metoda berikut.

1. Uji kualifikasi terhadap benda uji yang mempresentasikan sambungan yang didesain:
 - a. Melakukan uji siklik sesuai dengan ketentuan Apendix S
 - b. Menggunakan hasil uji dari laporan penelitian yang telah dilakukan
2. Menggunakan ketentuan dalam:

ANSI/AISC 358 – 10: “*Prequalified Connection for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*” atau SNI 7972:2013 tentang Sambungan terprakualifikasi untuk rangka momen khusus dan menengah baja pada aplikasi seismik.



Gambar 3.12 Sambungan *End Plate* (Balok-Kolom)

(Sumber: SNI 7860:2015)

Sambungan balok-kolom adalah sambungan yang menahan momen, sehingga diperlukan perencanaan gaya tarik pada baut untuk menahan gaya momen dan gaya geser pada baut untuk menahan gaya geser yang terjadi. Berikut tahap-tahap dalam menganalisis dan merencanakan sambungan balok-kolom.

1. Analisis terdiri dari:
 - a. analisis gaya geser pada baut

- b. analisis gaya tarik pada baut
2. Perencanaan terdiri dari:
- a. desain jumlah baut
 - 1) konfigurasi baut
 - 2) kekuatan tarik
 - 3) kekuatan geser
 - b. desain dimensi pelat sambungan
 - 1) kekuatan geser
 - 2) kekuatan tumpuan
 - 3) tekuk lokal
 - c. desain sambungan las

Perhitungan gaya geser menggunakan persamaan berikut.

$$V_u = 2 \frac{M_{pr}}{L_h} + V_{gr} \quad (3.57)$$

Perhitungan momen maksimum yang mungkin terjadi pada sendi plastis menggunakan persamaan berikut.

$$M_{pr} = C_{pr} \times R_y \times Z_x \times F_y \quad (3.58)$$

Keterangan:

M_{pr} = momen maksimum yang mungkin terjadi pada sendi plastis (Nmm)

R_y = rasio tegangan leleh ekspektasi terhadap tegangan leleh minimum yang disyaratkan F_y seperti disyaratkan dalam *SNI Ketentuan Seismik untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*

Z_e = modulus penampang plastis efektif dari penampang (atau sambungan) pada lokasi sendi plastis (mm^3)

C_{pr} = faktor untuk memperkirakan kekuatan puncak sambungan, termasuk pengerasan regangan, pengekangan lokal, penguatan/penulangan tambahan, dan kondisi kondisi sambungan lainnya. Kecuali selain itu secara khusus dinyatakan dalam standar ini, nilai C_{pr} harus sesuai dengan persamaan berikut.

$$C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{2F_y} \leq 1,2 \quad (3.59)$$

Keterangan:

F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari pelelehan elemen (MPa)

F_u = kekuatan tarik minimum yang disyaratkan dari pelelehan elemen (MPa)

Perhitungan momen pada muka kolom adalah sebagai berikut.

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h \quad (3.60)$$

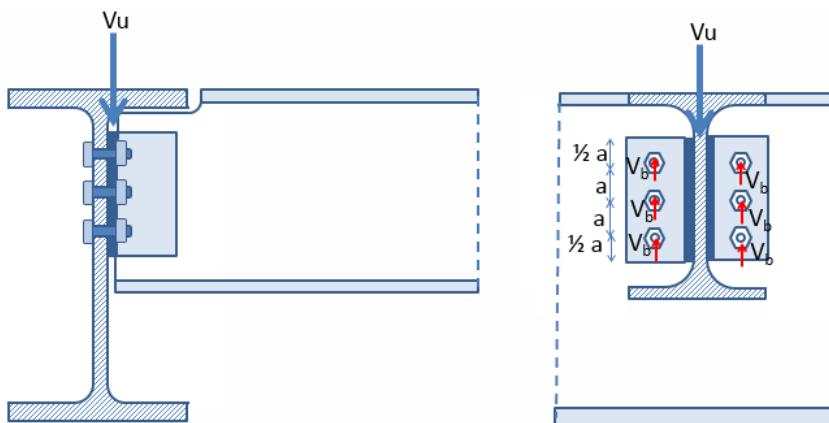
Keterangan:

V_u = gaya geser (kN)

S_h = jarak sendi plastis (mm)

3.5.2 Sambungan Balok-Balok

Sambungan balok dengan balok mempunyai prinsip yang hampir sama dengan sambungan yang terjadi pada balok kolom yaitu menahan gaya geser, tetapi tidak dapat menahan momen. Pada sambungan balok dengan balok, jumlah baut yang dihasilkan hanya satu sisi, sehingga untuk mendapatkan jumlah baut total harus dikalikan dua. Sambungan ini direncanakan apabila panjang bentang balok relatif sama panjang dan panjang yang tersedia tidak mencukupi. Sambungan balok-balok dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 3.13 Sambungan Balok-Balok

(Sumber: SNI 7860:2015)

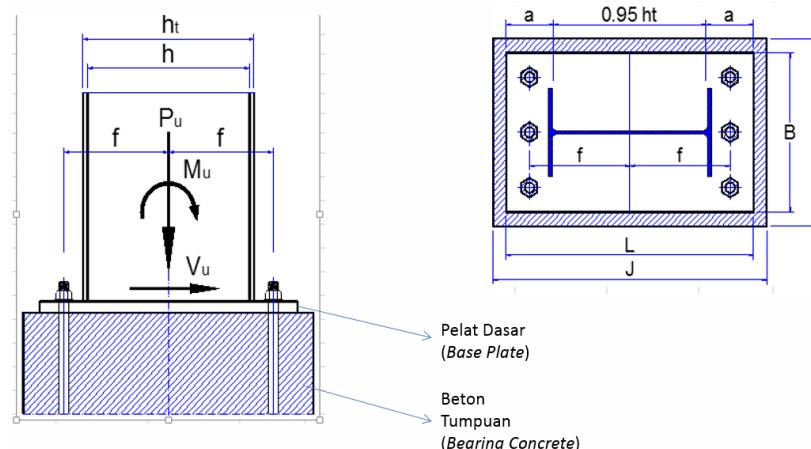
Berikut tahap-tahap dalam menganalisis dan merencanakan sambungan balok-kolom.

1. Analisis terdiri dari analisis gaya geser pada pelat
2. Perencanaan terdiri dari:
 - a. desain jumlah baut
 - 1) konfigurasi baut

- 2) kekuatan geser
- b. desain dimensi pelat sambungan
 - 1) kekuatan geser
 - 2) kekuatan tumpuan
- c. desain sambungan las

3.5.3 Sambungan Pelat Dasar (*Base Plate*)

Pelat dasar (*base plate*) kolom merupakan penghubung antara kolom baja dengan kaki kolom beton (kolom pedestal). Sambungan fondasi direncanakan untuk menahan momen, gaya geser dan gaya aksial. Dalam perencanaannya *base plate* akan didesain berdasarkan gaya aksial dan momen yang terjadi pada dasar kolom, yaitu pada arah x dan arah y. Pelat dasar kolom dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 3.14 *Base Plate*

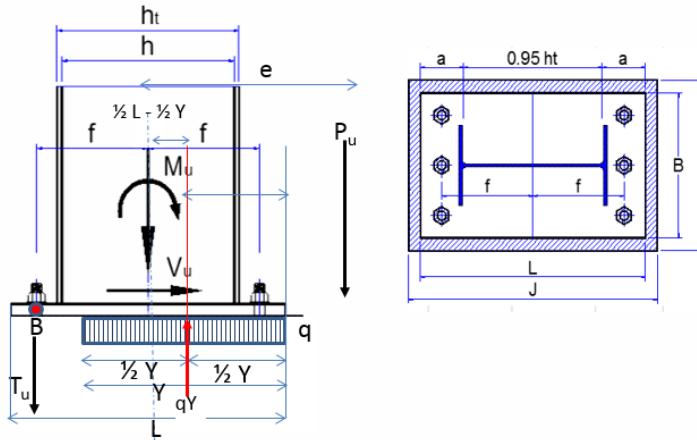
(Sumber: Dewobroto, 2016)

Berikut tahap-tahap dalam menganalisis dan merencanakan sambungan *base plate*.

1. Analisis terdiri dari:
 - a. momen
 - b. analisis gaya geser
 - c. analisis gaya aksial
2. Perencanaan terdiri dari:
 - a. desain jumlah baut

- b. desain dimensi pelat dasar
- c. desain sambungan las
- d. desain panjang angkur pelat dasar

Cara menghitung distribusi tegangan ultimate yang terjadi seperti yang diterangkan pada gambar dan persamaan berikut.



Gambar 3.15 Distribusi Tegangan Ultimate

(Sumber: Dewobroto, 2016)

Eksentrisitas

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (3.61)$$

Tegangan beton ultimate

$$q = \Phi \times 0,85 \times f_c' \times B \quad (3.62)$$

Dengan nilai $\Phi = 0,6$ (DFBK)

Gaya tarik pada baut

$$T_u = qY - P_u \quad (3.63)$$

Dalam mendesain pelat dasar dilakukan perhitungan seperti yang dijelaskan pada pernyataan berikut.

1. Dewobroto (2015) menjelaskan bahwa desain tebal pelat berdasarkan kondisi batas leleh dapat dilihat pada persamaan berikut.

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\Phi F_y}} \geq 19 \text{ mm} \quad (3.64)$$

Dengan perhitungan:

$$M_{pl} = \frac{1}{2} f_p l^2 \quad (3.65)$$

$$f_p = \frac{p_u}{BN} \leq f_{p\ max} \quad (3.66)$$

$$f_{p\ max} = \Phi_c \times 0,85 \times f'_c \quad (3.67)$$

Keterangan:

M_{pl} = kapasitas momen plastis pelat dasar (Nmm)

B = bentang pendek pelat dasar (mm)

N = bentang panjang pelat dasar (mm)

P_u = gaya tekan (kN)

f_p = tegangan tekan beton (MPa)

$f_{p\ max}$ = tegangan tumpu nominal beton (MPa)

l = nilai maksimum dari m , n dan $\lambda n'$, agar tebal pelat landasannya ekonomis maka parameter tersebut dibuat minimum, salah satunya adalah menetapkan $m = n$ (mm)

t_p = tebal pelat dasar (mm)

Φ = 0,9 (DFBK)

Nilai l adalah nilai terbesar dari m , n dan $\lambda n'$ seperti yang dijelaskan pada persamaan berikut.

$$m = \frac{N - 0,95d}{2} \quad (3.68)$$

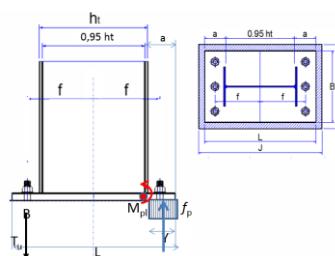
$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2} \quad (3.69)$$

$$\lambda n' = \frac{1}{2} \lambda \sqrt{db_f} \quad (3.70)$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1-X}} \leq 1 \quad (3.71)$$

$$X = \left(\frac{4db_f}{d + b_f} \right) \frac{P_u}{\Phi P_p} \quad (3.72)$$

Perencanaan desain pelat untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 3.16 Desain Tebal Pelat Dasar Berdasarkan Momen Kantilever

(Sumber: Dewobroto, 2016)

2. Dewobroto (2015) menjelaskan bahwa sisi tekan pada pelat dapat dilihat pada persamaan berikut.

a. Jika $Y < a$

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi F_y}} = \sqrt{\frac{4F_p Y (a - \frac{Y}{2})}{0,9F_y}} = 2,11 \sqrt{\frac{4F_p Y (a - \frac{Y}{2})}{F_y}} \quad (3.73)$$

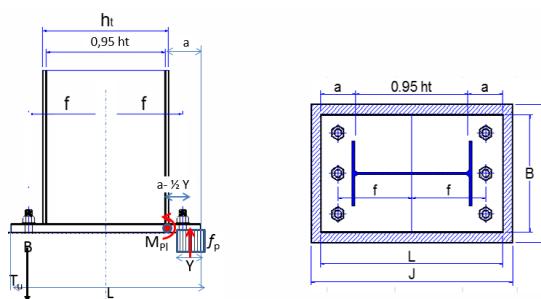
Dengan

$$f_p = \frac{P_u}{BY} \quad (3.74)$$

Keterangan:

f_p = tegangan tekan (MPa)

Desain tebal pelat berdasarkan sisi tekan (jika $Y < a$) dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 3.17 Desain Tebal Pelat Dasar Berdasarkan Sisi Tekan Jika $Y < a$

(Sumber: Dewobroto 2016)

b. Jika $Y \geq a$

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi F_y}} = \sqrt{\frac{4F_p a^2 \frac{1}{2}}{0,9F_y}} = 1,5a \sqrt{\frac{f_p}{f_y}} \quad (3.75)$$

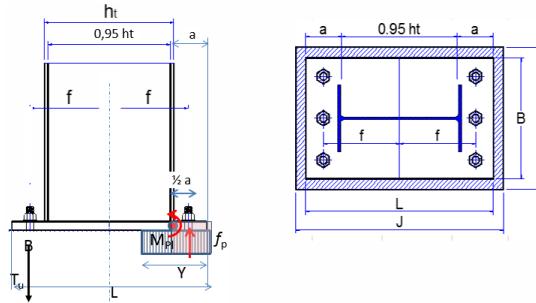
Dengan

$$f_p = \frac{P_u}{BY} \quad (3.76)$$

Keterangan:

f_p = tegangan tekan (MPa)

Desain tebal pelat berdasarkan sisi tekan (jika $Y \geq a$) dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 3.18 Desain Tebal Pelat Dasar Berdasarkan Sisi Tekan Jika $Y < a$

(Sumber: Dewobroto 2016)

3. Dewobroto (2015) menjelaskan bahwa desain tebal pelat berdasarkan sisi tarik dapat dilihat pada persamaan berikut.

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi F_y}} = \sqrt{\frac{4\left(\frac{T_u}{Nt}\right)}{0,9F_y}} = 1,5 \sqrt{\frac{T_u}{Ntf_y}} \quad (3.77)$$

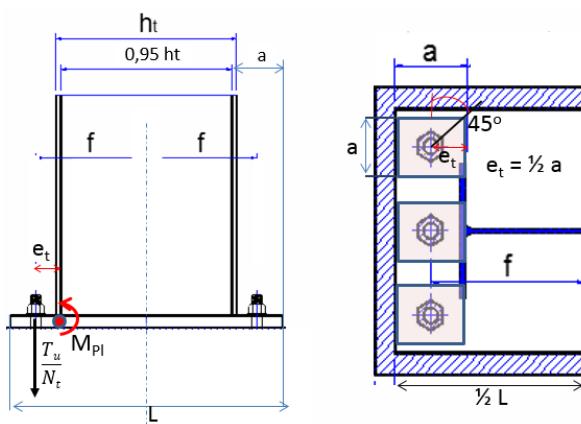
Dengan perhitungan

$$M_{pl} = \frac{\frac{T_u}{Nt}et}{a} = \frac{\frac{T_u}{Nt}0,5a}{a} = \frac{T_u}{2Nt} \quad (3.78)$$

Keterangan:

M_{pl} = kapasitas momen plastis pelat dasar (Nmm)

N_t = jumlah baut tarik



Gambar 3.19 Desain Tebal Pelat Dasar Berdasarkan Sisi Tarik

(Sumber: Dewobroto 2016)

3.5.4 Perencanaan Sambungan Baut

1. Kekuatan Tarik dan Geser dari Baut dan Bagian-Bagian Berulir

Kekuatan tarik atau geser desain ΦR_n , dari suatu baut *snug-tightened* atau baut kekuatan tinggi pra-tarik atau bagian berulir harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser menggunakan persamaan berikut.

$$R_n = F_n A_b \quad (3.79)$$

Dengan nilai $\Phi = 0,75$ (DFBK)

Keterangan:

A_b = luas tubuh baut tak berulir nominal atau bagian berulir (mm^2)

F_n = tegangan tarik nominal F_{nt} atau tegangan geser F_{nv} (MPa)

Tabel 3.14 Kekuatan Nominal Pengencang dan Bagian yang Berulir

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal, F_{nt} (MPa)	Kekuatan Geser Nominal dalam Sambungan Tipe Tumpu, F_{nv} (MPa)
Baut A307	310	188
Baut grup A (misal A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	620	372
Baut grup A (misal A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	620	457
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	780	457
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	780	579

Sumber: SNI 1729:2015

2. Kombinasi Gaya Tarik dan Geser dalam Sambungan Tipe Tumpuan

Kekuatan tarik yang tersedia dari baut yang menahan kombinasi gaya tarik dan geser harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan geser dengan menggunakan persamaan berikut.

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (3.80)$$

Dengan nilai $\Phi = 0,75$ (DFBK)

$$F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nt}} f_{rv} \leq F_{nt} \text{ (DFBK)} \quad (3.81)$$

Keterangan:

F'_{nt} = tegangan tarik nominal yang dimodifikasi efek tegangan geser (MPa)

F_{nt} = tegangan tarik nominal (MPa)

F_{nv} = tegangan geser (MPa)

f_{rv} = tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi DFBK (MPa)

Tegangan geser yang tersedia dari sarana penyambung sama dengan atau melebihi tegangan geser yang diperlukan f_{rv} . Dimensi lubang nominal dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 3.15 Dimensi Lubang Nominal

Diameter Baut (in)	Dimensi Lubang (in)			
	Standar (Diameter)	Uuran-lebih (Diameter)	Slot-Pendek (Lebar x Panjang)	Slot-Panjang (Lebar x Panjang)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 x 1 5/16	1 1/16 x 2 1/2
$\geq 1 \frac{1}{8}$	$d + 1/16$	$d + 5/16$	$(d + 1/16) \times (d + 3/8)$	$(d + 1/16) \times (2,5 \times d)$

Sumber: SNI 1729:2015

3. Jarak Tipe Minimum

Jarak dari pusat lubang standar ke suatu tepi dari suatu bagian yang disambung pada setiap arah tidak boleh kurang dari nilai yang berlaku dari Tabel 3.18 berdasarkan SNI 1729:2015. Ketentuan tersebut merupakan jarak tepi minimum berdasarkan praktik fabrikasi standar dan toleransi hasil suatu pekerjaan. Jarak tepi minimum dari pusat lubang standar ke tepi bagian yang disambung dapat dilihat pada Tabel 3.16 berikut ini.

Tabel 3.16 Jarak Tepi Minimum dari Pusat Lubang Standar ke Tepi dari Bagian yang Disambung

Diameter Baut (50i)	Jarak Tepi Minimum
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Di atas 1 1/4	1 1/4d

Sumber: SNI 1729:2015

4. Spasi Minimum

Jarak antara pusat-pusat standar, ukuran berlebih, atau lubang-lubang slot tidak boleh kurang dari $2\frac{2}{3}$ kali diameter nominal (d), dari pengencang suatu jarak $3d$ yang lebih disukai.

3.5.5 Perencanaan Pelat Sambung

1. Kekuatan Geser Pelat Sambung

Kekuatan geser yang tersedia dari elemen yang dipengaruhi dan elemen yang disambung dalam geser harus nilai yang terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari peleahan geser dan keruntuhan geser seperti yang ditunjukkan pada persamaan berikut.

$$R_n = 0,6F_yA_{gv} \quad (3.82)$$

Dengan nilai $\Phi = 1,00$ (DFBK)

$$R_n = 0,6F_uA_{nv} \quad (3.83)$$

Dengan nilai $\Phi = 0,75$ (DFBK)

Keterangan:

A_{nv} = luas neto yang menahan geser (mm^2)

A_{gv} = luas bruto yang menahan geser (mm^2)

2. Kekuatan Tumpuan pada Lubang-Lubang Baut

Kekuatan tumpuan yang tersedia (ΦR_n), di lubang-lubang baut harus ditentukan untuk keadaan batas dari tumpuan dengan nilai $\Phi = 0,75$ (DFBK). Kekuatan tumpuan nominal dari material yang disambung (R_n) untuk baut dalam sambungan dengan standar, ukuran berlebih dan lubang slot pendek, tidak tergantung arah beban, atau suatu lubang slot panjang dengan slot tersebut paralel terhadap arah dari gaya tumpuan apabila deformasi di lubang baut pada beban layan adalah bukan suatu perhitungan desain, maka perhitungan dengan menggunakan persamaan berikut.

$$R_n = 1,5l_c t F_u \leq 3,0d_t F_u \quad (3.84)$$

Keterangan:

F_u = kekuatan tarik minimum yang disyaratkan dari material yang disambung (MPa)

d = diameter baut nominal (mm)

l_c = jarak bersih dalam arah dari gaya, antara tepi lubang dan tepi lubang yang berdekatan atau tepi dari material (mm)

t = ketebalan dari material yang disambung (mm)

Untuk sambungan, ketahanan tumpuan harus diambil sebesar jumlah ketahanan tumpuan dari setiap baut.

3. Lentur Lokal Sayap

Lentur lokal sayap berlaku untuk gaya-gaya terpusat tunggal tarik dan komponen tarik gaya-gaya terpusat ganda. Kekuatan desain (ΦR_n) untuk keadaan batas dari lentur lokal sayap harus ditentukan dengan persamaan berikut.

$$R_n = 6,25F_{yt}t_f^2 \quad (3.84)$$

Dengan nilai $\Phi = 0,9$ (DFBK)

Keterangan:

F_{yt} = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari sayap (MPa)

t_f = ketebalan dari sayap yang dibebani (mm)

3.5.6 Perencanaan Pelat Penerus

1. Persyaratan Pelat Penerus

Pelat penerus tidak perlu disediakan apabila sayap balok dilas ke sayap dari kolom profil I sayap lebar atau kolom profil I tersusun yang memiliki ketebalan yang memenuhi persamaan berikut.

$$t_{cf} \geq 0,4 \sqrt{1,8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad (3.85)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (3.86)$$

Kekuatan yang tersedia dari zona panel badan untuk keadaan batas dari leleh geser ditentukan dengan nilai $\Phi = 0,90$ (DFBK). Apabila efek dari deformasi zona panel pada stabilitas portal tidak diperhitungkan dalam analisis, maka kekuatan nominal R_n harus ditentukan dengan persamaan berikut.

Untuk $P_r \leq 0,4 P_c$

$$R_n = 0,6 F_y d_c t_w \quad (3.87)$$

Untuk $P_r > 0,4 P_c$

$$R_n = 0,6 F_y d_c t_w \left(1,4 - \frac{P_r}{P_c} \right) \quad (3.88)$$

Keterangan:

A_g = luas penampang bruto komponen struktur (mm^2)

b_{cf} = lebar sayap kolom (mm)

d_b = tinggi balok (mm)

d_c = tinggi kolom (mm)

F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari badan kolom (MPa)

P_c = P_y (N)

P_r = kekuatan aksial yang diperlukan dengan kombinasi beban DFBK (N)

P_y = $F_y A_g$ (N)

t_{cf} = ketebalan sayap kolom (mm)

t_w = ketebalan badan kolom (mm)

2. Tebal Zona Panel

Ketebalan masing-masing t , dari badan kolom dan pelat pengganda, jika digunakan harus sesuai dengan persamaan berikut.

$$t \geq (d_z + w_z)/90 \quad (3.89)$$

Keterangan:

d_z = $d - 2t_f$ dari balok tinggi pada sambungan (mm)

t = tebal badan kolom atau pelat pengganda (mm)

w_z = lebar dari zona panel antara sayap kolom (mm)

Alternatif, apabila tekuk setempat badan kolom dan pelat pengganda dicegah dengan menggunakan las pengisi yang menghubungkan mereka, dan dilakukan dengan membagi pelat sesuai dengan Persamaan 3.89, total ketebalan zona panel harus memenuhi Persamaan 3.89. Apabila las pengisi diperlukan, minimum dari empat las pengisi harus disediakan.

3.6 SIMPANGAN

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.90)$$

Keterangan:

δ_x = simpangan (mm)

C_d = faktor amplifikasi defleksi

δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang disyaratkan

Batasan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) seperti ditentukan dalam SNI 1726:2019 tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin (Δ_a) seperti didapatkan dari tabel berikut untuk semua tingkat. Untuk sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen pada struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F, simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi Δ_a/ρ untuk semua tingkat.

Tabel 3.19 Simpangan Antar Lantai Izin

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx}^c	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Sumber: SNI 1726:2019

3.7 STABILITAS STRUKTUR BANGUNAN

Beban gempa yang akan ditanggung oleh struktur atau elemen struktur tidak selalu diramalkan dengan tepat sebelumnya, maka seorang perencana dituntut dalam mendesain gedung harus sesuai dengan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung.

Pada struktur stabil apabila dikenakan beban, struktur tersebut akan mengalami perubahan bentuk (deformasi) yang lebih kecil dibandingkan struktur yang tidak stabil. Hal ini disebabkan karena pada struktur yang stabil memiliki kekuatan dan kestabilan dalam menahan beban. (Schodek, 1999). Terdapat beberapa cara untuk menjamin kestabilan struktur di antaranya:

1. Dengan menambahkan elemen struktur diagonal pada struktur, sehingga struktur tidak mengalami deformasi. Hal ini disebabkan karena dengan menambahkan elemen struktur diagonal gaya-gaya yang dikenakan pada struktur akan disebarluaskan ke seluruh bagian termasuk ke elemen diagonal, gaya-gaya yang diterima masing-masing struktur akan berkurang sehingga simpangan yang dihasilkan lebih kecil.

2. Dengan menggunakan dinding geser (*shearwall*). Elemenya merupakan elemen permukaan bidang kaku, yang tentunya dapat menahan deformasi akibat beban horizontal dan simpangan horizontal yang akan dihasilkan akan lebih kecil.
3. Dengan mengubah hubungan antara elemen struktur sedemikian rupa sehingga perubahan sudut untuk suatu kondisi pembebanan tertentu.

Untuk menentukan koefisien stabilitas menggunakan persamaan berikut.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.91)$$

Keterangan:

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (kN)

Δ = simpangan antar tingkat desain (mm)

I_e = faktor keutamaan gempa

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

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

C_d = faktor pembesaran defleksi

Koefisien stabilitas tidak boleh melebihi θ_{max} yang ditentukan sebagai berikut.

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

Keterangan:

β = rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan x-1. Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

BAB 4

METODE PENELITIAN

4.1 DATA PERANCANGAN

Data yang digunakan diambil dari pembangunan Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta yang berlokasi di Jalan Brigjen Slamet Riyadi, Sriwedari, Laweyan, Surakarta tepatnya di seberang jalan Bank Mandiri dan sebelah timur Solo Grand Mall. Gedung ini dibangun 4 lantai dan 1 *basement* dengan biaya Rp 132.103.059.405,05.



Gambar 4.1 Lokasi Penelitian
(Sumber: *Google Maps*, diakses pada tanggal 24 Juni 2019)

Waktu yang digunakan untuk penelitian ini dilaksanakan sejak tanggal dikeluarkannya izin penelitian dalam kurun waktu dari bulan Februari – April 2020.

4.2 METODE ANALISIS DATA

Dalam perancangan struktur baja konvensional pada Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta ini terdapat tahapan yang dilakukan antara lain:

4.2.1 Studi Pustaka

Studi literatur dilakukan oleh penulis dengan mengacu pada peraturan terbaru yang berlaku di Indonesia sebagai pedoman dalam perancangan yakni SNI 1729:2015, SNI 1729:2002, SNI 7860:2015, SNI 7972:2013, SNI 2847:2013, SNI 1726:2019, SNI 1727:2013, SNI 03:1727:1989, beberapa penelitian dan literatur terkait perancangan struktur baja juga digunakan sebagai bahan pembelajaran oleh penulis dan dicantumkan di dalam daftar pustaka.

4.2.2 Pengumpulan Data

Data yang diperoleh oleh penulis berupa *Shop Drawing* Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta. Dari data tersebut diperoleh denah, sistem struktur, dimensi struktur, dan data material yang digunakan pada struktur eksisting, sehingga dapat dilakukan pemodelan 3D dan analisis dengan bantuan perangkat lunak SAP 2000.

4.2.3 Analisis Data dan Pembahasan

Analisis dan pembahasan yang dilakukan pada penelitian ini terdapat 3 tahapan antara lain:

1. Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur dilakukan secara 3D dengan menggunakan perangkat lunak SAP 2000. Pemodelan struktur dilakukan sesuai dengan data sekunder yang telah diperoleh sebelumnya. Setelah itu dilakukan *input* pembebanan sesuai dengan SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung serta SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Dari analisis struktur dapat diperoleh gaya-gaya dalam yang akan digunakan dalam perancangan baja konvensional.

2. Analisis gaya-gaya dalam komponen struktur

Perencanaan ulang pada Tugas Akhir ini, peneliti menggunakan alat bantu berupa *software* SAP2000. *Hasil* analisis dan perhitungan dari *software SAP2000*, menghasilkan gaya-gaya dalam pada setiap komponen balok dan kolom. Gaya-gaya dalam tersebut dianalisis secara manual dengan menggunakan peraturan yang

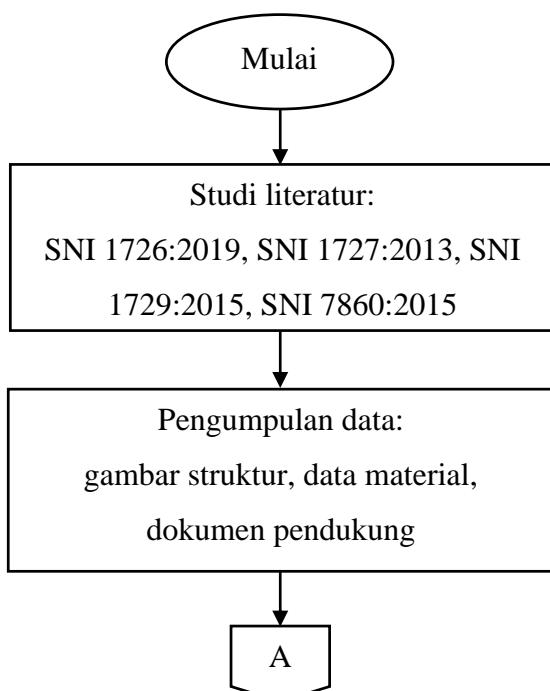
berlaku. Analisis gaya-gaya ini bertujuan untuk mengetahui apakah komponen-komponen struktur yang ditinjau (komponen yang menerima gaya terbesar dari masing-masing tipe) mampu memenuhi batas-batas ketentuan yang telah ditetapkan.

3. Penulisan Naskah

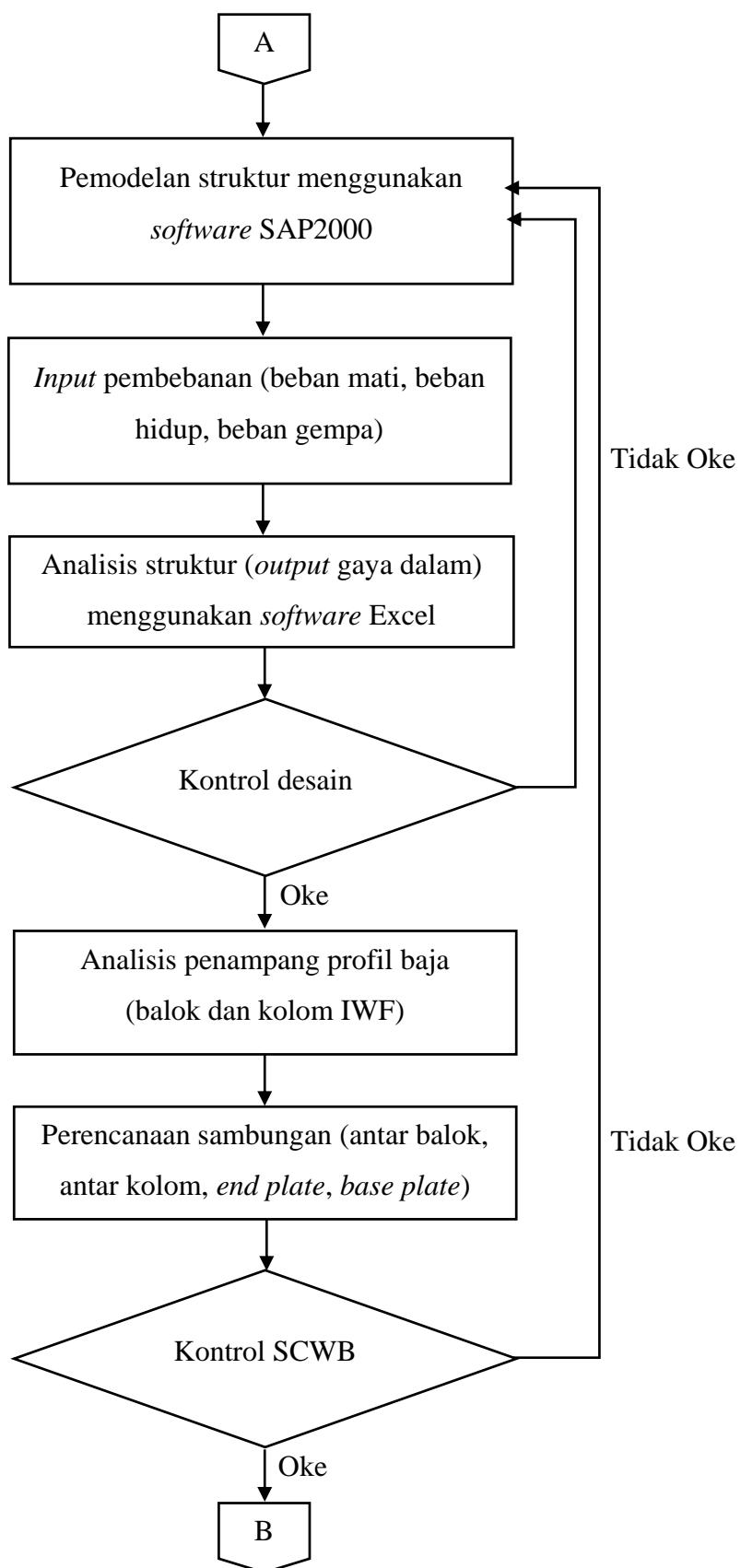
Hasil dari penelitian ini dituliskan dalam sebuah laporan. Laporan tersebut menjadi salah satu bukti konkret setelah penelitian selesai dilakukan. Selain itu, dari sebuah laporan dapat diketahui secara garis besar penelitian tersebut, mulai dari latar belakang hingga kesimpulan yang bisa didapat bagi para pembaca.

4.2.4 Kesimpulan

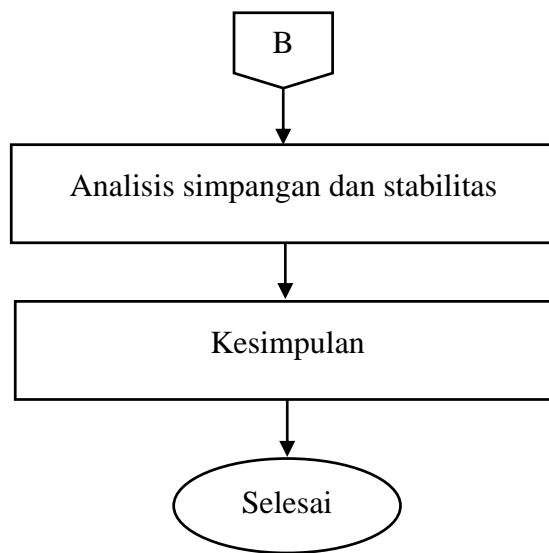
Tahap terakhir dari penelitian ini yaitu membuat kesimpulan yang menjawab tujuan akhir dari penelitian berdasarkan hasil pengolahan dan analisis data yang dilakukan serta saran yang disampaikan berdasarkan kelemahan dan halangan selama penelitian. Uraian sebelumnya telah menjelaskan alur penelitian yang akan dilakukan, untuk lebih jelasnya dapat dilihat bagan alir pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian



Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian (Lanjutan)



Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian (Lanjutan)

BAB 5

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 DATA PENELITIAN

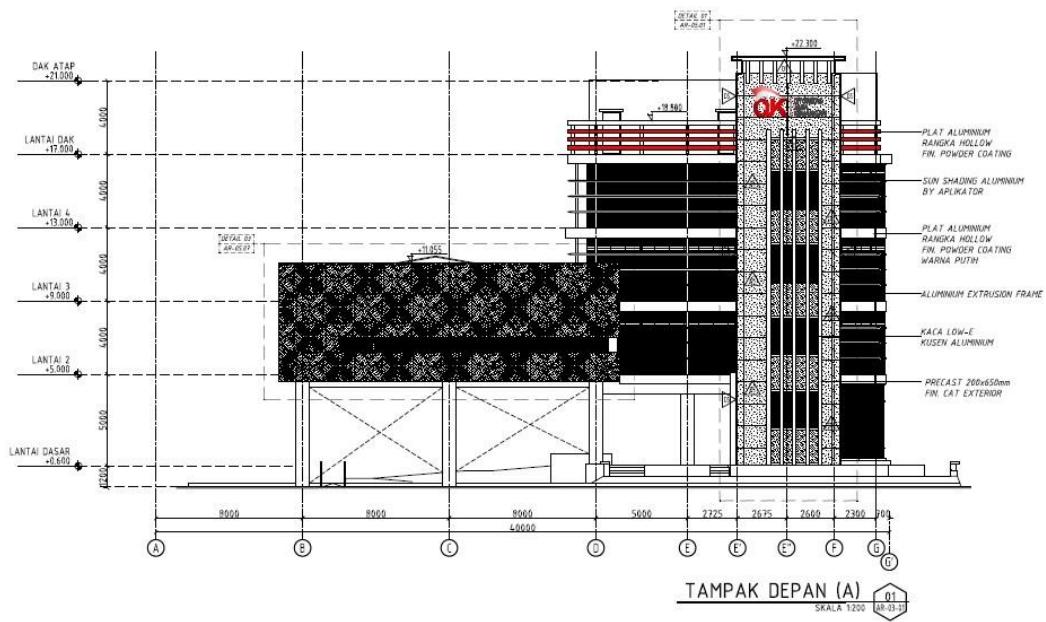
Data penelitian merupakan data-data yang digunakan untuk keperluan penelitian yang diolah dan analisis sesuai kebutuhan tugas akhir. Bab ini menjelaskan analisis perhitungan dari penelitian. Data-data yang didapatkan sebagai berikut:

1. *Shop Drawing* Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta.
2. Rencana Kerja dan Syarat-Syarat Pembangunan Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta.

Untuk data umum dan teknis pada Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta antara lain:

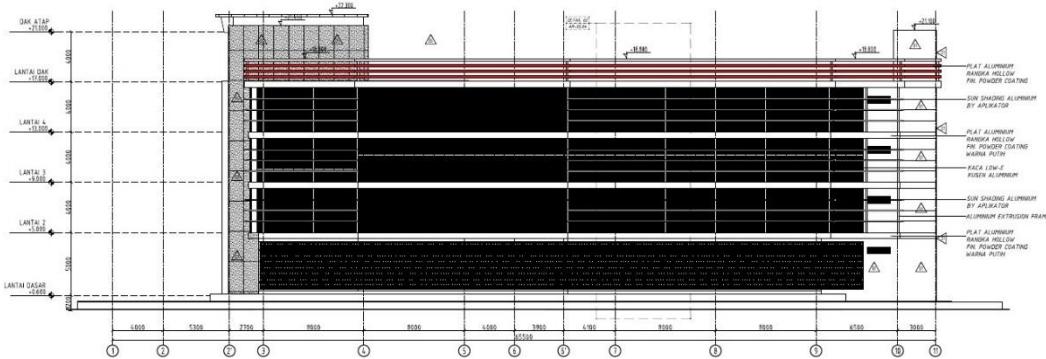
1. Nama bangunan = Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta
2. Lokasi = Jalan Brigjen Slamet Riyadi, Sriwedari, Laweyan, Surakarta
3. Fungsi bangunan = Usaha (Perkantoran)
4. Luas bangunan = $\pm 5.000 \text{ m}^2$
5. Jumlah lantai = 4 lantai dan 1 *basement*
6. Jenis struktur = struktur baja konvensional untuk kolom dan balok dan struktur beton bertulang untuk pelat
7. Mutu profil baja (f_y) = BJ-37
8. Mutu beton (f_c') = 29 MPa
9. Tinggi gedung = 21 m

Denah arsitektur bangunan dapat dilihat pada gambar di halaman selanjutnya.



Gambar 5.1 Tampak Depan

(Sumber: Dokumen Proyek, 2020)



Gambar 5.2 Tampak Samping

(Sumber: Dokumen Proyek, 2020)

Untuk selanjutnya, data bangunan berupa denah, potongan, tampak, dan sistem struktur dapat dilihat di dalam lampiran.

5.2 ANALISIS PEMBEBANAN

Analisis pembebanan dilakukan menggunakan *software* SAP2000, struktur gedung yang direncanakan harus mampu mendukung semua beban seperti yang telah diatur dalam SNI 1727:2013 dan SNI 1726:2019 antara lain sebagai berikut:

1. Beban Mati

Beban mati adalah beban akibat berat sendiri struktur yang bersifat tetap seperti beban balok, pelat, dinding, kolom, dan yang lainnya. Beban mati tambahan yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

a. Beban mati struktur

Beban struktur baja konvensional yaitu sebesar 7850 kg/m^3 dan beban struktur beton bertulang yaitu sebesar 2400 kg/m^3 .

b. Beban mati tambahan lantai 1 sampai 4

Beban mati tambahan yang bekerja di dalam struktur adalah sebagai berikut:

1) Berat pelat lantai	$= 0,12 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,88 \text{ kN/m}^2$
2) Berat keramik	$= 0,01 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 0,24 \text{ kN/m}^2$
3) Spesi	$= 0,02 \text{ m} \times 21 \text{ kN/m}^3 = 0,42 \text{ kN/m}^2$
4) Pasir	$= 0,03 \text{ m} \times 16 \text{ kN/m}^3 = 0,48 \text{ kN/m}^2$
5) Penggantung + Plafon	$= 0,18 \text{ kN/m}^2$
6) ME	$= 0,2 \text{ kN/m}^2$
QDL total	$\frac{= 0,18 \text{ kN/m}^2 + 0,2 \text{ kN/m}^2}{= 4,40 \text{ kN/m}^2}$
QDL pada SAP2000	$= 1,52 \text{ kN/m}^2$

c. Beban mati tambahan lantai atap

1) Berat pelat lantai	$= 0,12 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,88 \text{ kN/m}^2$
2) Lapisan kedap air	$= 0,025 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 0,48 \text{ kN/m}^2$
3) Penggantung + plafon	$= 0,18 \text{ kN/m}^2$
4) ME	$= 0,2 \text{ kN/m}^2$
QDL total	$\frac{= 0,18 \text{ kN/m}^2 + 0,2 \text{ kN/m}^2}{= 3,74 \text{ kN/m}^2}$
QDL pada SAP2000	$= 0,86 \text{ kN/m}^2$

d. Beban Mati Tambahan pada Dinding

Dinding bangunan gedung menggunakan bata ringan blok hebel dengan berat jenis $5,75 \text{ kN/m}^3$. Perhitungan dan pembagian beban dinding pada perencanaan bangunan Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta yaitu:

Jenis balok IWF 350.350.14.22 pada lantai 1

Beban mati tambahan dinding = (Tinggi dinding – H balok) x Tebal Dinding x

$$\text{Berat Jenis Dinding}$$

$$= (5 - 0,35) \times 0,35 \times 5,75$$

$$= 9,358 \text{ kN/m}$$

Jenis balok IWF 350.350.14.22 pada lantai 2 - atap

Beban mati tambahan dinding = (Tinggi dinding – H balok) x Tebal Dinding x

Berat Jenis Dinding

$$= (4 - 0,35) \times 0,35 \times 5,75$$

$$= 7,346 \text{ kN/m}$$

Tabel 5.1 Beban Mati Tambahan pada Dinding

Beban	Tinggi Balok (m)	Tebal Dinding (m)	Tinggi Dinding (m)	Berat Jenis Dinding (kN/m ³)	Total (kN/m)
Lantai 1	0,35	0,35	5	5,75	9,358
Lantai 2 - atap	0,35	0,35	4	5,75	7,346

Sumber: hasil analisis, 2020

2. Beban Hidup

Beban hidup yang direncanakan untuk Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta ditentukan menggunakan peraturan SNI 1727:2013 Tabel 4-1 serta dilakukan penambahan beban partisi sesuai dengan ketentuan SNI 1727:2013. Pada bangunan gedung kantor atau bangunan gedung lainnya di mana partisi-partisi akan didirikan atau diatur ulang, ketentuan berat partisi-partisi tersebut harus ditetapkan, terlepas dari keberadaan partisi-partisi tersebut dalam rencana-rencana. Beban-beban partisi tidak boleh diambil kurang dari 15 psf ($0,72 \text{ kN/m}^2$). Beban hidup partisi tidak diperlukan apabila beban hidup minimum yang ditetapkan diambil melebihi 80 psf ($3,83 \text{ kN/m}^2$). Perhitungan beban hidup tiap lantai dilampirkan di dalam Tabel 5.3 sebagai berikut:

Tabel 5.2 Beban Hidup pada Tiap Lantai

Beban	Uraian	Beban Merata (kN/m ²)	Beban Partisi (kN/m ²)	Beban Total (kN/m ²)
Lantai 1	Lobi dan koridor lantai pertama	4,79	-	4,79
	Ruangan Lainnya	1,92	0,72	2,64
Lantai 2	Kantor	2,4	0,72	3,12

Lanjutan Tabel 5.2 Beban Hidup pada Tiap Lantai

Beban	Uraian	Beban Merata (kN/m ²)	Beban Partisi (kN/m ²)	Beban Total (kN/m ²)
Lantai 2	Koridor di atas lantai pertama	3,83	0,72	4,55
	Ruangan Lainnya	1,92	0,72	2,64
Lantai 3	Kantor	2,4	0,72	3,12
	Ruangan Lainnya	1,92	0,72	2,64
	Dak Atap	0,96	0,72	1,68
Lantai 4	Kantor	2,4	0,72	3,12
	Ruangan Lainnya	1,92	0,72	2,64
Lantai Dak	Atap	0,96	0,72	1,68
Lantai Dak Atap	Atap	0,96	0,72	1,68

Sumber: hasil analisis, 2020

3. Beban Gempa

Perhitungan beban gempa yang dikenakan pada struktur bangunan Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta menggunakan beban gempa terbaru yaitu berdasarkan SNI 1726:2019 dan peta gempa 2017. Untuk menghitung beban gempa yang diterima bangunan dilakukan analisis respons spektrum dari kedua *modelling*. Gaya gempa rencana desain harus dibuat terlebih dahulu dengan data percepatan batuan dasar. Pada lokasi gedung tersebut memiliki nilai $S_s = 0,582$ g dan $S_1 = 0,239$ g. Setelah mendapatkan nilai percepatan batuan dasar, masuk ke tahap selanjutnya yang dilakukan sebagai berikut.

a. Kategori risiko dan faktor keutamaan gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 4.1.2 di dalam tabel 3 dijelaskan bangunan yang memiliki fungsi fasilitas perkantoran termasuk ke dalam kategori risiko II. Kemudian dilanjutkan di dalam tabel 4 kategori risiko bangunan II memiliki nilai faktor keamanan (I_e) 1,0.

b. Jenis tanah

Jenis tanah belum diketahui sehingga dalam perhitungan respons spektrum nilai yang akan diambil merupakan nilai yang berdampak sangat signifikan pada bangunan yang ditinjau.

c. Koefisien situs dan parameter respons

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 6.2 pada tabel 6 dan 7, koefisien situs dapat ditentukan berdasarkan beberapa parameter yaitu nilai $S_s = 0,582$ g dan nilai $S_1 =$

0,239 g menggunakan tanah lunak dan untuk perhitungan jenis tanah lainnya terdapat di lampiran. Sehingga nilai koefisien situs adalah sebagai berikut:

$$F_a = 1,569$$

$$F_v = 3,105$$

Untuk penentuan respons spektrum percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Parameter respons spektrum percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek (S_{MS}) adalah sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$= 1,569 \times 0,582$$

$$= 0,913 \text{ g}$$

Parameter respons spektrum percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik (S_{M1}) adalah sebagai berikut:

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

$$= 3,105 \times 0,239$$

$$= 0,742 \text{ g}$$

d. Parameter percepatan spektrum desain

Parameter percepatan spektrum desain dapat dihitung berdasarkan dari SNI 1726:2019 pasal 6.3 dengan mencari nilai S_{DS} dan S_{D1} menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS}$$

$$= \frac{2}{3} \times 0,913$$

$$= 0,609 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1}$$

$$= \frac{2}{3} \times 0,742$$

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

e. Spektrum respons desain

Menentukan hasil nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan persamaan sebagai berikut:

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

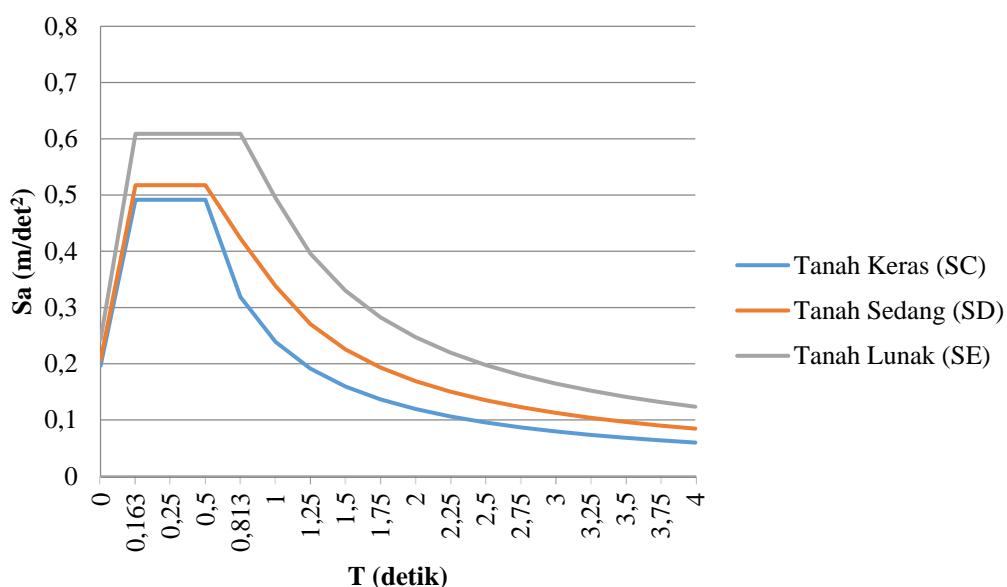
$$= 0,2 \times \frac{0,495}{0,609}$$

$$= 0,163 \text{ g}$$

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

$$= \frac{0,495}{0,609}$$

$$= 0,813 \text{ g}$$



Gambar 5.3 Grafik Spektrum Respons Desain

Berdasarkan data di atas didapat bahwa hasil dari grafik tanah lunak (SE) mempunyai nilai yang paling besar jika dibandingkan dengan tanah sedang (SD) dan tanah keras (SC). Maka dari itu, digunakan nilai terbesar atau kondisi paling ekstrem yaitu tanah lunak (SE).

f. Periode struktur

Periode struktur (T) didapat dari hasil analisis perhitungan program bantu SAP2000. Nilai periode strukturnya adalah sebagai berikut:

T_c arah X = 1,01582 detik

T_c arah Y = 0,82196 detik

g. Periode fundamental pendekatan

Periode fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum dengan menggunakan persamaan. Sebelum menentukan nilai T diperlukan untuk mengetahui terlebih dahulu nilai C_t , C_u , x , tinggi total, dan jumlah lantai berdasarkan bangunan yang akan diteliti. Nilai tersebut adalah sebagai berikut:

$$\text{Jumlah lantai} = 4 \text{ lantai}$$

$$\text{Tinggi } (h_n) = 25 \text{ m}$$

$$C_u = 1,4 \text{ (SNI 1726:2019 pasal 7.8.2 tabel 17)}$$

$$C_t = 0,0724 \text{ (SNI 1726:2019 pasal 7.8.2.1 tabel 18)}$$

$$x = 0,8 \text{ (SNI 1726:2019 pasal 7.8.2.1 tabel 18)}$$

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$= 0,0724 \times 25^{0,8}$$

$$= 0,95080$$

$$T_a \times C_u = 0,95080 \times 1,4$$

$$= 1,33112$$

Sehingga untuk menentukan hasil persamaan nilai T dapat menggunakan persamaan sebagai berikut:

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

Berdasarkan persamaan yang sudah didapatkan, maka digunakan nilai $T = T_c$ sebesar 1,01582 detik.

h. Sistem penahan gaya seismik

Pada bangunan gedung dengan kategori desain seismik D (SNI 1726:2019 pasal 6.5 tabel 9), digunakan perancangan yang memiliki nilai dari parameter berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.2.2 tabel 12 dengan jenis struktur sistem rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus sebagai berikut:

$$R = 8$$

$$C_d = 5,5$$

$$\Omega_0 = 3$$

i. Prosedur gaya lateral ekuivalen

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.1.1 untuk menentukan hasil nilai C_s dapat digunakan persamaan sebagai berikut:

1) Nilai C_s

$$\text{Nilai } C_s \text{ tanah keras (SC)} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,492}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,061$$

$$\text{Nilai } C_s \text{ tanah sedang (SD)} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,518}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,065$$

$$\text{Nilai } C_s \text{ tanah lunak (SE)} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,609}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,076$$

Nilai C_s diambil dari nilai terbesar yaitu tanah lunak (SE) = 0,076. Diambil nilai terbesar karena semakin besar nilai C_s pada suatu kondisi tanah, maka semakin ekstrem kondisi tanah pada bangunan tersebut.

2) Nilai C_s *upper bound*

$$C_{s \text{ upper bound}} = \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,495}{1,01582 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,061$$

3) Nilai C_s *lower bound*

$$\begin{aligned} C_{s \text{ lower bound}} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,609 \times 1 \geq 0,01 \\ &= 0,027 \geq 0,01 \end{aligned}$$

Tinjauan nilai C_s yang diambil:

- 1) Jika nilai $C_s > C_s$ *upper bound*, maka digunakan C_s *upper bound*
- 2) Jika nilai $C_s < C_s$ *lower bound*, maka digunakan C_s *lower bound*
- 3) Jika nilai C_s *upper bound* < C_s < C_s *lower bound*, maka digunakan nilai C_s

Karena nilai C_s lebih besar dari C_s *upper bound*, maka diambil nilai C_s *upper bound* sebesar 0,061.

j. Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan dapat dihitung berdasarkan SNI 1726-2019. Faktor dalam beban kombinasi beban ultimit dengan beban mati nominal (D), beban hidup nominal (L), beban gempa arah X (EQX), dan beban gempa arah Y (EQY) adalah sebagai berikut:

- 1) COMB 1 = 1,4D
- 2) COMB 2 = 1,2D + 1,6L
- 3) COMB 3 = 1,2D + 1L + 1 EQX + 0,3 EQY
- 4) COMB 4 = 1,2D + 1L + 1 EQX - 0,3 EQY
- 5) COMB 5 = 1,2D + 1L - 1 EQX + 0,3 EQY
- 6) COMB 6 = 1,2D + 1L - 1 EQX - 0,3 EQY
- 7) COMB 7 = 1,2D + 1L + 0,3 EQX + 1 EQY
- 8) COMB 8 = 1,2D + 1L + 0,3 EQX - 1 EQY
- 9) COMB 9 = 1,2D + 1L - 0,3 EQX + 1 EQY
- 10) COMB 10 = 1,2D + 1L - 0,3 EQX - 1 EQY

Keterangan:

D = beban mati (*dead*)

L = beban hidup (*live*)

EQX = beban gempa sumbu x (*quake*)

EQY = beban gempa sumbu y (*quake*)

k. Berat seismik efektif bangunan

Berat seismik efektif (W_{eff}) bangunan didapat dari kombinasi pembebanan beban mati dan beban hidup.

1) Beban mati (*dead load*)

Berat jenis baja konvensional = 78,5 kN/m³

Berat jenis beton bertulang = 24 kN/m³

a) Kolom (IWF 400.400.20.35)

$$\begin{aligned} W \text{ kolom} &= n \times A_s \times t \times b_j \text{ baja konvensional} \\ &= 40 \times 0,03607 \text{ m}^2 \times 4 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3 \\ &= 453,0392 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Balok (IWF 350.350.14.22)

$$\begin{aligned} - \text{ Tipe 1} &= n \times A_s \times t \times b_j \text{ baja konvensional} \\ &= 36 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 8 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3 \\ &= 456,6816 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Tipe 2} &= n \times A_s \times t \times b_j \text{ baja konvensional} \\ &= 1 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 7,55 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3 \\ &= 11,972035 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Tipe 3 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 4 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 5,4 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 34,25112 \text{ kN}$
- Tipe 4 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 11 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 5 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 87,2135 \text{ kN}$
- Tipe 5 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 4 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 4 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 25,3712 \text{ kN}$
- Tipe 6 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 7 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 3 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 33,2997 \text{ kN}$
- Tipe 7 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 4 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 2,6 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 16,49128 \text{ kN}$
- Tipe 8 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 5 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 2,3 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 18,23555 \text{ kN}$
- Tipe 9 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 3 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 2,4 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 11,41704 \text{ kN}$
- Tipe 10 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 1 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 5,6 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 8,87992 \text{ kN}$
- Tipe 11 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 1 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 4,1 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 6,50137 \text{ kN}$
- Tipe 12 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 1 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 7,9 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 12,52703 \text{ kN}$
- Tipe 13 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 2 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 2,7 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$

- = 8,56278 kN
- Tipe 14 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 1 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 5,275 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 8,3645675 \text{ kN}$
 - Tipe 15 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 1 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 6,5 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 10,30705 \text{ kN}$
 - Tipe 16 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 1 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 2,85 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 4,519245 \text{ kN}$
 - Tipe 17 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 2 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 2,7 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 8,56278 \text{ kN}$
 - Tipe 18 = $n \times A_s \times t \times b_j$ baja konvensional
 $= 6 \times 0,0202 \text{ m}^2 \times 1,15 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 10,94133 \text{ kN}$
- W balok = ΣW balok
 $= 797,4881725 \text{ kN}$

c) Pelat

- S3
- Tipe 1 = $n \times p \times l \times t \times b_j$ beton bertulang
 $= 1 \text{ buah} \times 3,9 \text{ m} \times 2,3 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 27,9864 \text{ kN}$

Tipe 2 = $n \times p \times l \times t \times b_j$ beton bertulang
 $= 1 \text{ buah} \times 4 \text{ m} \times 2,3 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 28,704 \text{ kN}$

Tipe 3 = $n \times p \times l \times t \times b_j$ beton bertulang
 $= 1 \text{ buah} \times 3,9 \text{ m} \times 3,9375 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 47,9115 \text{ kN}$

Tipe 4 = $n \times p \times l \times t \times b_j$ beton bertulang
 $= 1 \text{ buah} \times 4 \text{ m} \times 3,9375 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 49,14 \text{ kN}$

Tipe 5 = $n \times p \times l \times t \times \text{bj}$ beton bertulang
 $= 1 \text{ buah} \times 3,9 \text{ m} \times 4,0625 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 49,4325 \text{ kN}$

Tipe 6 = $n \times p \times l \times t \times \text{bj}$ beton bertulang
 $= 1 \text{ buah} \times 4 \text{ m} \times 4,0625 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 50,7 \text{ kN}$
S3 = $27,9864 + 28,704 + 47,9115 + 49,14 + 49,4325 + 50,7$
 $= 253,8744 \text{ kN}$

- S4 = $n \times p \times l \times t \times \text{bj}$ beton bertulang
 $= 4 \text{ buah} \times 4 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 288 \text{ kN}$

- S5

Tipe 1 = $n \times p \times l \times t \times \text{bj}$ beton bertulang
 $= 2 \text{ buah} \times 3,25 \text{ m} \times 3,9375 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 79,8525 \text{ kN}$

Tipe 2 = $n \times p \times l \times t \times \text{bj}$ beton bertulang
 $= 2 \text{ buah} \times 3,25 \text{ m} \times 4,0625 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 82,3875 \text{ kN}$

Tipe 3 = $n \times p \times l \times t \times \text{bj}$ beton bertulang
 $= 2 \text{ buah} \times 3,25 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 101,4 \text{ kN}$

Tipe 4 = $n \times p \times l \times t \times \text{bj}$ beton bertulang
 $= 6 \text{ buah} \times 4 \text{ m} \times 3,9375 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 294,84 \text{ kN}$

Tipe 5 = $n \times p \times l \times t \times \text{bj}$ beton bertulang
 $= 8 \text{ buah} \times 4 \text{ m} \times 4,0625 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 405,6 \text{ kN}$

Tipe 6 = $n \times p \times l \times t \times \text{bj}$ beton bertulang
 $= 5 \text{ buah} \times 4 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$
 $= 312 \text{ kN}$

Tipe 7 = $n \times p \times l \times t \times \text{bj}$ beton bertulang
 $= 1 \text{ buah} \times 4,1 \text{ m} \times 3,9375 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3$

$$= 50,3685 \text{ kN}$$

Tipe 8 = n x p x l x t x bj beton bertulang
= 1 buah x 4,1 m x 4,0625 m x 0,13 m x 24 kN/m³
= 51,9675 kN

Tipe 9 = n x p x l x t x bj beton bertulang
= 1 buah x 4,1 m x 5 m x 0,13 m x 24 kN/m³
= 63,96 kN

Tipe 10 = n x p x l x t x bj beton bertulang
= 1 buah x 3,9 m x 5 m x 0,13 m x 24 kN/m³
= 60,84 kN

Tipe 11 = n x p x l x t x bj beton bertulang
= 2 buah x 4 m x 1,3375 m x 0,13 m x 24 kN/m³
= 33,384 kN

Tipe 12 = n x p x l x t x bj beton bertulang
= 1 buah x 2,85 m x 2,6 m x 0,13 m x 24 kN/m³
= 23,1192 kN

Tipe 13 = n x p x l x t x bj beton bertulang
= 1 buah x 2,85 m x 2,3 m x 0,13 m x 24 kN/m³
= 20,4516 kN

Tipe 14 = n x p x l x t x bj beton bertulang
= 1 buah x 2,7 m x 5,275 m x 0,13 m x 24 kN/m³
= 44,4366 kN

Tipe 15 = n x p x l x t x bj beton bertulang
= 6 buah x 4 m x 1,15 m x 0,13 m x 24 kN/m³
= 86,112 kN

Tipe 16 = n x p x l x t x bj beton bertulang
= 1 buah x 4,1 m x 1,15 m x 0,13 m x 24 kN/m³
= 14,7108 kN

Tipe 17 = n x p x l x t x bj beton bertulang
= 1 buah x 3 m x 2,675 m x 0,13 m x 24 kN/m³
= 25,038 kN

Tipe 18 = n x p x l x t x bj beton bertulang

$$\begin{aligned}
&= 1 \text{ buah} \times 3 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\
&= 23,4 \text{ kN} \\
S5 &= \Sigma S5 \\
&= 1773,868 \text{ kN} \\
- S7 & \\
\text{Tipe 1} &= n \times p \times l \times t \times bj \text{ beton bertulang} \\
&= 1 \text{ buah} \times 51,1 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\
&= 191,3134 \text{ kN} \\
\text{Tipe 2} &= n \times p \times l \times t \times bj \text{ beton bertulang} \\
&= 1 \text{ buah} \times 0,6 \text{ m} \times 7,725 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\
&= 14,4612 \text{ kN} \\
\text{Tipe 3} &= n \times p \times l \times t \times bj \text{ beton bertulang} \\
&= 1 \text{ buah} \times 0,6 \text{ m} \times 2,3 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\
&= 4,3056 \text{ kN} \\
\text{Tipe 4} &= n \times p \times l \times t \times bj \text{ beton bertulang} \\
&= 1 \text{ buah} \times 8,6 \text{ m} \times 1,15 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\
&= 30,8568 \text{ kN} \\
\text{Tipe 5} &= n \times p \times l \times t \times bj \text{ beton bertulang} \\
&= 1 \text{ buah} \times 6,5 \text{ m} \times 1,15 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\
&= 23,322 \text{ kN} \\
\text{Tipe 6} &= n \times p \times l \times t \times bj \text{ beton bertulang} \\
&= 1 \text{ buah} \times 21,3 \text{ m} \times 1,15 \text{ m} \times 0,13 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \\
&= 76,4244 \text{ kN} \\
S7 &= 191,3134 + 14,4612 + 4,3056 + 30,8568 + 23,322 + 76,4244 \\
&= 340,6834 \text{ kN} \\
W \text{ pelat} &= \Sigma W \text{ pelat} \\
&= 253,8744 + 288 + 1773,868 + 340,6834 \\
&= 2656,4258 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat bangunan lantai 4} &= W \text{ kolom} + W \text{ balok} + W \text{ pelat} \\
&= 453,0392 + 797,4881725 + 2656,4258 \\
&= 3906,953173 \text{ kN}
\end{aligned}$$

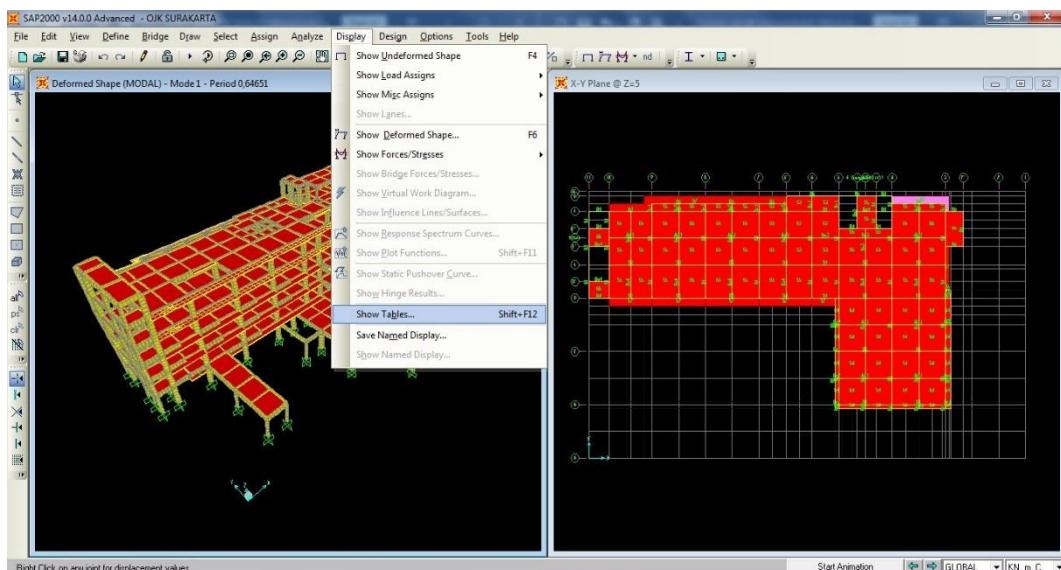
Perhitungan berat bangunan dengan perhitungan manual lainnya ada di dalam lampiran berbentuk *print out* Excel. Setelah perhitungan selesai, maka didapat nilai akibat beban mati sebagai berikut.

Tabel 5.3 Total Beban Mati Berat Seismik Efektif Bangunan SRPMK

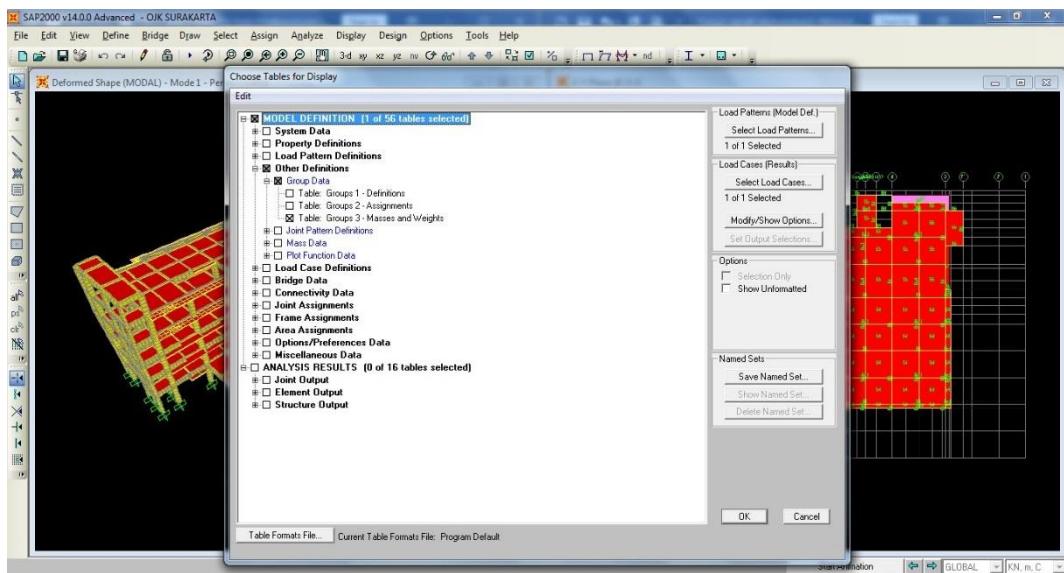
Lantai	Tinggi (m)	W (kN)
Dak Atap	25,00	618,346
Dak	21,00	3278,397
4	17,00	3651,6
3	13,00	4122,344
2	9,00	4943,877
1	5,00	8662,446
Total (Σ)		25277,01

Sumber: hasil analisis, 2020

Kemudian dilakukan pemeriksaan dengan menggunakan alat bantu *software* SAP2000.



Gambar 5.4 *Checking* Berat Struktur Bangunan Gedung Langkah 1



Gambar 5.5 *Checking Berat Struktur Bangunan Gedung Langkah 2*

(Sumber: Hasil Analisis, 2020)

Groups 3 - Masses and Weights							
		GroupName Text	SelfMass KN-s ² /m	SelfWeight KN	TotalMassX KN-s ² /m	TotalMassY KN-s ² /m	TotalMassZ KN-s ² /m
▶	ALL	2432,33	23852,991	2432,33	2432,33	2432,33	2432,33
	LANTAI 1	841,02	8247,575	841,02	841,02	841,02	841,02
	LANTAI 2	476,02	4668,166	476,02	476,02	476,02	476,02
	LANTAI 3	391,33	3837,681	391,33	391,33	391,33	391,33
	LANTAI 4	353,47	3466,394	353,47	353,47	353,47	353,47
	LANTAI DAK	314,61	3085,316	314,61	314,61	314,61	314,61
	LANTAI DAK ATAP	55,87	547,859	55,87	55,87	55,87	55,87

Gambar 5.6 Hasil Analisis Berat Struktur Bangunan Gedung SRPMK

(Sumber: Hasil Analisis, 2020)

Setelah melakukan pemeriksaan berat struktur, didapatkan hasil yang sama persis dengan data berat bangunan perhitungan manual. Sehingga total beban mati gedung adalah 25.277,01 kN.

2) Beban hidup (*live load*)

Beban hidup yang akan ditambahkan untuk berat seismik efektif bangunan sebesar 25%. Berikut adalah perhitungan beban hidup pada lantai 4.

$$\text{Beban hidup } 25\% = \text{luas} \times \text{beban merata} \times 25\%$$

a) Kantor

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup } 25\% &= \text{luas} \times \text{beban merata} \times 25\% \\ &= 50 \text{ m}^2 \times 3,12 \text{ kN/m}^2 \times 25\% \\ &= 39 \text{ kN}\end{aligned}$$

b) Ruangan Lainnya

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup } 25\% &= \text{luas} \times \text{beban merata} \times 25\% \\ &= 157 \text{ m}^2 \times 2,64 \text{ kN/m}^2 \times 25\% \\ &= 103,62 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup } 25\% = 39 + 103,62$$

$$= 142,62 \text{ kN}$$

Tabel 5.4 Beban Hidup Berat Seismik Efektif Bangunan Lantai 4

No.	Fungsi Bangunan	Luas (m ²)	Beban Merata (kN/m ²)	Beban Hidup Total (kN)	Beban Hidup 25% (kN)
1.	Kantor	50	3,12	156	39
2.	Ruangan Lainnya	157	2,64	414,48	103,62
Total (Σ)					142,62

Sumber: hasil analisis, 2020

Setelah melakukan perhitungan beban hidup berat seismik efektif bangunan per lantai maka didapat nilai sebagai berikut:

Tabel 5.5 Total Beban Hidup Berat Seismik Efektif Bangunan

No.	Lantai	Beban Hidup 25% (kN)
1.	Lantai 1	377,47
2.	Lantai 2	225,6925
3.	Lantai 3	218,7
4.	Lantai 4	142,62
5.	Lantai Dak	94,549
6.	Lantai Dak Atap	14,846

Sumber: hasil analisis, 2020

Setelah itu, beban mati (*dead load*) dan beban hidup (*live load*) dijumlahkan.

Tabel 5.6 Total Berat Seismik Efektif Bangunan

Lantai	Tinggi (m)	Beban Mati (kN)	Beban Hidup 25% (kN)	W_{eff} (kN)
1	4	8662,446	377,47	9039,916
2	9	4943,877	225,6925	5169,570
3	13	4122,344	218,7	4341,044
4	17	3651,6	142,62	3794,220
Dak	21	3278,397	94,549	3373,356
Dak Atap	25	618,346	14,846	632,832
Total (Σ)				50738,414

Sumber: hasil analisis, 2020

Jadi, total berat seismik bangunan adalah 50.738,414 kN.

l. Gaya geser dasar

Menentukan gaya geser dasar (V) diperlukan data total berat bangunan. Setelah didapatkan nilai total berat bangunan, maka digunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W_{eff} \\ &= 0,061 \times 50738,414 \\ &= 3088,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

m. Menentukan gaya horizontal gempa statis ekuivalen

Menghitung gaya horizontal gempa statis ekuivalen menggunakan persamaan yang akan dijelaskan nanti. Namun, sebelum masuk ke perhitungan nilai (F_i) perlu mengetahui nilai k terlebih dahulu dengan cara sebagai berikut.

Syarat nilai k :

Untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, $k = 1$;

Untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, $k = 2$;

Untuk struktur dengan nilai $0,5 < T \leq 2,5$, $k = 2$ atau harus ditentukan dengan interpolasi linear berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.3.

$$T = 1,016 \text{ detik}$$

$$k = 1,258$$

$$\begin{aligned} F_{i lantai 1} &= \frac{W_{eff} \times H_i^k}{\sum W_{eff} \times H_i^k} \times V \\ &= \frac{9039,916 \times 4^{1,258}}{585382,33} \times 3716,06 \\ &= 361,21 \text{ kN} \end{aligned}$$

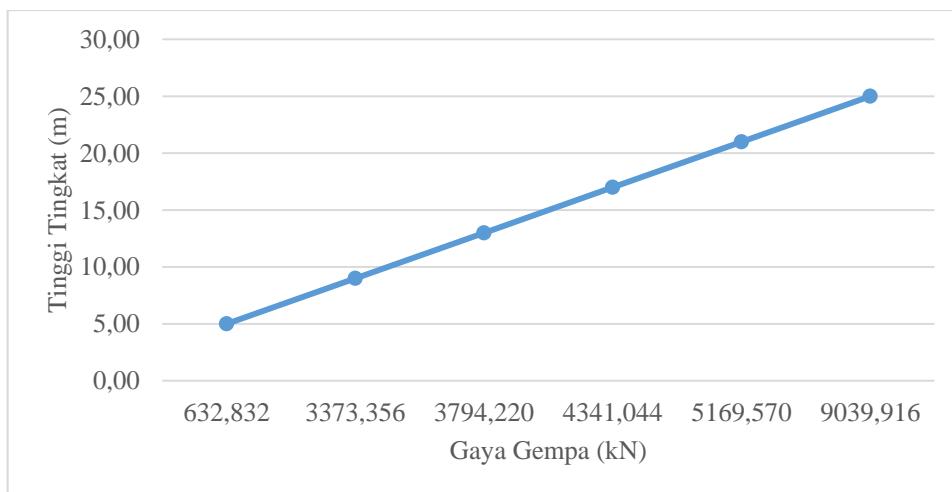
Kontrol, $V = \sum F_i$

$$3088,86 \text{ kN} = 3088,86 \text{ kN (OKE)}$$

Tabel 5.7 Gaya Gempa Statis Ekuivalen (F_i)

Lantai (W_i)	H_i (m)	W_{eff} (kN)	H_i^k (m)	$W_{eff}*(H_i^k)$ (kNm)	F_i (kN)
Dak Atap	25,00	632,832	57,34	36288,68	191,48
Dak	21,00	3373,356	46,05	155344,20	819,70
4	17,00	3794,220	35,30	133941,92	706,77
3	13,00	4341,044	25,19	109354,00	577,02
2	9,00	5169,570	15,86	81998,44	432,68
1	5,00	9039,916	7,57	68455,09	361,21
Total (Σ)				585382,33	3088,86

Sumber: hasil analisis, 2020



Gambar 5.7 Grafik Gaya Gempa Statis Ekuivalen

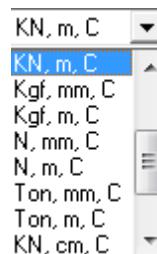
Grafik di atas dapat diketahui bahwa nilai gaya gempa statis ekuivalen dipengaruhi oleh tinggi dan massa bangunan. Semakin tinggi bangunan maka semakin besar nilai gaya gempa yang diterima. Hal tersebut berlaku apabila massa bangunan sama atau lebih besar dari lantai sebelumnya. Jika massa bangunan lebih kecil dari lantai sebelumnya bisa jadi nilai gaya gempa yang diterima sama atau lebih besar dari lantai di bawahnya.

n. Pemodelan struktur

Desain struktur model bangunan menggunakan bantuan *software* SAP2000 yang kemudian diambil nilai output berupa gaya dalam yang akan dijadikan bahan untuk perancangan jumlah tulangan. Pembebanan struktur menggunakan beban gravitasi dan gaya gempa. Setelah memperhitungkan beban totalnya, kemudian dimasukkan ke dalam pemodelan gedung yang sudah disesuaikan dengan ukuran eksisting di lapangan. Berikut adalah langkah-langkah pemodelan struktur bangunan gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta pada SAP2000.

1) Menentukan unit yang sesuai

Satuan yang digunakan sesuai dengan perhitungan pembebanan, misal: kN, m, C. Klik tombol combo box di kanan bawah, dan dipilih satuan yang digunakan.

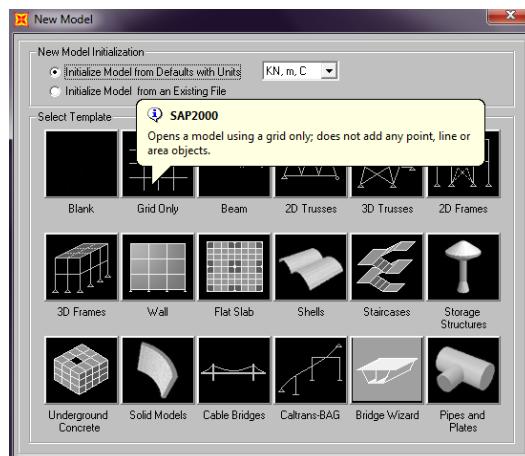


Gambar 5.8 Menentukan Satuan

2) Menentukan model

Untuk membuat Grid Lines pada SAP 2000, maka langkah-langkah yang perlu dilakukan sebagai berikut:

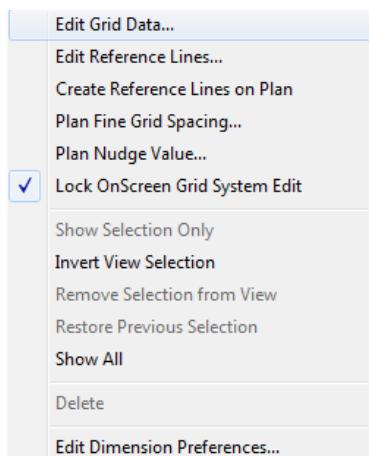
Pilih menu File → New Model → Pilih Grid Only.



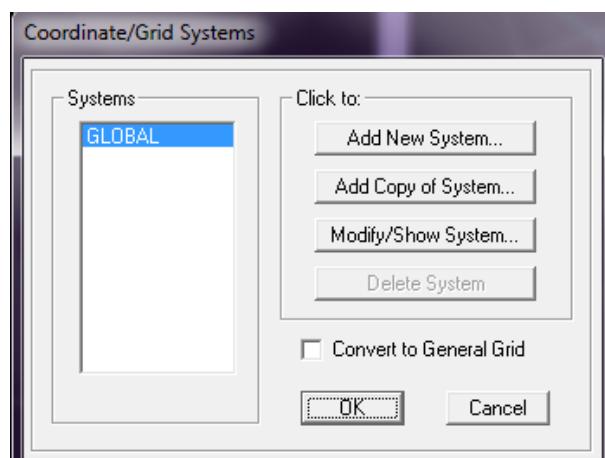
Gambar 5.9 Menentukan Model

3) Memasukkan data

Untuk memasukan data pada SAP 2000, langkahnya sebagai berikut:
Klik Kanan → *Edit Grid Data* → klik pada menu *Modify/Show System*



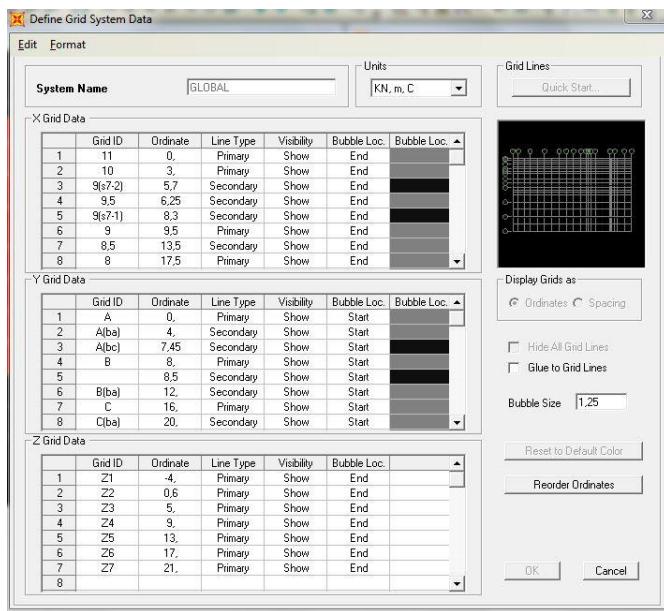
Gambar 5.10 *Edit Grid Data*



Gambar 5.11 *Modify Grid*

Kemudian *edit grid* sesuai gambar stuktur :

1. Pada X Grid Data diisikan sesuai dengan bentang arah X
2. Pada Y Grid Data diisikan sesuai dengan bentang arah Y
3. Pada Z Grid Data diisikan sesuai dengan bentang arah Z



Gambar 5.12 Input Grid Data

4) Memasukkan data material struktur

Untuk memasukan data material struktur, maka langkah-langkah yang perlu dilakukan seperti dibawah ini :

Pilih menu *Define* → *Material*, maka akan muncul dialog box “*Define Material*”. Klik “*Add New Material*”, maka akan muncul “*Material Property Data*”.

Pada options “*General Data*”, ganti nama pada isian *Material Name*.

a) Material beton

Jika menggunakan beton maka *Material Type* diganti dengan *Concrete*.

Masukan data sesuai ketentuan yang ada seperti *Weight per Unit Volume* dan satuannya, Modulus Elastisitas, dan f'c.

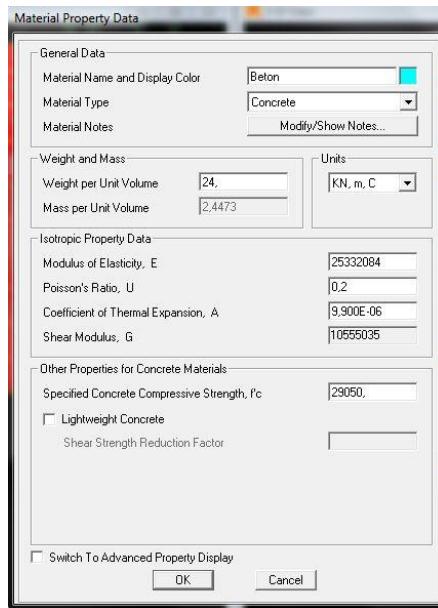
Isi data material sesuai dengan data material gedung.

$$\text{Beton} = 29 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat volume beton} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas} &= 4700 \sqrt{f'c} \\ &= 25332084 \end{aligned}$$

$$\text{Poisson's ratio} = 0,2$$



Gambar 5.13 *Material Property Data* Beton

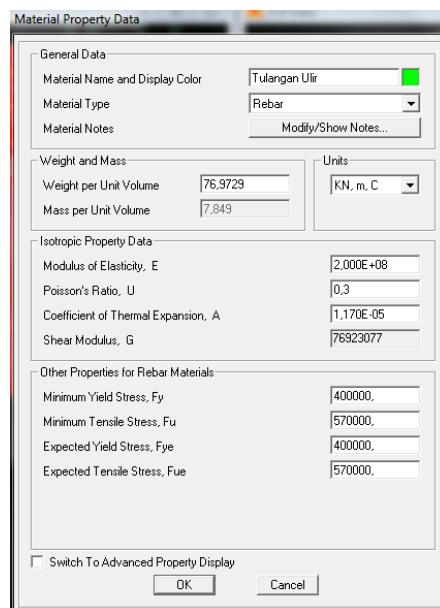
b) Material baja tulangan

Pilih *Material Type* → *Rebar*

Isi data material sesuai dengan data material gedung.

Tulangan Ulir $F_y = 400 \text{ MPa}$ dan $F_u = 520 \text{ MPa}$

Tulangan Polos $F_y = 240 \text{ MPa}$ dan $F_u = 390 \text{ MPa}$

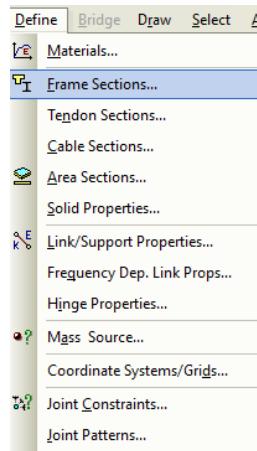


Gambar 5.14 *Material Property Data* Baja Tulangan

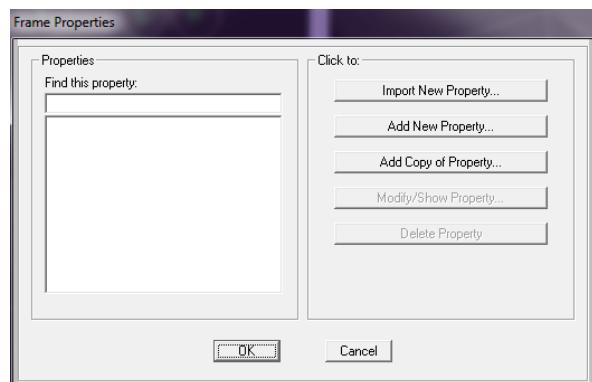
5) Perancangan penampang model

a) Perancangan penampang balok

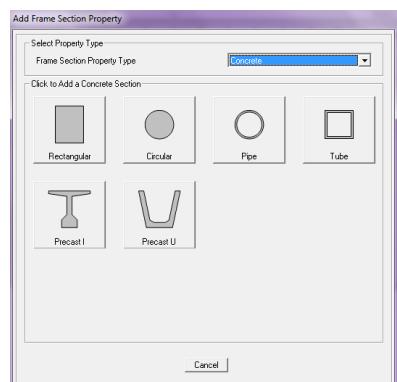
Pilih menu *Define* → *Frame Sections* → *Add New Property* → *Concrete* → *Rectangular*.



Gambar 5.15 Perancangan Penampang Balok

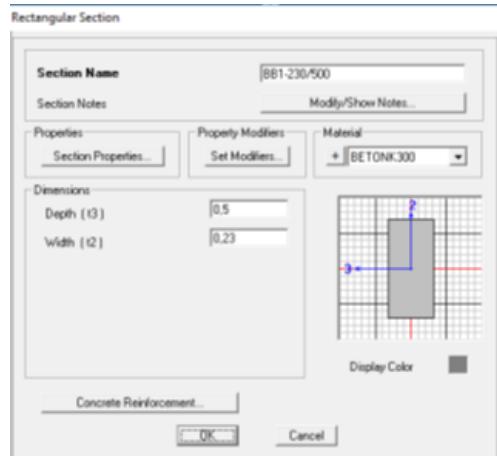


Gambar 5.16 *Frame Properties* Balok



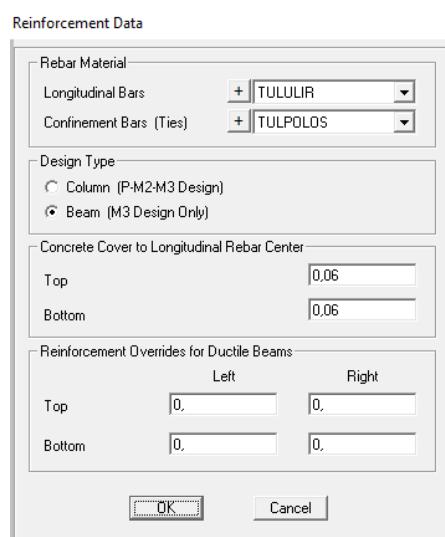
Gambar 5.17 *Frame Section Property* Balok

Isi *section name* (nama balok), material dan data ukuran balok.



Gambar 5.18 *Rectangular Section* Balok

Klik options “*Concrete Reinforcement*”, maka akan muncul *dialog Box* “*Reinforcement Data*” → *Edit Rebar Material* untuk *Longitudinal Bars* = tulangan ulir sedangkan *Confinement Bars (Ties)* = tulangan polos → Pilih *Design Type* = Beam (M3 Design Only) → Isi jarak antara penutup beton sampai ke titik pusat tulangan (*Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center*).

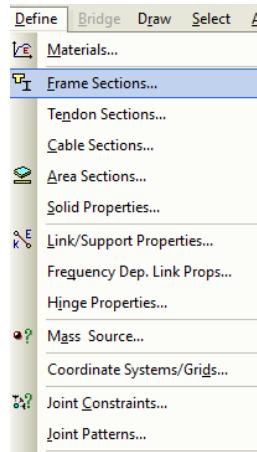


Gambar 5.19 *Reinforcement Data* Balok

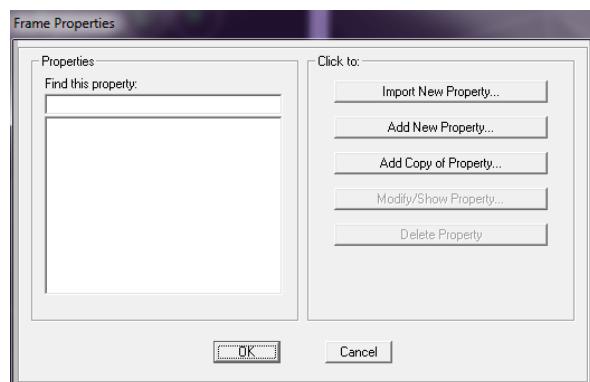
Lakukan langkah di atas untuk balok tipe lainnya.

b) Perancangan penampang kolom

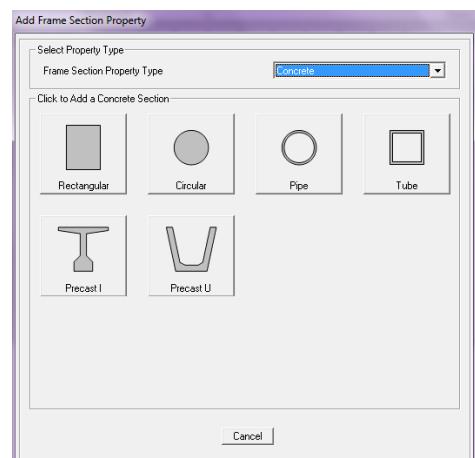
Pilih menu *Define* → *Frame Sections* → *Add New Property* → *Concrete* → *Rectangular*.



Gambar 5.20 Perancangan Penampang Kolom

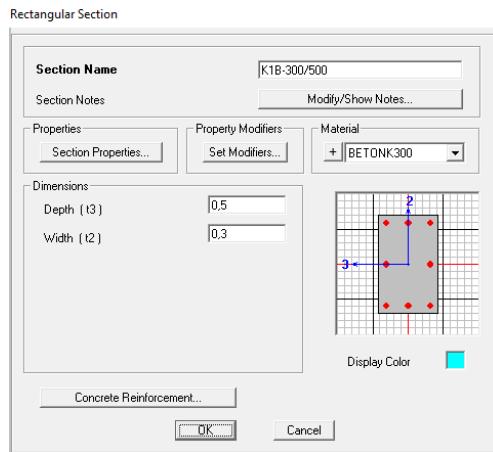


Gambar 5.21 *Frame Properties* Kolom



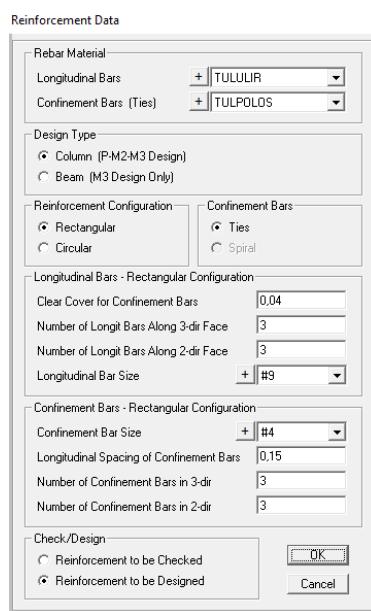
Gambar 5.22 *Frame Section Property* Kolom

Isi *section name* (nama balok), material dan data ukuran balok.



Gambar 5.23 *Rectangular Section* Kolom

Klik options “*Concrete Reinforcement*”, maka akan muncul *dialog box* “*Reinforcement Data*” → *Edit Rebar Material*, untuk *Longitudinal Bars* = tulangan ulir sedangkan *Confinement Bars (Ties)* = tulangan polos → Pilih *Design Type* = *Column* (*P-M2-M3 Design*). → Isi jarak antara penutup beton sampai ke titik pusat tulangan (*Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center*).

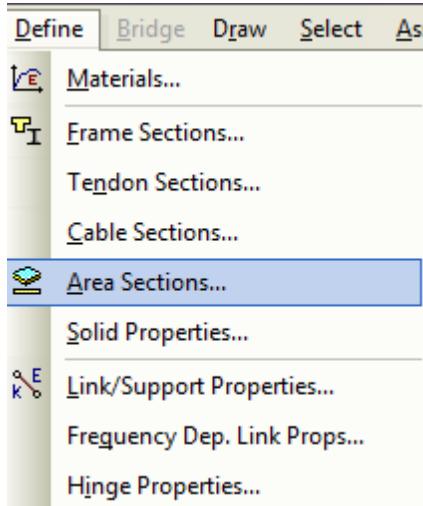


Gambar 5.24 *Reinforcement Data* Kolom

Lakukan langkah di atas untuk kolom tipe lainnya.

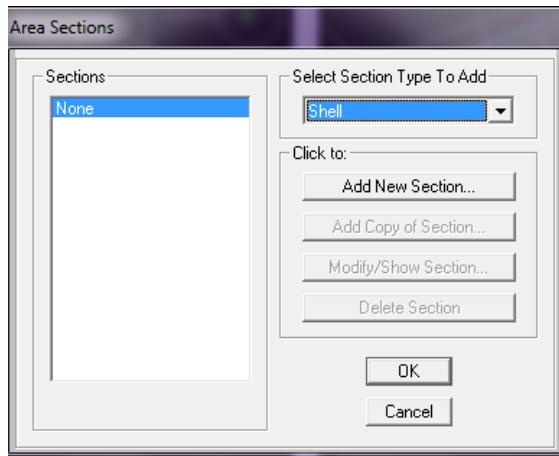
c) Perancangan penampang pelat

Pilih menu *Define* → *Area Section*



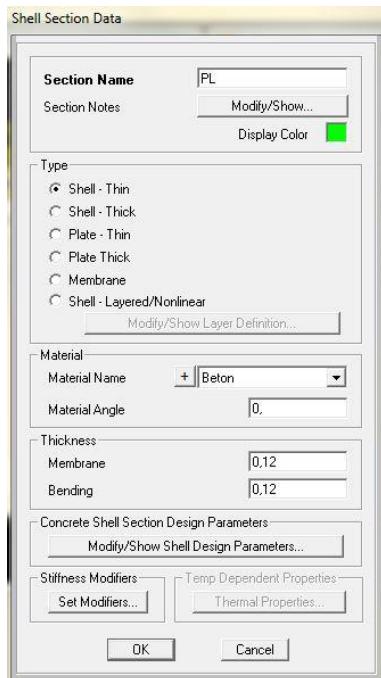
Gambar 5.25 Perancangan Penampang Pelat

Akan muncul *dialog box* seperti pada gambar di bawah ini, pada menu *Select Section type to add* pilih *Shell*. → klik – *Add New Section*.



Gambar 5.26 *Area Sections*

Akan muncul *dialog box* seperti pada gambar di bawah. Isi *box Section Name* (nama pelat) sesuai yang diinginkan.

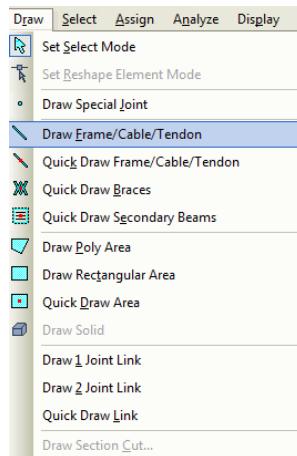


Gambar 5.27 *Shell Section Data*

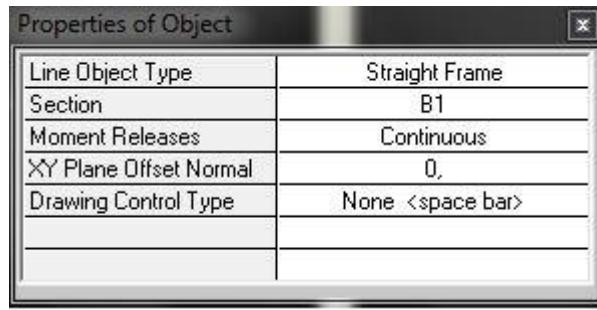
6) Penggambaran model elemen

a) Penggambaran elemen balok

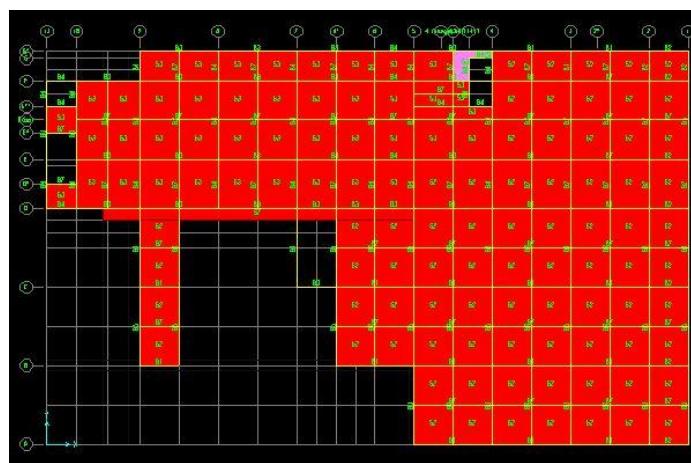
Pilih menu *Draw* → *Draw Frame/ Cable/ Tendon*, akan muncul *dialog box* “*Properties of Object*” pilih *Section* (*section* yang dipilih adalah yang untuk balok), kemudian gambar.



Gambar 5.28 Penggambaran Elemen Balok



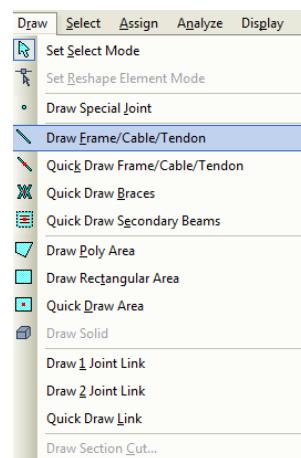
Gambar 5.29 Properties of Object B1



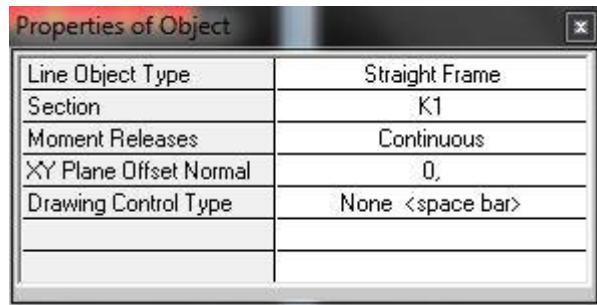
Gambar 5.30 Lines Balok

b) Penggambaran elemen kolom

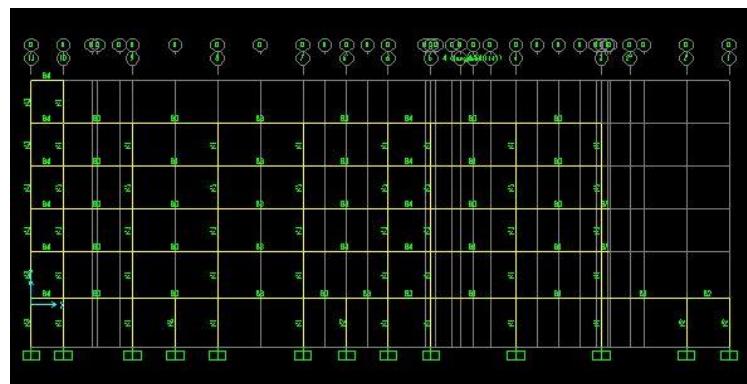
Pilih menu *Draw* → *Draw Frame/ Cable/ Tendon* Akan muncul *dialog box* “*Properties of Object*” pilih *Section*. (*Section* yang dipilih adalah yang untuk kolom), kemudian gambar.



Gambar 5.31 Penggambaran Elemen Kolom



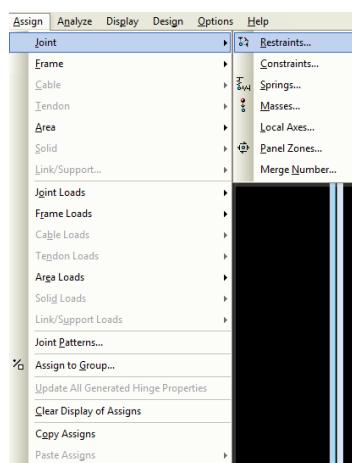
Gambar 5.32 Properties of Object Kolom



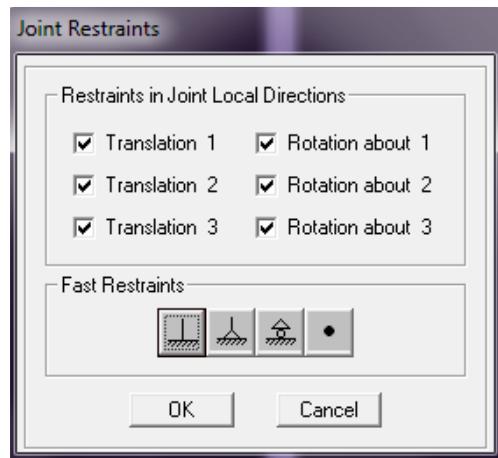
Gambar 5.33 Lines Kolom

c) Pemodelan perletakan struktur

Klik jendela 2D, dan klik tombol XY untuk menampilkan bidang XY, pilih bidang pada tingkat paling dasar, kemudian klik join bidang XY tersebut yang akan diberi perletakan. Klik menu *Assign* → *Joint* → *Restraints* → klik simbol “Jepit”.



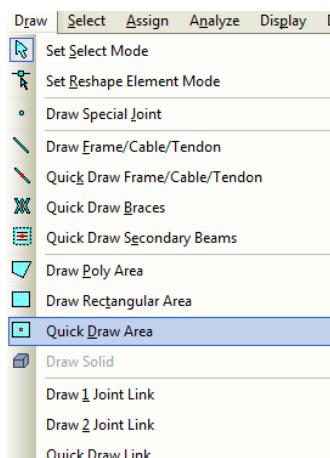
Gambar 5.34 Perletakan Struktur



Gambar 5.35 *Joint Restraints*

d) Penggambaran pelat

Klik menu *Draw* → *Quick Draw Area* → muncul *dialog box* “*Properties of Object*” pilih *Section*. (*Section* yang dipilih adalah yang untuk pelat), kemudian gambar.



Gambar 5.36 *Quick Draw Area*

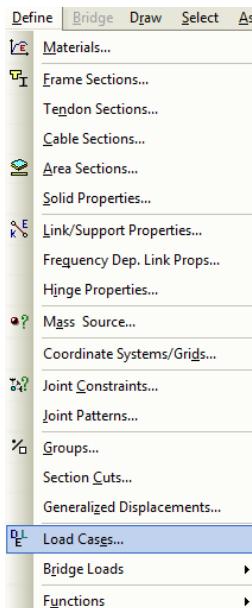


Gambar 5.37 *Properties of Object* Pelat

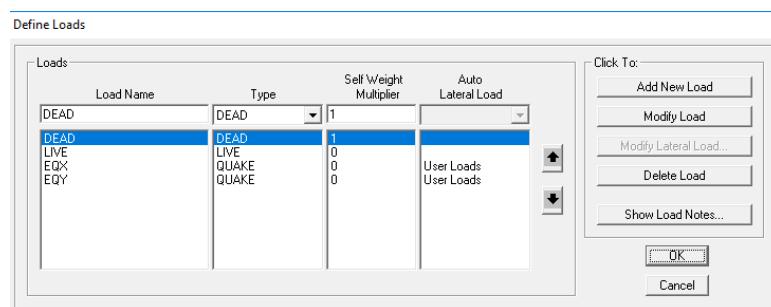
7) Pembebanan struktur

a) Penentuan *static load case*

Pendefinisian beban, *static load case*, klik menu *Define* → *Load Cases* untuk menampilkan *dialog box Define Load*.



Gambar 5.38 *Define Load Cases*



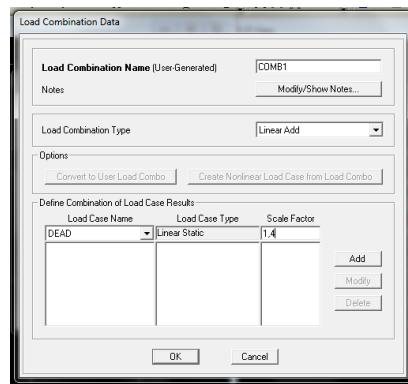
Gambar 5.39 *Define Loads*

Catatan :

Secara default, SAP 2000 memberikan nilai 1 dan 0 pada faktor pengali berat sendiri ($SWM = \text{Self Weight Multiplier}$). Dengan nilai *default* ini, berat sendiri struktur akan dihitung otomatis oleh SAP 2000 (tidak perlu di input), sementara beban hidup harus diinput nilai bebannya.

b) Penentuan *Load combination*

Klik *Define* → *Load Combinations*

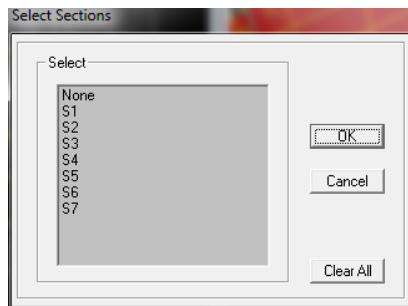


Gambar 5.40 *Load Combinations*

8) Pemberian beban

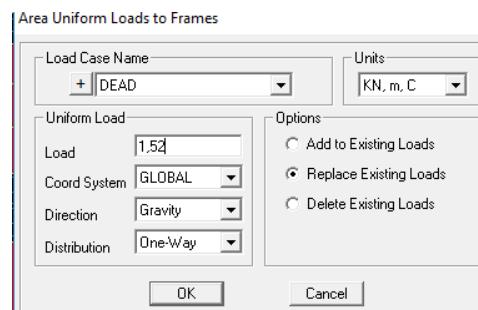
a) Pemberian beban pada pelat

Klik menu *Select* → *Properties* → *Area Sections* → pilih Area yang akan diberi beban, misal pelat lantai/pelat atap.



Gambar 5.41 *Box Select Sections Pelat*

Kemudian klik menu *Assign* → *Area Loads* → *Uniform to Frame (Shell)* akan muncul *dialog box* seperti pada gambar berikut.



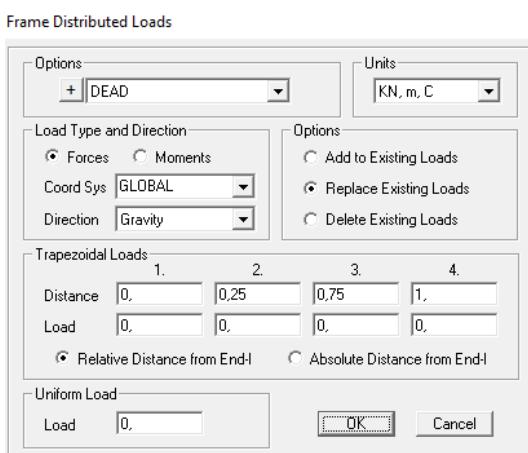
Gambar 5.42 *Area Uniform Loads to Frames*

Catatan :

Nilai beban yang telah dihitung diletakkan pada *Load*, kemudian lakukan hal yang sama untuk pemberian beban merata pada pelat lantai tipe lainnya serta pelat atap, baik beban mati maupun hidup.

b) Pemberian beban pada balok

Apabila dinding tidak dimodelkan pada pemodelan struktur, maka beban dinding dianggap sebagai beban merata pada balok. Klik balok yang akan diberi beban, klik menu *Select* → *Properties* → *Frame Sections* → pilih *frame* yang akan diberi beban. Kemudian klik menu *Assign* → *Frame Loads* → *Distributed*



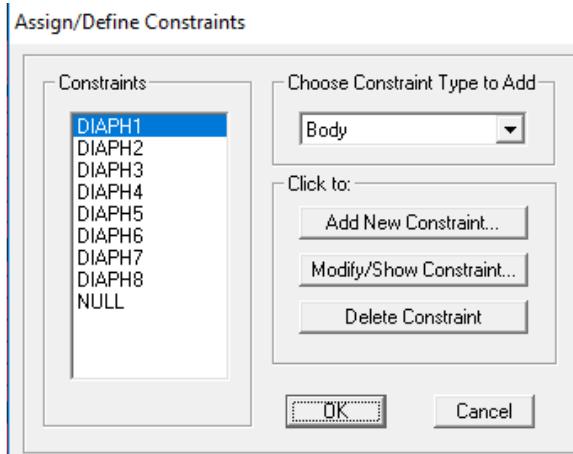
Gambar 5.43 Frame Distributed Loads

Catatan :

Nilai beban yang telah dihitung diletakkan pada *Load* , kemudian lakukan hal yang sama untuk pemberian beban pada balok tipe lainnya yang memiliki beban merata.

c) Memasukkan diafragma

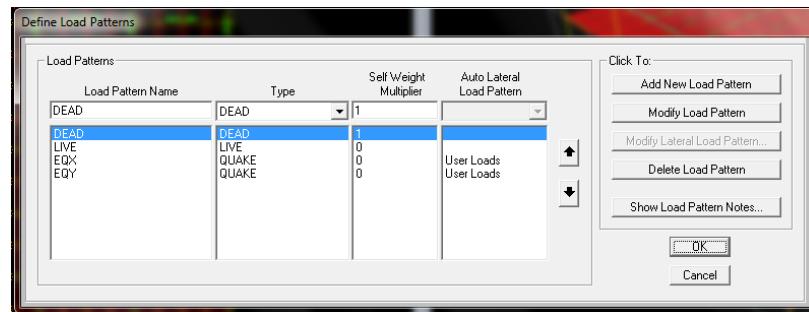
Menentukan diafragma dengan cara ubah tampilan *plan* lalu *block* tiap lantai. Misalnya lantai 1, ubah tampilan ke *xy* kemudian di *block* semua ganti ke tampilan *xz* kemudian *block* kolom 1 per 1. Klik menu *Assign* → *Joint* → *Constrains* → *Choose Chons (Diafragma)* → *Add New Cons* → *OK*.



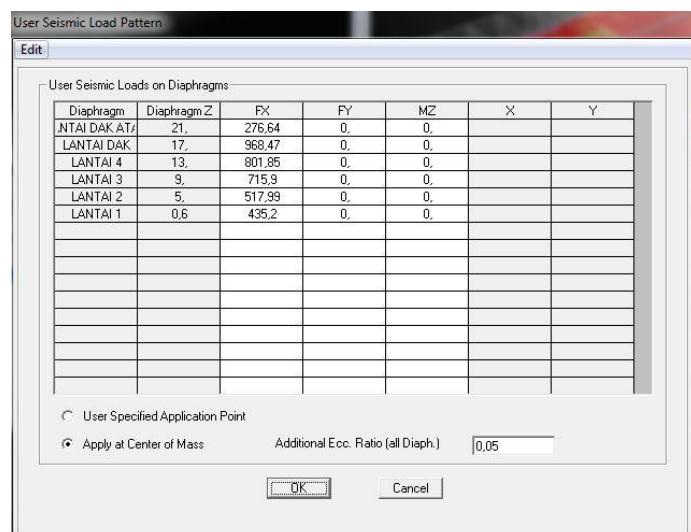
Gambar 5.44 Assign/Define Constraints

Kemudian masukan nilai diafragma arah x dan y dengan cara :

Klik menu *Define* → *Load Cases* → klik *User Loads* → *Modify Lateral Load*



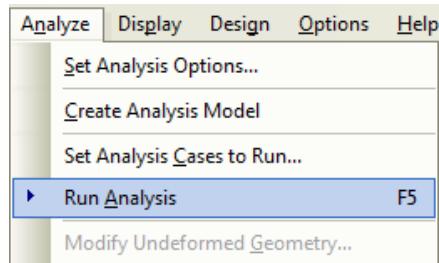
Gambar 5.45 Define Load



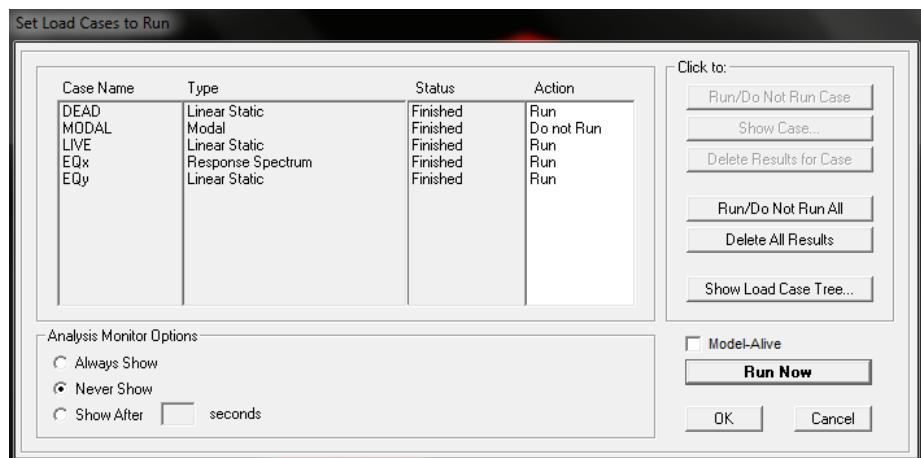
Gambar 5.46 Setting User Seismic Load Pattern

d) *Running* analisis struktur

Klik menu *Analyze* → *Run Analyze* → *Run Now*



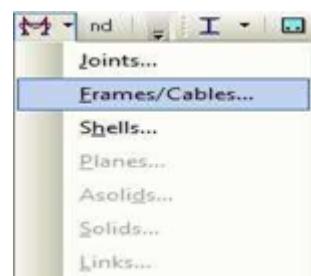
Gambar 5.47 *Run Analyze*



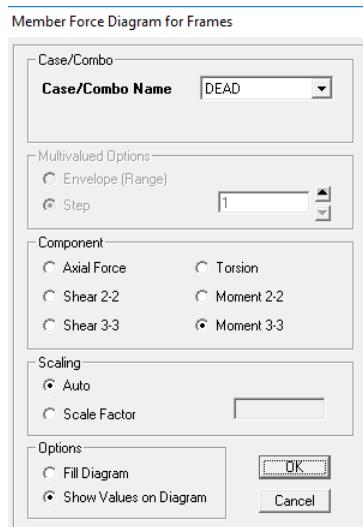
Gambar 5.48 *Set Load Cases to Run*

e) *Output* analisis struktur

Klik icon → *Frames/Cables* (Mati dan Hidup) → klik *show values on diagram* untuk mengetahui nilai-nilai yang ada → OK.



Gambar 5.49 *Frames/cables*



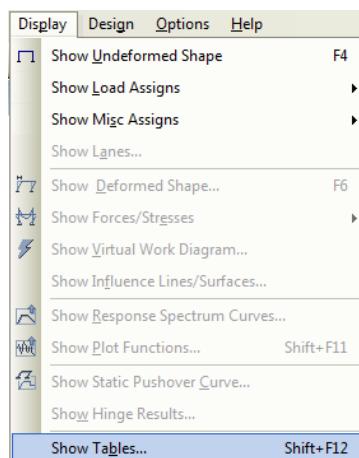
Gambar 5.50 Box Member Force Diagram for Frames

Melihat analisis:

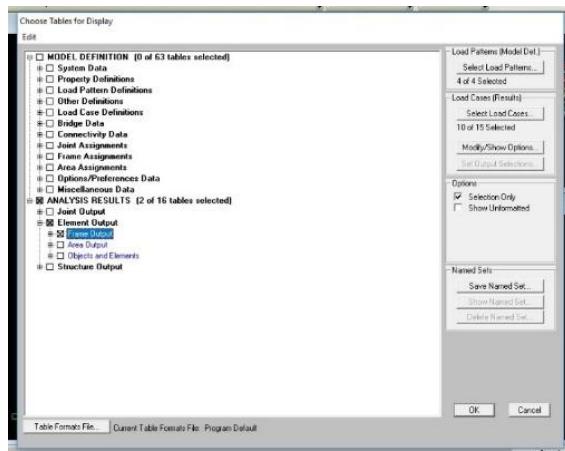
- Dari *moment 3-3* : Melihat *moment* yang terjadi (BMD)
- Dari *shear 2-2* : Melihat *shear* yang terjadi (SFD)
- Gaya aksial (*Axial Force*)

Memindah hasil analisis ke Microsoft Excel:

Display → *Show Tables* → *Analysis Result, Element Output, Frame Output*
→ *OK*.



Gambar 5.51 Display Show Tables



Gambar 5.52 Show Tables Display

File → Export Current Tables → To Excel → OK.

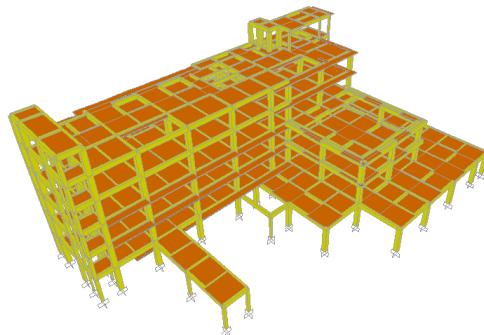
Element Forces - Frames										
	Frame Text	Station m	OutputCase Text	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	▲
▶	23	0	COMB1	Combination	0	-74.305	0	-0.0053	-3.109E-16	
	23	0.5	COMB1	Combination	0	-73.395	0	-0.0053	-3.109E-16	
	23	1	COMB1	Combination	0	-72.495	0	-0.0053	-3.109E-16	
	23	1.5	COMB1	Combination	0	-71.576	0	-0.0053	-3.109E-16	
	23	2	COMB1	Combination	0	-70.666	0	-0.0053	-3.109E-16	
	23	2.5	COMB1	Combination	0	-69.756	0	-0.0053	-3.109E-16	
	23	3	COMB1	Combination	0	-68.846	0	-0.0053	-3.109E-16	
	23	3.5	COMB1	Combination	0	-67.937	0	-0.0053	-3.109E-16	
	23	4	COMB1	Combination	0	-67.027	0	-0.0053	-3.109E-16	
	23	4	COMB1	Combination	0	64.668	1.554E-16	0.0009707	0	
	23	4.5	COMB1	Combination	0	65.578	1.554E-16	0.0009707	7.772E-17	
	23	5	COMB1	Combination	0	66.487	1.554E-16	0.0009707	-1.554E-16	
	23	5.5	COMB1	Combination	0	67.397	1.554E-16	0.0009707	-2.331E-16	
	23	6	COMB1	Combination	0	68.307	1.554E-16	0.0009707	-3.109E-16	
	23	6.5	COMB1	Combination	0	69.217	1.554E-16	0.0009707	-3.886E-16	
	23	7	COMB1	Combination	0	70.126	1.554E-16	0.0009707	-4.653E-16	
	23	7.5	COMB1	Combination	0	71.036	1.554E-16	0.0009707	-5.44E-16	
	23	8	COMB1	Combination	0	71.946	1.554E-16	0.0009707	-6.217E-16	
	23	0	COMB2	Combination	0	-63.69	0	-0.0046	-2.665E-16	
	23	0.5	COMB2	Combination	0	-62.91	0	-0.0046	-2.665E-16	

Gambar 5.53 Export Current Table to Excel

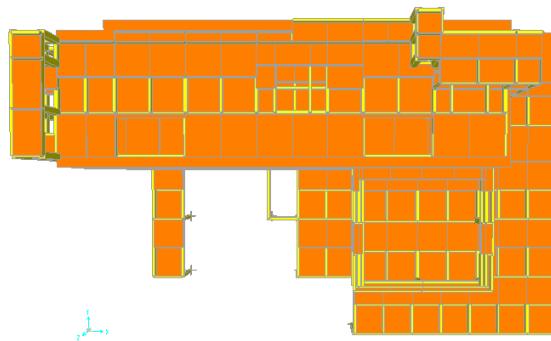
KOLOM 1 AS A - Microsoft Excel												
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	TABLE: Element Forces - Frames											
2	Frame Text	Station m	OutputCase Text	CaseType Text	P	V2	V3	T	M2	FrameItem	ElementData	
3	23	0	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
4	23	0.5	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
5	23	1	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
6	23	1.5	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
7	23	2	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
8	23	2.5	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
9	23	3	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
10	23	3.5	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
11	23	4	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
12	23	4.5	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
13	23	5	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
14	23	5.5	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
15	23	6	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
16	23	6.5	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
17	23	7	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
18	23	7.5	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
19	23	8	COMB1	Combination	-187.973	-8.642	1.46	0.0009707	-1.094E-16		0	
20	23	0	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
21	23	0.5	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
22	23	1	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
23	23	1.5	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
24	23	2	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
25	23	2.5	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
26	23	3	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
27	23	3.5	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
28	23	4	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
29	23	4.5	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
30	23	5	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
31	23	5.5	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
32	23	6	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
33	23	6.5	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
34	23	7	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
35	23	7.5	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
36	23	8	COMB2	Combination	-155.053	-12.867	-0.9	-0.3608	-2.954E-16	-44.752	2130-1	1.6
37	23	0	COMB3	Combination	-415.057	8.641	3.84	0.00082	8.038E-16	45.074	2130-1	0
38	23	0.5	COMB3	Combination	-402.626	8.641	3.84	0.00082	8.038E-16	45.074	2130-1	1.6
39	23	1	COMB3	Combination	-402.626	8.641	3.84	0.00082	8.038E-16	45.074	2130-1	3.2
40	23	1.5	COMB3	Combination	-390.484	8.641	3.84	0.00082	-4.2788	57.4249	2130-1	3.2
41	23	2	COMB3	Combination	-385.845	8.641	3.84	0.00082	-9.884	81.639	2130-1	0
42	23	2.5	COMB3	Combination	-380.982	8.641	3.84	0.00082	-9.884	121.8573	2130-1	1.6
43	23	3	COMB3	Combination	-380.982	8.641	3.84	0.00082	-9.884	121.8573	2130-1	3.2
44	23	3.5	COMB3	Combination	-380.982	8.641	3.84	0.00082	-9.884	121.8573	2130-1	3.2
45	23	4	COMB3	Combination	-380.982	8.641	3.84	0.00082	-9.884	121.8573	2130-1	3.2
46	23	4.5	COMB3	Combination	-380.982	8.641	3.84	0.00082	-9.884	121.8573	2130-1	3.2
47	23	5	COMB3	Combination	-380.982	8.641	3.84	0.00082	-9.884	121.8573	2130-1	3.2
48	23	5.5	COMB3	Combination	-380.982	8.641	3.84	0.00082	-9.884	121.8573	2130-1	3.2
49	23	6	COMB3	Combination	-380.982	8.641	3.84	0.00082	-9.884	121.8573	2130-1	3.2
50	23	6.5	COMB3	Combination	-380.982	8.641	3.84	0.00082	-9.884	121.8573	2130-1	3.2
51	23	7	COMB3	Combination	-380.982	8.641	3.84	0.00082	-9.884	121.8573	2130-1	3.2
52	23	7.5	COMB3	Combination	-380.982	8.641	3.84	0.00082	-9.884	121.8573	2130-1	3.2
53	23	8	COMB3	Combination	-380.982	8.641	3.84	0.00082	-9.884	121.8573	2130-1	3.2
54	23	0	COMB3	Combination	-172.052	-39.635	6.698	0.00082	13.307	154.9128	2130-1	0

Gambar 5.54 Output Analysis dalam Excel

9) Hasil analisis struktur



Gambar 5.55 Tampak 3D Struktur Gedung



Gambar 5.56 Tampak Atas Struktur Gedung

5.3 HASIL ANALISIS STRUKTUR

Hasil analisis struktur yang akan diambil yaitu gaya geser ultimit (V_u), momen ultimit (M_u), dan gaya tekan ultimit (P_u). Untuk baja berbeda dengan beton bertulang, penampang yang digunakan dari ujung ke ujung sehingga yang diambil momen, gaya geser, dan aksial.

Tabel 5.8 Hasil Analisis Struktur Baja

Struktur	P_u		V_u		M_u	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min
B1	120,527 108,993 362,167 299,333 86,073 117,805 208,752	120,527	115,786	184,8228	280,8116	
B2		108,993	105,54	195,2781	264,0415	
B3		362,167	346,663	251,2057	374,4634	
B4		299,333	257,416	358,6659	380,6865	
B5		86,073	72,498	58,11	107,3863	
B6		117,805	109,105	145,2687	164,4314	
B7		208,752	139,977	198,9373	269,7094	

Lanjutan Tabel 5.8 Hasil Analisis Struktur Baja

Struktur	P _u		V _u		M _u	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min
K1	373,756	2414,637	149,747	144,019	329,5368	308,7544
K2	111,236	1158,711	95,554	111,694	261,0408	252,753
K3	623,358	1036,833	67,859	64,919	159,558	162,3799
K4	773,279	1630,355	101,722	133,768	311,6433	276,9373
K5	359,207	618,737	59,485	67,925	161,4124	137,4574
K6	273,777	544,076	59,255	65,097	147,3154	152,129
K7	39,581	141,997	55,931	50,406	108,3844	136,8006
K8	210,288	427,99	72,716	83,69	182,2016	171,1168

5.4 ANALISIS BALOK

Perencanaan penulangan balok mengacu pada peraturan SNI 1729:2015 yaitu mengenai spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural. Perencanaan penulangan balok dilakukan setelah mengetahui nilai gaya dalam hasil *output* dari *software SAP2000*. Adapun uraian perhitungan balok sebagai berikut.

Data profil rencana balok B1 (IWF 350.350.14.22)

Dari hasil analisis struktur menggunakan *software SAP2000* versi 14 diperoleh gaya dalam balok terbesar yaitu:

$$M_u = 184,8228 \text{ KNm} = 184822800 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 120,527 \text{ kN} = 120527 \text{ N}$$

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

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

$$t_w = 14 \text{ mm}$$

$$t_f = 22 \text{ mm}$$

$$i_x = 153 \text{ mm}$$

$$i_y = 89 \text{ mm}$$

$$A_s = 20200 \text{ mm}^2$$

$$S_x = 2670 \text{ mm}^3$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$f_r = 70 \text{ MPa}$$

$$J_x = 47600 \text{ cm}^4$$

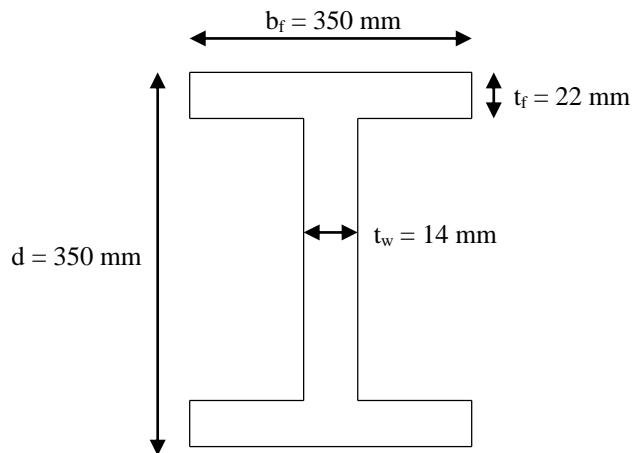
$$J_y = 16000 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned}
h &= d - 2t_f - 2r \\
&= 350 - (2 \times 22) - (2 \times 20) \\
&= 266 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Z_{xb} &= (b_f \times t_f) \times (d - t_f) + t_w \left(\frac{d}{2} - t_f \right)^2 \\
&= (350 \times 22) \times (350 - 22) + 14 \left(\frac{350}{2} - 22 \right)^2 \\
&= 2853326 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Z_{yb} &= \left(\frac{b_f}{2} \times t_f \right) \times b_f + \frac{t_w^2}{4} \times (d - 2 \times t_f) \\
&= \left(\frac{350}{2} \times 22 \right) \times 350 + \frac{14^2}{4} \times (350 - 2 \times 22) \\
&= 1362494 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
E_s &= 200000 \text{ MPa} \\
f_y &= 240 \text{ MPa}
\end{aligned}$$



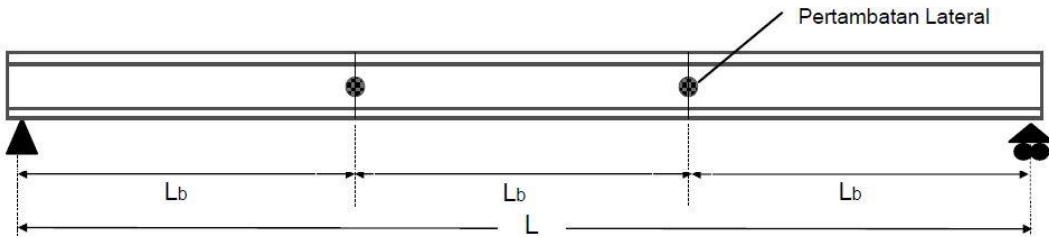
Gambar 5.57 Profil Penampang IWF 350.350.14.22

1. Kondisi batas peleahan (*yielding*)

$$\begin{aligned}
M_n &= M_p = F_y Z_x \\
&= 240 \times 2853326 \\
&= 684798240 \text{ Nmm} \\
&= 684,798 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\emptyset_b \times M_n = 0,9 \times 684,798 = 616,3182 \text{ kNm} > M_u = 184,8228 \text{ kNm (OKE)}$$

2. Kondisi tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*)



Gambar 5.58 Penampang Balok Terlentur Terkekang Lateral

$$L = 8000 \text{ mm}$$

$$L_b = 8000/3 = 2666,67 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \times 20 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 1016,136 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y \times h_o}{2 \times S_x}} = \sqrt{\frac{89 \times 266}{2 \times 2670}} = 2,11$$

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

$$L_r = 1,95 \times 2,11 \times \frac{200000}{0,7 \times 240} \times$$

$$\sqrt{\frac{47600 \times 1}{2670 \times 266} + \sqrt{\left(\frac{47600 \times 1}{2670 \times 266}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 240}{200000}\right)^2}}$$

$$L_r = 1,95 \times 2,11 \times \frac{200000}{0,7 \times 240} \times 0,366$$

$$L_r = 4898,214 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12,5 \times M_u}{2,5 \times M_u + 3 \times M_a + 4 \times M_b + 3 \times M_c} \\ &= \frac{12,5 \times 184822800}{2,5 \times 184822800 + 3 \times \frac{2666,67}{4} + 4 \times \frac{2666,67}{2} + 3 \times \frac{3}{4} \times 2666,67} \\ &= 5 \end{aligned}$$

Kondisi 1 : $L_b < L_p$ (Bentang Pendek)

Keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak perlu diperhitungkan.

Kondisi 2 : $L_p < L_b < L_r$ (Bentang Menengah)

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 \times F_y \times S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \\ &= 5 \left[684798240 - (684798240 - 0,7 \times 240 \times 2670) \right. \\ &\quad \left. \times \left(\frac{2666,67 - 1016,136}{4898,214 - 1016,136} \right) \right] \\ &= 1969174457 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kondisi 3 : $L_r < L_b$ (Bentang Panjang)

$$\begin{aligned} M_n &= F_{cr} \times S_x \\ &= 70 \times 2670 \\ &= 186900 \text{ Nmm} \leq M_p = 684798240 \text{ Nmm (OKE)} \end{aligned}$$

3. Kondisi tekuk lokal elemen sayap tekan

Pemeriksaan jenis penampang:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{350}{2 \times 22} = 7,95 \\ \lambda_p &= 0,38 \times \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 10,75 \\ \lambda_r &= 2,45 \times \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 2,45 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 70,73 \end{aligned}$$

Karena $\lambda < \lambda_p$, maka penampang tersebut memenuhi kekompakan.

$$\begin{aligned} M_n &= M_p - (M_p - 0,7 \times F_y \times S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \\ &= 684798240 - (684798240 - 0,7 \times 240 \times 2670) \left(\frac{10,75 - 7,95}{70,73 - 7,95} \right) \\ &= 654276113,5 \text{ Nmm} \\ &= 654,276 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Rasio momen} = \frac{M_u}{\Phi_b \times M_n}$$

$$= \frac{184822800}{0,9 \times 654276113,5} \\ = 0,31 < 1$$

Safety factor desain lentur menurut SNI 1729:2015:

$$\text{SF Momen} = \frac{\Phi M_n}{M_u} \\ = \frac{0,9 \times 654276113,5}{184822800} \\ = 3,186 > 1 \text{ (OKE)}$$

4. Gaya geser pada penampang balok baja

IWF tanpa pelat pengaku dengan $k_v = 5,0$ dan $C_v = 1,0$

$$\frac{h - 2t_f}{t_w} \leq 260 \\ \frac{350 - 2 \times 22}{14} \leq 260 \\ 21,86 \leq 260 \text{ (OKE)}$$

$$\frac{h - 2t_f}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_v \times E}{f_y}} \\ \frac{350 - 2 \times 22}{14} \leq 1,10 \times \sqrt{\frac{5 \times 200000}{240}}$$

$$21,86 \leq 71 \text{ (OKE)}$$

$$V_u \leq \Phi_v \times V_n$$

$$V_u \leq \Phi_v \times 0,6 \times f_y \times d \times t_w \times C_v$$

$$120527 \leq 0,75 \times 0,6 \times 240 \times 350 \times 14 \times 1$$

$$120527 \leq 529200 \text{ (OKE)}$$

$$\text{Rasio geser} = \frac{V_u}{\Phi_s \times V_n} \\ = \frac{120527}{0,9 \times 705600} \\ = 0,19 < 1 \text{ (OKE)}$$

Safety factor desain geser menurut SNI 1729:2015:

$$\text{SF Geser} = \frac{\Phi V_n}{V_u}$$

$$= \frac{0,9 \times 290880}{120527} \\ = 2,172 > I \text{ (OKE)}$$

Pemeriksaan interaksi lentur dan geser

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \times \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right) < 1,375$$

$$0,31 + 0,625 \times 0,19 < 1,375$$

$$0,43 < 1,375 \text{ (OKE)}$$

Jadi, profil WF 350.350.14.22 mencukupi untuk memikul beban-beban tersebut sesuai dengan SNI 1729:2015.

Tabel 5.9 Rekapitulasi Analisis Perhitungan Balok

Jenis Balok	Jenis Penampang	Rasio Momen (≤ 1)	Rasio Geser (≤ 1)	Kontrol Lentur dan Geser ($\leq 1,375$)	SF Momen (> 1)	SF Geser (> 1)
B1 (IWF 350.350.14.22)	Kompak	0,31	0,19	0,43	3,186	2,172
B2 (IWF 350.350.19.19)	Kompak	0,53	0,35	0,41	3,415	1,768
B3 (IWF 350.350.12.19)	Kompak	0,42	0,42	0,37	2,147	2,654
B4 (IWF 350.350.16.16)	Kompak	0,39	0,27	0,35	1,458	2,981
B5 (IWF 300.300.10.15)	Kompak	0,48	0,33	0,33	2,176	1,789
B6 (IWF 300.300.9.14)	Kompak	0,42	0,31	0,29	2,548	2,768
B7 (IWF 250.250.14.14)	Kompak	0,32	0,22	0,25	1,765	2,378

Berdasarkan hasil rekapitulasi analisis perhitungan balok di atas dapat diketahui bahwa untuk perencanaan balok baja pada gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta dengan jenis 7 balok mempunyai jenis penampang kompak. Untuk rasio momen dan geser mempunyai nilai kurang dari sama dengan 1 yang artinya masih memenuhi persyaratan. Menurut SNI 1729:2015, persyaratan momen dan gaya geser yang terjadi harus lebih kecil dari momen dan gaya geser yang tersedia (yaitu $M_u < \Phi M_n$ dan $V_u < \Phi V_n$). Sehingga, momen dan gaya geser balok masih memenuhi persyaratan. Selain itu pada SNI 1729:2015 dijelaskan bahwa untuk struktur balok

harus memenuhi persyaratan aksial-lentur balok ≤ 1 , sehingga berdasarkan hasil perhitungan pada tabel di atas balok masih memenuhi persyaratan interaksi aksial-lentur. Untuk kontrol lentur dan geser pada pemeriksaan struktur balok didapatkan hasil kurang dari 1,375 yang artinya nilai tersebut memenuhi persyaratan dan juga pada pengecekan nilai *safety factor* didapatkan hasil yang sesuai dengan persyaratan.

5.5 ANALISIS KOLOM

Perencanaan penulangan kolom mengacu pada peraturan SNI 1729-2015 yaitu mengenai spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural. Perencanaan penulangan kolom dilakukan setelah mengetahui nilai gaya dalam hasil *output* dari *software SAP2000*. Adapun uraian perhitungan kolom sebagai berikut.

Data profil rencana kolom IWF 400.400.20.35

Dari hasil analisis struktur menggunakan *software SAP2000* versi 14 diperoleh gaya dalam kolom terbesar yaitu:

$$N_u = 37,375 \text{ kN}$$

$$V_u = 149,747 \text{ kN}$$

$$M_u = 32,95 \text{ kNm}$$

$$d = 400 \text{ mm}$$

$$b_f = 400 \text{ mm}$$

$$t_w = 20 \text{ mm}$$

$$t_f = 35 \text{ mm}$$

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

$$i_y = 104 \text{ mm}$$

$$A_s = 36070 \text{ mm}^2$$

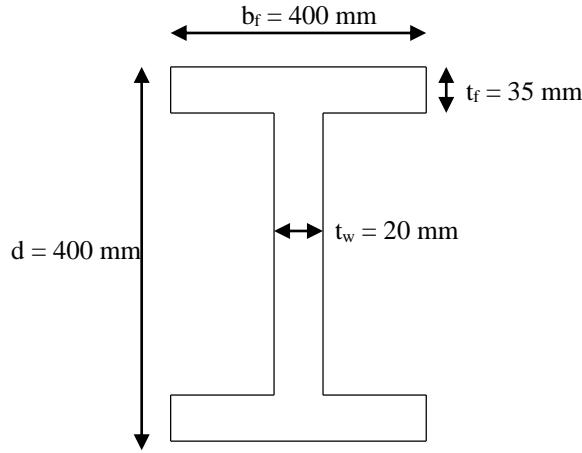
$$S_x = 5570 \text{ mm}^3$$

$$r = 22 \text{ mm}$$

$$f_r = 70 \text{ MPa}$$

$$J_x = 119000 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 39400 \text{ cm}^4$$



Gambar 5.59 Profil Penampang IWF 400.400.20.35

1. Menghitung beban terfaktor

$$N_u = 373,756 \text{ kN}$$

$$M_u = 329,5368 \text{ kNm}$$

2. Pengaruh gaya aksial

Menghitung rasio kelangsungan maksimum:

$$\lambda = \frac{k \times L}{r_y} = \frac{1,0 \times 400}{10,4} = 38,46$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \times \frac{k \times L}{r_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \times 38,46 \times \sqrt{\frac{240}{200000}} = 0,424$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0,424} = 1,087$$

$$N_n = A_g \times f_{cr} = A_g \times (f_y/\omega) = 36070 \times (240/1,087) = 796,39 \text{ kN}$$

$$\frac{N_u}{\emptyset \times N_n} = \frac{373,756}{0,85 \times 796,39} = 0,55 > 0,2$$

3. Pengaruh momen lentur

Periksa apakah WF 400.400.20.35 kompak atau tidak:

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{400}{2 \times 35} = 5,71 < \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,97$$

$$\frac{N_u}{\emptyset_b \times N_y} = \frac{373,756 \times 10^4}{0,9 \times 240 \times 36070} = 0,48 > 0,125$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \times \left(2,33 - \frac{N_u}{\phi_b \times N_y} \right) = \frac{500}{\sqrt{240}} (2,33 - 0,48) = 59,71 > \frac{665}{\sqrt{f_y}} = 42,92$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{400 - 2 \times 35}{20} = 16,5 < \lambda_p = 59,71 \text{ (penampang kompak)}$$

4. Kategori bentang struktur

$$L = 4000 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 182 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 9246,84 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_r &= r_y \times \left(\frac{X_1}{f_L} \right) \times \left(\sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \times f_L^2}} \right) \\ &= 182 \times \left(\frac{229078,419}{170} \right) \times \left(\sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,038 \times 170^2}} \right) \\ &= 14332,721 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$f_L = f_y - f_r = 240 - 70 = 170 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \\ &= \frac{\pi}{557000} \sqrt{\frac{200000 \times 80000 \times 5716666,67 \times 36070}{2}} \\ &= 229078,419 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$S_x = 557000 \text{ mm}^2$$

$$J = \frac{1}{3} \times b \times t^3 = \frac{1}{3} \times 400 \times 35^3 = 5716666,67 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} X_2 &= 4 \times \left(\frac{S}{GJ} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_y} \\ &= 4 \times \left(\frac{557000}{80000 \times 5716666,67} \right)^2 \times \frac{2,52 \times 10^{18}}{394000000} \\ &= 0,038 \text{ mm}^2/\text{MPa} \end{aligned}$$

$$I_w = \frac{1}{4} \times I_y \times d^4 = \frac{1}{4} \times 394000000 \times 400^4 = 2,52 \times 10^{18} \text{ mm}^6$$

$$Z_x = b \times t_f \times (d - t_f) + \frac{1}{4} \times t_w \times (d - 2t_f)^2$$

$$\begin{aligned}
&= 400 \times 35 \times (400 - 35) + \frac{1}{4} \times 20 \times (400 - 2 \times 35)^2 \\
&= 5654500 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

$$M_p = Z_x \times f_y = 5654500 \times 240 = 1357080000 \text{ Nmm} = 135,7 \text{ kNm}$$

$$M_r = S_x(f_y - f_r) = 557000(240 - 70) = 94690000 \text{ Nmm} = 9,469 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
C_b &= \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_c} \leq 2,3 \\
&= \frac{12,5 \times 32,95}{2,5 \times 32,95 + 3 \times 24,7125 + 4 \times 16,475 + 3 \times 8,2375} \leq 2,3 \\
&= 1,667 \leq 2,3
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= C_b \times \left[M_r + (M_p - M_r) \times \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \\
&= 1,667 \times \left[9,469 + (135,7 - 9,469) \times \frac{(14332,721 - 4000)}{(14332,721 - 9246,84)} \right] \leq 135,7 \\
&= 443,299 \text{ kNm} > M_p
\end{aligned}$$

Digunakan $M_n = 135,7 \text{ kNm}$

$$\emptyset_b \times M_{nx} = 0,9 \times 135,7 = 122,13 \text{ kNm}$$

5. Perbesaran momen

$$\frac{k_x \times L_x}{r_x} = \frac{1 \times 400}{18,2} = 21,98$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \times \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \times \left(\frac{0}{329,5368} \right) = 0,6$$

$$N_{cr} = \frac{A_b \times f_y}{\lambda_c^2} = \frac{36070 \times 240}{0,424^2} = 48153257,39 \text{ N} = 4815,3 \text{ kN}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crb}} \right)} \geq 1$$

$$= \frac{0,6}{1 - \left(\frac{373,756}{4815,3} \right)} \geq 1$$

$$= 0,65 \geq 1$$

6. Pemeriksaan momen dan gaya aksial

$$M_{ux} = \delta_b \times M_{ntu} = 1 \times 32,95 = 32,95 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_u}{\emptyset \times N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\emptyset_b \times M_{nx}} \right) \leq 1,0$$

$$0,55 + \frac{8}{9} \left(\frac{32,95}{122,13} \right) \leq 1,0$$

$0,79 \leq 1,0$ (OKE)

$$\begin{aligned} \text{SF Momen} &= \frac{\Phi M_n}{M_u} \\ &= \frac{0,9 \times 135,7}{32,95} \\ &= 3,71 > 1 \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

7. Kontrol kuat geser

Ketebalan minimum pelat badan:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{400 - 2 \times (35 + 22)}{20} = 14,3$$

$$6,36 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 6,36 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 183,6$$

Syarat yang harus dipenuhi:

$$\frac{h}{t_w} \leq 6,36 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$14,3 \leq 183,6 \text{ (OKE)}$$

Luas pelat badan:

$$\begin{aligned} A_w &= t_w \times h \\ &= 20 \times 400 \\ &= 8000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat geser nominal:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\ &= 0,6 \times 240 \times 8000 \\ &= 1152000 \text{ N} = 1152 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser terfaktor:

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 1152 \\ &= 1036,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$149,747 \text{ kN} \leq 1036,8 \text{ kN} \text{ (OKE)}$$

$$\begin{aligned}\text{Rasio geser} &= \frac{V_u}{\Phi_s \times V_n} \\ &= \frac{149,747}{0,9 \times 1152} \\ &= 0,14 < 1 \text{ (OKE)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{SF Geser} &= \frac{\Phi V_n}{V_u} \\ &= \frac{0,9 \times 1152}{149,747} \\ &= 6,92 > 1 \text{ (OKE)}\end{aligned}$$

Interaksi geser dan lentur:

$$\begin{aligned}\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \times \left(\frac{V_u}{\Phi V_n} \right) &< 1,375 \\ \frac{32,95}{122,13} + 0,625 \times \left(\frac{149,747}{1036,8} \right) &< 1,375 \\ 0,36 < 1,375 \text{ (OKE)}\end{aligned}$$

Jadi, profil WF 400.400.20.35 mencukupi untuk memikul beban-beban tersebut sesuai dengan SNI 1729:2015.

Tabel 5.10 Rekapitulasi Analisis Perhitungan Kolom

Jenis Kolom	Jenis Penampang	Rasio Momen (≤ 1)	Rasio Geser (≤ 1)	Kontrol Lentur dan Geser ($\leq 1,375$)	SF Momen (> 1)	SF Geser (> 1)
K1 (IWF 400.400.20.35)	Kompak	0,79	0,14	0,36	3,71	6,92
K2 (IWF 400.400.18.28)	Kompak	0,51	0,22	0,45	3,67	5,71
K3 (IWF 400.400.16.24)	Kompak	0,43	0,17	0,55	3,48	5,96
K4 (IWF 400.400.21.21)	Kompak	0,45	0,24	0,39	4,75	6,98
K5 (IWF 350.350.10.16)	Kompak	0,39	0,32	0,49	2,67	5,43

Lanjutan Tabel 5.10 Rekapitulasi Analisis Perhitungan Kolom

Jenis Kolom	Jenis Penampang	Rasio Momen (≤ 1)	Rasio Geser (≤ 1)	Kontrol Lentur dan Geser ($\leq 1,375$)	SF Momen (>1)	SF Geser (>1)
K6 (IWF 350.350.13.13)	Kompak	0,41	0,29	0,31	3,95	6,43
K7 (IWF 300.300.11.17)	Kompak	0,37	0,43	0,45	2,45	5,76
K8 (IWF 300.300.15.15)	Kompak	0,32	0,21	0,34	3,64	4,78

Berdasarkan hasil rekapitulasi analisis perhitungan kolom di atas dapat diketahui bahwa untuk perencanaan kolom baja pada gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta dengan jenis 8 kolom mempunyai jenis penampang kompak. Untuk rasio momen dan geser mempunyai nilai kurang dari sama dengan 1 yang artinya masih memenuhi persyaratan. Menurut SNI 1729:2015 untuk struktur kolom harus memenuhi persyaratan aksial-lentur kolom. Untuk kontrol lentur dan geser pada pemeriksaan struktur kolom didapatkan hasil kurang dari 1,375 yang artinya nilai tersebut memenuhi persyaratan dan juga pada pengecekan nilai *safety factor* didapatkan hasil yang sesuai dengan persyaratan.

5.6 ANALISIS SAMBUNGAN

Sambungan yang ditinjau pada Tugas Akhir ini adalah sambungan antara kolom-kolom, balok-balok, balok-kolom (*end plate*), dan *base plate*. Perencanaan sambungan pada struktur baja gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta adalah sebagai berikut.

5.6.1 Sambungan Kolom-Kolom

Sambungan kolom dengan kolom direncanakan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia. Contoh perhitungan sambungan kolom yang digunakan adalah pada kolom dengan profil IWF 400.400.20.35. Perencanaan sambungan kolom-kolom pada struktur baja gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta adalah sebagai berikut.

$$N_u = 37,375 \text{ kN}$$

$$V_u = 149,747 \text{ kN}$$

$$M_u = 32,95 \text{ kNm}$$

Profil IWF 400.400.20.35:

d	= 400 mm
b _f	= 400 mm
t _w	= 20 mm
t _f	= 35 mm
i _x	= 182 mm
i _y	= 104 mm
A _s	= 36070 mm ²
S _x	= 5570 cm ³
r	= 22 mm
f _r	= 70 MPa
J _x	= 119000 cm ⁴
J _y	= 39400 cm ⁴

Mutu Material BJ37:

E	= 200.000 MPa
F _y	= 240 MPa

Baut ASTM A325:

F _{nt}	= 620 MPa
F _{nv}	= 372 MPa

1. Sambungan pada pelat badan terhadap gaya geser

a. Hitung jarak minimum spasi antar baut (S)

Dicoba dengan menggunakan diameter baut ($d_b = 15,875$ mm)

$$A_b = \frac{1}{4}\pi d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 15,875^2 = 197,933 \text{ mm}^2$$

$$S = 3 \times d_b = 3 \times 15,875 = 47,625 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm}$$

b. Hitung jarak spasi antar baut ke tepi (L_e)

$$L_e = 1,5 \times d_b = 1,5 \times 15,875 = 23,813 \text{ mm}$$

$$L_e \text{ pakai} = 50 \text{ mm}$$

c. Menentukan diameter lubang (h)

Diameter lubang pada baut dengan diameter 15,875 mm adalah 17,875 mm.

d. Hitung kekuatan nominal geser satu baut

$$\Phi = 0,75$$

$$\begin{aligned}
 \Phi R_{n1b} &= \Phi F_{nv} A_b \\
 &= 0,75 \times 372 \times 197,933 \times 10^{-3} \\
 &= 55,223 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Hitung kebutuhan baut pada badan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{V_u}{\Phi R_{n1b}} \\
 &= \frac{149,747}{55,223} \\
 &= 2,71 \text{ bh}
 \end{aligned}$$

Diambil kebutuhan baut pada badan (n) = 4 bh

f. Menentukan kekuatan baut tepi (tumpuan)

1) Jarak spasi neto pada baut ke tepi (L_c)

$$\begin{aligned}
 L_c &= L_e - \frac{h}{2} \\
 &= 50 - \frac{15,875}{2} \\
 &= 42,0625 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) Kekuatan nominal sambungan baut tepi

$$\begin{aligned}
 \Phi R_{n\text{ tepi}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\
 &= 0,75 \times (1,2 \times 42,0625 \times t \times 370) \\
 &= 14006,8125t \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

3) Kekuatan nominal sambungan baut maksimum

$$\begin{aligned}
 \Phi R_{n\text{ maks}} &= \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\
 &= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \times t \times 370) \\
 &= 10572,75t \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

Dari kekuatan nominal di atas selanjutnya diambil nilai terkecil yaitu 10572,75t N/mm.

g. Menentukan kekuatan baut tengah

1) Jarak spasi neto antar baut (L_e)

$$\begin{aligned}
 L_c &= S - h \\
 &= 100 - 17,875 \\
 &= 82,125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) Kekuatan nominal sambungan antar baut

$$\begin{aligned}
\Phi R_{n \text{ tengah}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\
&= 0,75 \times (1,2 \times 82,125 \times t \times 370) \\
&= 27347,625t \text{ N/mm}
\end{aligned}$$

3) Kekuatan nominal sambungan baut maksimum

$$\begin{aligned}
\Phi R_{n \text{ maks}} &= \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\
&= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \times t \times 370) \\
&= 10572,75t \text{ N/mm}
\end{aligned}$$

Dari kekuatan nominal di atas selanjutnya diambil nilai terkecil yaitu 10572,75t N/mm.

h. Menentukan ketebalan pelat

Ketebalan pelat yang akan digunakan ditentukan berdasarkan atas kapasitas kekuatan tahanan terhadap gaya geser yang terjadi.

kuat nominal tumpuan + kuat nominal tengah = V_u

$$(10572,75t \text{ N/mm} \times 2 \text{ baut}) + (10572,75t \text{ N/mm} \times 2 \text{ baut}) = 78168 \text{ N}$$

$$42291t \text{ N/mm} = 78168 \text{ N}$$

$$t = 1,85 \text{ mm}$$

$$t_{\text{pakai}} = 10 \text{ mm} \leq t_w = 20 \text{ mm} \text{ (OKE)}$$

i. Luas yang dipakai (A_g)

$$\begin{aligned}
\text{Lebar pelat } (L_p) &= n_{\text{sisi}} \times \left(S \times \left(\frac{n}{n_{\text{sisi}}} - 1 \right) + L_e \right) \\
&= 1 \times \left(100 \times \left(\frac{4}{1} - 1 \right) + 30 \right) \\
&= 330 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_g &= L_p \times t_p \\
&= 330 \times 10 \\
&= 3300 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

j. Cek kekuatan nominal geser yang terjadi

1) Kekuatan nominal satu baut yang terjadi

$$\begin{aligned}
\Phi R_{n1b \text{ terjadi}} &= \frac{V_u}{n} \\
&= \frac{149,747}{4} \\
&= 37,44 \leq \Phi R_{n1b} = 55,223 \text{ kN} \text{ (OKE)}
\end{aligned}$$

2) Kekuatan nominal sambungan baut tumpuan yang terjadi

$$\begin{aligned}
\Phi R_{n \text{ tepi}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\
&= 0,75 \times (1,2 \times 42,0625 \times 10 \times 370) \times 10^{-3} \\
&= 140,07 \text{ kN} \geq \Phi R_{n1b \text{ terjadi}} = 37,44 \text{ kN (OKE)}
\end{aligned}$$

3) Kekuatan nominal sambungan antar baut

$$\begin{aligned}
\Phi R_{n \text{ tengah}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\
&= 0,75 \times (1,2 \times 82,125 \times 10 \times 370) \times 10^{-3} \\
&= 273,48 \text{ kN} \geq \Phi R_{n1b \text{ terjadi}} = 37,44 \text{ kN (OKE)}
\end{aligned}$$

4) Kekuatan nominal sambungan baut maksimum

$$\begin{aligned}
\Phi R_{n \text{ maks}} &= \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\
&= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \times 10 \times 370) \times 10^{-3} \\
&= 105,7275 \text{ kN} \geq \Phi R_{n1b \text{ terjadi}} = 37,44 \text{ kN (OKE)}
\end{aligned}$$

2. Cek pelat terhadap sambungan sayap (akibat momen)

a. Hitung jarak minimum spasi antar baut (S)

Dicoba dengan menggunakan diameter baut ($d_b = 15,875 \text{ mm}$)

$$A_b = \frac{1}{4}\pi d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 15,875^2 = 197,933 \text{ mm}^2$$

$$S = 3 \times d_b = 3 \times 15,875 = 47,625 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm}$$

b. Hitung jarak spasi antar baut ke tepi (L_e)

$$L_e = 1,5 \times d_b = 1,5 \times 15,875 = 23,813 \text{ mm}$$

$$L_e \text{ pakai} = 50 \text{ mm}$$

c. Gaya geser yang terjadi antara sayap balok dan pelat (H)

$$\begin{aligned}
H &= \frac{M_u}{d} \\
&= \frac{32,95 \times 10^6}{400} \\
&= 82375 \text{ N}
\end{aligned}$$

d. Menentukan diameter lubang (h)

Diameter lubang pada baut dengan diameter 15,875 mm adalah 17,875 mm.

e. Hitung kekuatan nominal geser satu baut

$$\Phi = 0,75$$

$$\begin{aligned}
\Phi R_{n1b} &= \Phi F_{nv} A_b \\
&= 0,75 \times 372 \times 197,933
\end{aligned}$$

$$= 55223,198 \text{ N}$$

f. Hitung kebutuhan baut pada badan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{H}{\Phi R_{n1b}} \\ &= \frac{82375}{55223,198} \\ &= 1,49 \text{ bh} \end{aligned}$$

Diambil kebutuhan baut pada badan (n) = 2 bh

g. Menentukan kekuatan baut tepi (tumpuan)

1) Jarak spasi neto pada baut ke tepi (L_c)

$$\begin{aligned} L_c &= L_e - \frac{h}{2} \\ &= 50 - \frac{15,875}{2} \\ &= 42,0625 \text{ mm} \end{aligned}$$

2) Kekuatan nominal sambungan baut tepi

$$\begin{aligned} \Phi R_{n \text{ tepi}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 42,0625 \times t \times 370) \\ &= 14006,8125t \text{ N/mm} \end{aligned}$$

3) Kekuatan nominal sambungan baut maksimum

$$\begin{aligned} \Phi R_{n \text{ maks}} &= \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \times t \times 370) \\ &= 10572,75t \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Dari kekuatan nominal di atas selanjutnya diambil nilai terkecil yaitu 10572,75t N/mm.

h. Menentukan kekuatan baut tengah

1) Jarak spasi neto antar baut (L_e)

$$\begin{aligned} L_c &= S - h \\ &= 100 - 17,875 \\ &= 82,125 \text{ mm} \end{aligned}$$

2) Kekuatan nominal sambungan antar baut

$$\begin{aligned} \Phi R_{n \text{ tengah}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 82,125 \times t \times 370) \end{aligned}$$

$$= 27347,625 \text{ t N/mm}$$

3) Kekuatan nominal sambungan baut maksimum

$$\begin{aligned}\Phi R_{n \text{ maks}} &= \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \times t \times 370) \\ &= 10572,75 \text{ t N/mm}\end{aligned}$$

Dari kekuatan nominal di atas selanjutnya diambil nilai terkecil yaitu 10572,75t N/mm.

i. Menentukan ketebalan pelat

Ketebalan pelat yang akan digunakan ditentukan berdasarkan atas kapasitas kekuatan tahanan terhadap gaya geser yang terjadi.

$$\text{kuat nominal tumpuan} + \text{kuat nominal tengah} = H$$

$$(10572,75 \text{ t N/mm} \times 2 \text{ baut}) + (10572,75 \text{ t N/mm} \times 2 \text{ baut}) = 528065,14 \text{ N}$$

$$84582 \text{ t N/mm} = 528065,14 \text{ N}$$

$$t = 6,24 \text{ mm}$$

$$t_{\text{pakai}} = 10 \text{ mm} \leq t_w = 20 \text{ mm (OKE)}$$

j. Luas yang dipakai (A_g)

$$\text{Lebar pelat } (W_g) = 330 \text{ mm} \leq b_f$$

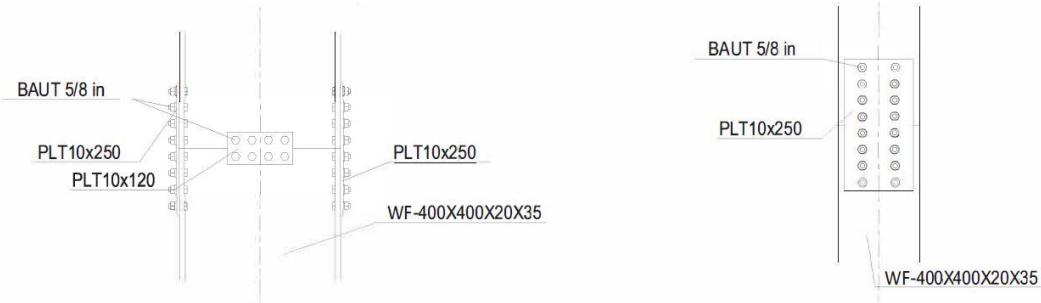
$$\begin{aligned}A_g &= W_g \times t_p \\ &= 330 \times 10 \\ &= 3300 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

k. Cek kekuatan nominal geser yang terjadi

$$\Phi = 0,9$$

$$\begin{aligned}\Phi P_n &= \Phi F_y A_g \\ &= 0,9 \times 240 \times 3300 \\ &= 583200 \text{ N} > H = 82375 \text{ (OKE)}\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 bahwa kekuatan nominal sambungan yang terjadi tidak boleh melebihi dari kekuatan nominal yang tersedia ($R_u < \Phi R_n$). Berdasarkan perhitungan cek kekuatan nominal pada sambungan baut dan pelat, bahwa dengan menggunakan baut 5/8 in dan tebal pelat 10 mm masih memenuhi persyaratan.



Gambar 5.60 Detail Sambungan Kolom-Kolom

Tabel 5.11 Rekapitulasi Sambungan pada Badan dan Sayap Kolom

Profil	IWF 400.400.20.35	
	Sambungan pada Badan Kolom	Sambungan pada Sayap Kolom
n (jumlah baut) pada badan/sayap	4	2
diameter baut (d_b) pada badan/sayap (mm)	15,875	15,875
jarak antar baut (S) (mm)	100	100
jarak tepi baut (L_c) (mm)	50	50
t pelat (mm)	10	10
Profil	IWF 400.400.18.28	
	Sambungan pada Badan Kolom	Sambungan pada Sayap Kolom
n (jumlah baut) pada badan/sayap	4	2
diameter baut (d_b) pada badan/sayap (mm)	13	13
jarak antar baut (S) (mm)	80	80
jarak tepi baut (L_c) (mm)	40	40
t pelat (mm)	10	10

5.6.2 Sambungan Balok-Balok

Sambungan balok dengan balok direncanakan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia. Contoh perhitungan sambungan balok yang digunakan adalah pada kolom dengan profil IWF 350.350.14.22. Perencanaan sambungan balok-balok pada struktur baja gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta adalah sebagai berikut.

$$M_u = 184,8228 \text{ KNm} = 184822800 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 120,527 \text{ kN} = 120527 \text{ N}$$

Profil IWF

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

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

t_w	= 14 mm
t_f	= 22 mm
i_x	= 153 mm
i_y	= 89 mm
A_s	= 20200 mm ²
S_x	= 2670 mm ³
r	= 20 mm
f_r	= 70 MPa
J_x	= 47600 cm ⁴
J_y	= 16000 cm ⁴

Mutu Material BJ37:

$$E = 200.000 \text{ MPa}$$

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

Baut ASTM A325:

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

$$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$$

1. Sambungan pada pelat badan terhadap gaya geser

a. Hitung jarak minimum spasi antar baut (S)

Dicoba dengan menggunakan diameter baut ($d_b = 15,875 \text{ mm}$)

$$A_b = \frac{1}{4}\pi d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 15,875^2 = 197,933 \text{ mm}^2$$

$$S = 3 \times d_b = 3 \times 15,875 = 47,625 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 80 \text{ mm}$$

b. Hitung jarak spasi antar baut ke tepi (L_e)

$$L_e = 1,5 \times d_b = 1,5 \times 15,875 = 23,813 \text{ mm}$$

$$L_e \text{ pakai} = 40 \text{ mm}$$

c. Menentukan diameter lubang (h)

Diameter lubang pada baut dengan diameter 15,875 mm adalah 17,875 mm.

d. Hitung kekuatan nominal geser satu baut

$$\Phi = 0,75$$

$$\Phi R_{n1b} = \Phi F_{nv} A_b$$

$$= 0,75 \times 372 \times 197,933 \times 10^{-3}$$

$$= 55,223 \text{ kN}$$

e. Hitung kebutuhan baut pada badan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{V_u}{\Phi R_{n1b}} \\ &= \frac{120,527}{55,223} \\ &= 2,18 \text{ bh} \end{aligned}$$

Diambil kebutuhan baut pada badan (n) = 3 bh

f. Menentukan kekuatan baut tepi (tumpuan)

4) Jarak spasi neto pada baut ke tepi (L_c)

$$\begin{aligned} L_c &= L_e - \frac{h}{2} \\ &= 40 - \frac{15,875}{2} \\ &= 32,0625 \text{ mm} \end{aligned}$$

5) Kekuatan nominal sambungan baut tepi

$$\begin{aligned} \Phi R_{n \text{ tepi}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 32,0625 \times t \times 370) \\ &= 10676,8125t \text{ N/mm} \end{aligned}$$

6) Kekuatan nominal sambungan baut maksimum

$$\begin{aligned} \Phi R_{n \text{ maks}} &= \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \times t \times 370) \\ &= 10572,75t \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Dari kekuatan nominal di atas selanjutnya diambil nilai terkecil yaitu 10572,75t N/mm.

g. Menentukan kekuatan baut tengah

4) Jarak spasi neto antar baut (L_e)

$$\begin{aligned} L_c &= S - h \\ &= 80 - 17,875 \\ &= 62,125 \text{ mm} \end{aligned}$$

5) Kekuatan nominal sambungan antar baut

$$\begin{aligned} \Phi R_{n \text{ tengah}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 62,125 \times t \times 370) \end{aligned}$$

$$= 20687,625 \text{ t N/mm}$$

6) Kekuatan nominal sambungan baut maksimum

$$\begin{aligned}\Phi R_{n\text{ maks}} &= \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \times t \times 370) \\ &= 10572,75 \text{ t N/mm}\end{aligned}$$

Dari kekuatan nominal di atas selanjutnya diambil nilai terkecil yaitu 10572,75t N/mm.

h. Menentukan ketebalan pelat

Ketebalan pelat yang akan digunakan ditentukan berdasarkan atas kapasitas kekuatan tahanan terhadap gaya geser yang terjadi.

$$\text{kuat nominal tumpuan} + \text{kuat nominal tengah} = V_u$$

$$(10572,75 \text{ t N/mm} \times 2 \text{ baut}) + (10572,75 \text{ t N/mm} \times 2 \text{ baut}) = 78168 \text{ N}$$

$$42291 \text{ t N/mm} = 78168 \text{ N}$$

$$t = 1,85 \text{ mm}$$

$$t_{\text{pakai}} = 10 \text{ mm} \leq t_w = 14 \text{ mm} \text{ (OKE)}$$

i. Luas yang dipakai (A_g)

$$\begin{aligned}\text{Lebar pelat } (L_p) &= n_{\text{sisi}} \times \left(S \times \left(\frac{n}{n_{\text{sisi}}} - 1 \right) + L_e \right) \\ &= 1 \times \left(80 \times \left(\frac{4}{1} - 1 \right) + 30 \right) \\ &= 270 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_g &= L_p \times t_p \\ &= 270 \times 10 \\ &= 2700 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

j. Cek kekuatan nominal geser yang terjadi

5) Kekuatan nominal satu baut yang terjadi

$$\begin{aligned}\Phi R_{n1b\text{terjadi}} &= \frac{V_u}{n} \\ &= \frac{120,527}{4} \\ &= 30,13 \leq \Phi R_{n1b} = 55,223 \text{ kN} \text{ (OKE)}\end{aligned}$$

6) Kekuatan nominal sambungan baut tumpuan yang terjadi

$$\begin{aligned}\Phi R_{n\text{ tepi}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 32,0625 \times 10 \times 370) \times 10^{-3}\end{aligned}$$

$$= 106,77 \text{ kN} \geq \Phi R_{n1bterjadi} = 30,13 \text{ kN} (\text{OKE})$$

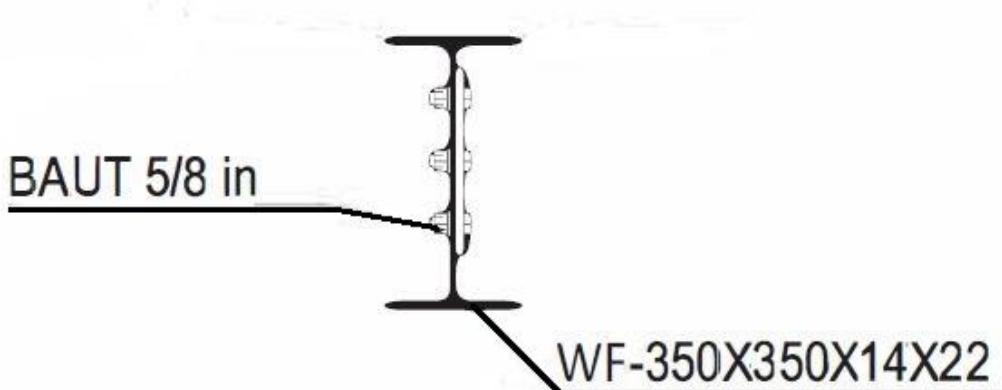
7) Kekuatan nominal sambungan antar baut

$$\begin{aligned}\Phi R_{n\text{ tengah}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 62,125 \times 10 \times 370) \times 10^{-3} \\ &= 206,88 \text{ kN} \geq \Phi R_{n1bterjadi} = 30,13 \text{ kN} (\text{OKE})\end{aligned}$$

8) Kekuatan nominal sambungan baut maksimum

$$\begin{aligned}\Phi R_{n\text{ maks}} &= \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \times 10 \times 370) \times 10^{-3} \\ &= 105,7275 \text{ kN} \geq \Phi R_{n1bterjadi} = 30,13 \text{ kN} (\text{OKE})\end{aligned}$$

Menurut SNI 1729:2015 bahwa kekuatan nominal sambungan yang terjadi tidak boleh melebihi dari kekuatan nominal yang tersedia ($R_u < \Phi R_n$). Berdasarkan perhitungan cek kekuatan nominal pada sambungan baut dan pelat, bahwa dengan menggunakan baut 5/8 in dan tebal pelat 7 mm masih memenuhi persyaratan.



Gambar 5.61 Detail Sambungan Balok-Balok

Tabel 5.12 Rekapitulasi Sambungan pada Badan Balok

Profil	IWF 350.350.14.22	IWF 350.350.19.19	IWF 350.350.12.19
n (jumlah baut) pada badan/sayap	3	2	2
diameter baut (d_b) pada badan/sayap (mm)	15,875	15,875	11
jarak antar baut (S) (mm)	80	60	40
jarak tepi baut (L_c) (mm)	40	30	30
t pelat (mm)	7	7	5

5.6.3 Sambungan Balok-Kolom (*End Plate*)

Sambungan balok-kolom yang ditinjau adalah pada salah satu kolom eksterior dan interior yang berada di lantai dan atap. Sambungan ini akan dirancang dengan sambungan baut dengan pelat ujung mengikuti prosedur yang tercantum pada SNI 7972:2013. Sambungan terprakualifikasi untuk rangka momen khusus dan menengah baja pada aplikasi seismik. Perhitungan sambungan balok-kolom pada struktur baja gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta adalah sebagai berikut.

1. Sambungan Balok-Kolom Eksterior pada Lantai

- a. Perencanaan Pelat-Ujung dan Baut

- 1) Hitung momen pada muka kolom (M_f)

Langkah awal perhitungan sambungan balok-kolom adalah menentukan ukuran-ukuran komponen struktur yang disambung pada balok-kolom kemudian hitung momen pada muka kolom (M_f). Dimensi balok dan kolom pada bagian sambungan yang direncanakan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.13 Dimensi Balok dan Kolom

Balok			Kolom		
Profil	IWF	Satuan	Profil	IWF	Satuan
d_b	350	mm	d_c	400	mm
b_{bf}	350	mm	b_{cf}	400	mm
t_{bf}	22	mm	t_{cf}	35	mm
t_w	14	mm	t_w	20	mm
Z_x	2670000	mm^3	Z_x	5570000	mm^3

Mutu material BJ37:

$$E = 200.000 \text{ MPa}$$

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$F_u = 370 \text{ MPa}$$

Jarak dari muka kolom ke sendi plastis

$$S_h \text{ pakai} = 250 \text{ mm} = 0,25 \text{ m}$$

Jarak antara dua sendi plastis

$$\begin{aligned} L_h &= L - d_c - 2 \times S_h \\ &= 4000 - 400 - 2 \times 250 \\ &= 3100 \text{ mm} = 3,1 \text{ m} \end{aligned}$$

Menentukan faktor untuk memperkirakan puncak kekuatan sambungan

$$\begin{aligned} C_{pr} &= \frac{(F_y + F_u)}{2 \times F_y} \leq 1,2 \\ &= \frac{(240 + 370)}{2 \times 240} \leq 1,2 \\ &= 1,27 \leq 1,2 \end{aligned}$$

Maka digunakan $C_{pr} = 1,2$

Momen maksimum yang mungkin terjadi pada sendi plastis

$$\begin{aligned} M_{pr} &= C_{pr} R_y Z_x F_y \\ &= 1,2 \times 1,3 \times 2670000 \times 240 \times 10^{-6} \\ &= 999,648 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Pada jarak S_h dari muka kolom diperhitungkan gaya geser sebagai berikut.

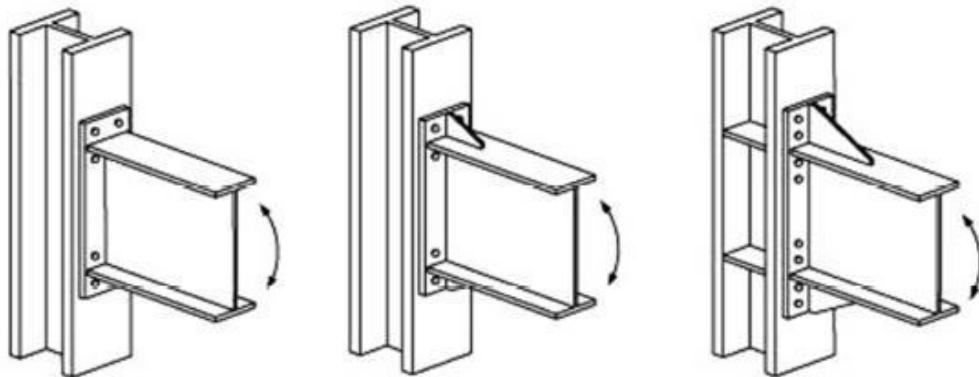
$V_{gr} = 206,681 \text{ kN}$ (gaya geser gravitasi dari analisis struktur)

$$\begin{aligned} V_u &= 2 \times \frac{M_{pr}}{L_h} + V_{gr} \\ &= 2 \times \frac{999,648}{3,1} + 206,681 \\ &= 851,615 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada muka kolom nilai M_f dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} M_f &= M_{pr} + V_u S_h \\ &= 999,648 + 851,615 \times 0,25 \\ &= 1212,55 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- 2) Pilih satu dari tiga konfigurasi sambungan pelat-ujung dan menetapkan nilai-nilai untuk geometri sambungan berdasarkan pada gambar dan tabel berikut.



Gambar 5.62 Sambungan Pelat Ujung Diperpanjang

(Sumber: SNI 1729:2015)

Tabel 5.14 Pembatasan Parametrik pada Prakualifikasi

Parameter	4 baut Tanpa pengaku (4E)		4 baut dengan pengaku (4ES)		8 baut dengan pengaku (4ES)	
	Maks (mm)	Min (mm)	Maks (mm)	Min (mm)	Maks (mm)	Min (mm)
t_{bf}	19	10	19	10	25	14
b_{bf}	235	152	229	152	311	190
d	400	349	610	349	914	457
t_p	57	13	38	13	64	19
b_p	273	178	273	178	381	229
g	152	102	152	83	152	127
P_{fi}, P_{fo}	114	38	140	44	51	41
P_b					95	89

(Sumber: SNI 1729:2015)

Keterangan:

t_{bf} = ketebalan sayap balok (mm)

b_{bf} = lebar sayap balok (mm)

d = tinggi penampang balok penyambung (mm)

t_p = ketebalan pelat ujung (mm)

b_p = lebar pelat ujung (mm)

g = jarak horizontal antar baut (mm)

P_{fi} = jarak vertikal dari bagian dalam dari satu sayap tarik balok ke baris baut
bagian dalam terdekat (mm)

P_{fo} = jarak vertikal dari bagian luar dari satu sayap tarik balok ke baris baut
bagian luar terdekat (mm)

P_b = jarak vertikal antara baris baut sebelah dalam dan sebelah luar dalam sambungan 8ES

Berdasarkan Tabel sambungan yang dipakai adalah sambungan momen dengan pelat ujung 4E, 4ES dan 8ES, akan tetapi sebagai batasan dalam Tugas Akhir ini akan digunakan pelat ujung 4E dan 4ES karena tinggi balok yang masih memenuhi yaitu sebesar 350 mm. Berikut adalah gambar geometri pelat ujung yang diperpanjang tanpa diperkaku dengan empat baut (4E) dan pelat ujung yang diperpanjang yang diperkaku dengan empat baut (4ES).

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

$$P_{fi} = 70 \text{ mm}$$

$$P_{fo} = 70 \text{ mm}$$

$$t_{bf} = 22 \text{ mm}$$

$$t_{bw} = 14 \text{ mm}$$

$$d_e = 50 \text{ mm}$$

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

$$b_p = b_{bf} + 25 \text{ mm} = 350 + 25 = 375 \text{ mm}$$

$$h_o = d_b + P_{fo} - \frac{t_{bf}}{2} = 350 + 70 - \frac{22}{2} = 409 \text{ mm}$$

$$h_i = d_b + P_{fi} - t_{bf} - \frac{t_{bf}}{2} = 350 + 70 - 22 - \frac{22}{2} = 387 \text{ mm}$$

3) Hitung diameter baut yang dibutuhkan

Baut ASTM A325

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

$$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$$

$$\emptyset_n = 0,75$$

$$\begin{aligned} d_{b \text{ req'd}} &= \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \emptyset_n F_{nt} (h_o + h_i)}} \\ &= \sqrt{\frac{2 \times 1212,55 \times 10^6}{\pi \times 0,75 \times 620 \times (409 + 387)}} \\ &= 45,67 \text{ mm} \end{aligned}$$

4) Pilih sebuah diameter baut coba (d_b)

Dicoba baut dengan diameter 50 mm dengan syarat sebagai berikut.

$$d_b = 50 \text{ mm} \geq d_{b,\text{req'd}} (\text{OKE})$$

$$d_{\text{hole}} = \begin{cases} (d_b + 2 \text{ mm}) & \text{jika } d_b \leq 22 \text{ mm} \\ (d_b + 3 \text{ mm}) & \text{jika } d_b > 22 \text{ mm} \end{cases}, \text{ maka } d_{\text{hole}} = 53 \text{ mm}$$

- a) Syarat jarak as ke as antar baut dalam arah manapun

$$g_{\min} = \frac{8}{3} d_b = \frac{8}{3} \times 50 = 133,33 \text{ mm}$$

$$g_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm} \geq g_{\min} (\text{OKE})$$

- b) Syarat jarak tepi dalam arah manapun

$$d_{e,\min} = \begin{cases} (22 \text{ mm}) & \text{jika } d_b = 16 \text{ mm} \\ (26 \text{ mm}) & \text{jika } d_b = 20 \text{ mm} \\ (28 \text{ mm}) & \text{jika } d_b = 22 \text{ mm} \\ (30 \text{ mm}) & \text{jika } d_b = 24 \text{ mm} \\ (34 \text{ mm}) & \text{jika } d_b = 27 \text{ mm} \\ (38 \text{ mm}) & \text{jika } d_b = 30 \text{ mm} \\ (46 \text{ mm}) & \text{jika } d_b = 36 \text{ mm} \\ (1,25 d_b) & \text{jika } d_b > 36 \text{ mm} \end{cases}$$

$$d_{e,\min} = 62,5 \text{ mm}$$

Jarak as lubang baut ke tepi pelat-ujung:

$$d_e = 65 \text{ mm} \geq d_{e,\min} (\text{OKE})$$

- c) Mengecek lebar dan panjang pelat-ujung

Lebar:

$$b_{p,\text{req}} = 2d_e + g = 2 \times 65 + 150 = 280 \text{ mm}$$

$$b_p = 300 \text{ mm} \geq b_{p,\text{req}} (\text{OKE})$$

Panjang:

$$\begin{aligned} P_{p,\text{req}} &= 2(P_{fo} + d_e) + d_b \\ &= 2 \times (70 + 65) + 350 \\ &= 620 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$P_p = 620 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \pi d_b^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 \\ &= 1963,495 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

P_t = hitung kuat tarik baut

$$\begin{aligned}
 P_t &= F_{nt} \times A_b \\
 &= 620 \times 1963,495 \times 10^{-3} \\
 &= 1217,367 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{np} &= 2P_t (h_o + h_i) \\
 &= 2 \times 1217,367 \times (409 + 387 \times 10^{-3}) \\
 &= 1938,048 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi M_{np} &= 0,9 \times 1938,048 \\
 &= 1744,243 \text{ kNm} > M_f = 1212,55 \text{ kNm} \text{ (OKE)}
 \end{aligned}$$

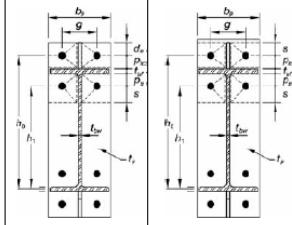
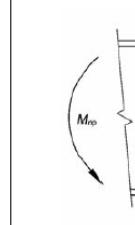
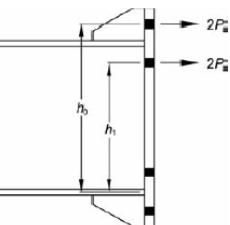
5) Hitung ketebalan pelat-ujung yang dibutuhkan

Parameter mekanisme garis leleh pelat ujung diambil dari gambar berikut.

TABEL 6.2 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat-Ujung Diperpanjang Tanpa pengaku Dengan Empat-Baut	
Geometri Pelat-Ujung dan Pola Garis Leleh	Model Gaya Baut
Pelat-Ujung	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_i \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_i(p_{fi} + s)]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ <p>Catatan: Jika $p_{fi} > s$, gunakan $p_{fi} = s$</p>

Gambar 5.63 Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat Ujung (Y_p) untuk Sambungan 4E

TABEL 6.3
Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat-Ujung Diperpanjang Dengan Pengaku Dengan Empat-Baut

Geometri Pelat-Ujung dan Pola Garis Leleh		Model Gaya Baut
Kasus 1 ($d_e \leq s$)	Kasus 2 ($d_e > s$)	
		
Kasus 1 ($d_e \leq s$)		$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{P_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_0(d_e + p_{fo})]$
	Kasus 2 ($d_e > s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{P_{fo}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_0(s + p_{fo})]$
$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ Catatan: Jika $p_{fi} > s$, gunakan $p_{fi} = s$		

Gambar 5.64 Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat Ujung (Y_p) untuk Sambungan 4ES

Tegangan leleh pelat ujung (F_{yp}) = 240 MPa

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \\
 &= \frac{1}{2} \sqrt{300 \times 100} \\
 &= 86,6 > d_e = 65 \text{ mm (OKE)}
 \end{aligned}$$

Jika $P_{fi} > s$, gunakan $P_{fi} = s$

$$P_{fi} = 70 \text{ mm} < s = 86,6 \text{ mm}$$

Kasus 1 ($d_e \leq s$)

$$\begin{aligned}
 Y_p &= \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{P_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \\
 &\quad \frac{2}{g} [h_1(P_{fi} + s) + h_0(d_e + P_{fo})] \\
 &= \frac{375}{2} \left[387 \left(\frac{1}{70} + \frac{1}{86,6} \right) + 409 \left(\frac{1}{70} + \frac{1}{2 \times 86,6} \right) \right] + \\
 &\quad \frac{2}{100} [387(70 + 86,6) + 409(65 + 70)]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{375}{2} \times 18,202 + \frac{2}{100} \times 115819,2 = 5729,259 \text{ mm} \\
t_{p \text{ req'd}} &= \sqrt{\frac{1,11M_f}{\Phi_d F_{yp} Y_p}} \\
&= \sqrt{\frac{1,11 \times 1212,55 \times 10^6}{0,9 \times 240 \times 5729,259}} \\
&= 32,98 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- 6) Ambil pelat ujung $t_p = 34 \text{ mm}$
 7) Hitung gaya terfaktor pada sayap balok

$$\begin{aligned}
F_{fu} &= \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \\
&= \frac{1212,55}{(350 - 22) \times 10^{-3}} \\
&= 3696,799 \text{ kN}
\end{aligned}$$

- 8) Sambungan pelat ujung dengan 4 baut
 9) Hitung tebal dan panjang dari pelat pengaku pada pelat ujung

$$\begin{aligned}
t_{s \text{ min}} &= t_{bw} \times \frac{F_y}{F_{y \text{ pelat}}} \\
&= 14 \times \frac{240}{240} \\
&= 14 \text{ mm}
\end{aligned}$$

sehingga dicoba $t_s = 15 \text{ mm}$

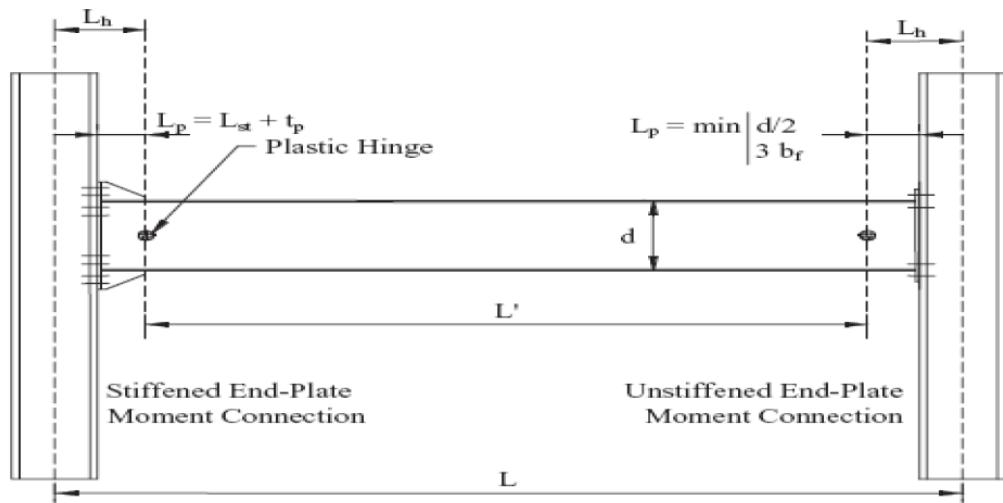
$$h_{st} = p_{fo} + d_e = 70 + 65 = 135 \text{ mm}$$

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ} = \frac{135}{\tan 30^\circ} = 233,83 \text{ mm}$$

sehingga dicoba $L_{st} = 250 \text{ mm}$

$$S_h = L_{st} + t_p = 250 + 30 = 280 \text{ mm}$$

Jadi, $S_h > S_{h \text{ perkiraan}} = 250 \text{ mm}$ (OKE)



Gambar 5.65 *Stiffened End-Plate* dan *Unstiffened End Plate Moment Connection*

Periksa terhadap kemungkinan terjadi tekuk setempat

$$E = 200.000 \text{ MPa}$$

$$F_{ys} = 240 \text{ MPa}$$

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$$\frac{135}{15} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$9 \leq 16,166 \text{ (OKE)}$$

Jadi, dipakai pengaku 15 x 135 x 250

10) Periksa kuat patah geser dari baut pada sayap desak

Tegangan geser nominal baut (F_{nv}) = 372 MPa

$$\Phi_n = 0,75$$

$$\text{Jumlah baut (n}_b\text{)} = 4$$

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi_n n_b F_{nv} A_b \\ &= 0,75 \times 4 \times 372 \times 1963,495 \times 10^{-3} \\ &= 2191,26 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \Phi_n R_n$$

$$851,615 \text{ kN} \leq 2191,26 \text{ kN (OKE)}$$

11) Periksa kegagalan tumpu/sobek pada pelat ujung dan sayap kolom

$$t_{cf} = 20 \text{ mm}$$

$$t_p = 30 \text{ mm}$$

$$t_{pakai} = 20 \text{ mm}$$

Jarak bersih pada arah gaya, antara tepi lubang dan tepi lubang yang berdekatan atau tepi material (L_c)

$$L_c = 70 + 70 + 22 - (50 + 2) = 110 \text{ mm}$$

Jumlah baut sebelah dalam (n_t) = 2

Jumlah baut sebelah dalam (n_o) = 2

$$r_{ni} = r_{no} = 1,2L_{ct}F_u < 2,4dbtF_u$$

$$\begin{aligned} r_{ni} = r_{no} &= 1,2L_{ct}F_u \\ &= 1,2 \times 110 \times 20 \times 370 \times 10^{-3} \\ &= 976,8 \text{ kN/baut} > 2,4dbtF_u \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_{ni} = r_{no} &= 2,4dbtF_u \\ &= 2,4 \times 50 \times 20 \times 370 \times 10^{-3} \\ &= 888 \text{ kN/baut} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_n R_n &= \Phi_n(n_i)r_{ni} + \Phi_n(n_o)r_{no} \\ &= 0,75 \times 2 \times 888 + 0,75 \times 2 \times 888 \\ &= 2664 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \Phi_n R_n$$

$$851,615 \text{ kN} \leq 2664 \text{ kN} \text{ (OKE)}$$

12) Desain las sayap ke pelat-ujung dan las badan ke pelat ujung

Las yang digunakan adalah las dengan elektrode E70XX

$$\Phi F_w = 240 \text{ MPa}$$

a) Sambungan sayap balok ke pelat-ujung

Pada sambungan ini akan menggunakan las tumpul CJP (*Complete Joint Penetration*) tanpa *backing*. Las tumpul CJP dibuat sedemikian sehingga *root* las berada pada sisi sayap badan balok.

Muka sayap bagian dalam memiliki las sudut 8 mm.

$$\text{Tebal las tumpul} : t_{tumpul\ 1} = t_{bf} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal las sudut} : t_{sudut\ 1} = 8 \times 0,707 = 5,656 \text{ mm}$$

b) Sambungan badan balok ke pelat-ujung

Pada sambungan ini dapat menggunakan las sudut atau las tumpul CJP (*Complete Joint Penetration*). Bila menggunakan las sudut harus berukuran untuk menyalurkan kekuatan penuh badan balok dalam tarik dari muka sebelah dalam sayap sampai 150 mm melebihi lajur baut terjauh dari sayap balok. Pada perencanaan sambungan ini digunakan las sudut, maka perhitungannya adalah sebagai berikut.

$$t_w = 14 \text{ mm}$$

$$t_p = 30 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = \min(t_w, t_p)$$

$$= \min(14, 30)$$

$$= 14 \text{ mm}$$

$$w_{\min} = \begin{cases} (3 \text{ mm}) \text{ jika } t_{\min} \leq 6 \text{ mm} \\ (5 \text{ mm}) \text{ jika } 6 \text{ mm} < t_{\min} \leq 13 \text{ mm} \\ (6 \text{ mm}) \text{ jika } 13 \text{ mm} < t_{\min} \leq 19 \text{ mm} \\ (8 \text{ mm}) \text{ jika } t_{\min} > 19 \text{ mm} \end{cases}$$

$$w_{\min} = 6 \text{ mm}$$

$$w_{\max} = \begin{cases} t_{\min} \text{ jika } t_{\min} < 6 \text{ mm} \\ (t_{\min} - 2 \text{ mm}) \text{ jika } t_{\min} \geq 6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$w_{\max} = (t_{\min} - 2 \text{ mm}) = (14 - 2) = 12 \text{ mm}$$

w_pakai yang digunakan adalah 6 mm

Hitung panjang las sudut

$$\begin{aligned} P_{\text{sudut}} &= 2(d_b - 2t_{bf} - 2r_b) \\ &= 2 \times (350 - 2 \times 22 - 2 \times 18) \\ &= 540 \text{ mm} \end{aligned}$$

Hitung tebal las

$$\begin{aligned} t_{\text{sudut 2}} &= 0,707 w_{\text{pakai}} \\ &= 0,707 \times 6 \\ &= 4,242 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek persyaratan berdasarkan kekuatan las

$$\begin{aligned} \Phi R_n \text{ sudut} &= \Phi F_w t_{\text{sudut 2}} P_{\text{sudut}} \\ &= 240 \times 4,242 \times 540 \times 10^{-3} \\ &= 549,7632 \text{ kN} \geq V_u = 851,615 \text{ kN} \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

Cek berdasarkan kekuatan logam dasar (*base metal*)

$$\begin{aligned}
\Phi R_{nBM} &= 0,6 F_y t_{min} P_{sudut} \\
&= 0,6 \times 240 \times 14 \times 540 \times 10^{-3} \\
&= 1088,64 \text{ kN} \geq V_u = 851,615 \text{ kN} \text{ (OKE)}
\end{aligned}$$

b. Perencanaan pada Bagian Kolom

- 1) Periksa sayap kolom yang tidak diperkuat terhadap leleh lentur

Langkah awal pada perencanaan pada bagian kolom adalah memeriksa sayap kolom yang tidak diperkuat terhadap leleh lentur. Parameter mekanisme garis leleh sayap kolom (Y_c) yang diperpanjang dengan empat baut dapat dilihat pada gambar berikut.

TABEL 6.5 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom Diperpanjang Dengan Empat-Baut	
Geometri Sayap Kolom Tanpa pengaku dan Pola Garis Leleh	Geometri Sayap Kolom Dengan Pengaku dan Pola Garis Leleh
Sayap Kolom Tanpa pengaku $s = \frac{1}{2}\sqrt{b_{cf}g}$	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_0 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_0 \left(s + \frac{3c}{4} \right) h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$
Sayap Kolom Diperkuak $s = \frac{1}{2}\sqrt{b_{cf}g}$	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{st}} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_0 (s + p_{st}) h_0 (s + p_{so})]$

Gambar 5.66 Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom (Y_c) Diperpanjang dengan Empat baut 4E dan 4ES

$$M_f = 1212,55 \text{ kNm}$$

$$F_{yc} = F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$\Phi_d = 0,9$$

$$h_1 = 387 \text{ mm}$$

$$h_0 = 409 \text{ mm}$$

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

$$c = P_{fo} + P_{fi} + t_{bf} = 70 \text{ mm} + 70 \text{ mm} + 22 \text{ mm} = 162 \text{ mm}$$

$$b_{cf} = 400 \text{ mm}$$

$$t_{cf} = 35 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
s &= \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf}g} = \frac{1}{2} \sqrt{400 \times 100} = 100 \text{ mm} \\
Y_{c1} &= \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_o \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2} \\
&= 4636,92 \text{ mm} \\
t_{cf \min} &= \sqrt{\frac{1,11 M_f}{\Phi_d F_{yc} Y_c}} \leq t_{cf} \\
&= \sqrt{\frac{1,11 \times 1212,55 \times 10^6}{0,9 \times 240 \times 4636,92}} \leq 35 \\
&= 34,66 \leq 35 \text{ (OKE)}
\end{aligned}$$

$$t_{cf} = 35 \text{ mm}$$

Jadi, tetap perlu dipasang pelat penerus dicoba t_s pakai = 30 mm dengan syarat $F_{fu} \leq \Phi_d R_n$

- 2) Hitung kekuatan sayap kolom tanpa pengaku

$$\begin{aligned}
Y_{c1} &= 4632,92 \text{ mm (tanpa pelat pengaku)} \\
\Phi_d M_{cf} &= \Phi_d F_{yc} Y_{c1} t_{cf}^2 \\
&= 0,9 \times 240 \times 4636,92 \times 35^2 \times 10^{-6} \\
&= 1226,93 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Sehingga gaya rencana ekuivalen pada sayap kolom adalah

$$F_{fu} \leq \Phi_d R_n$$

$$\begin{aligned}
\Phi_d R_n &= \frac{\Phi M_{cf}}{(d_b - t_{bf})} \\
&= \frac{0,9 \times 1212,55}{(350 - 22) \times 10^{-3}} \\
&= 3327,12 \leq F_{fu} = 3696,799 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$\Phi_d R_n$ diperlukan untuk menentukan gaya desak yang diperlukan untuk merencanakan pelat pengaku

- 3) Hitung kuat leleh lokal badan kolom yang tidak diperkuat pada posisi sayap balok

$$F_{fu} \leq \Phi_d R_n$$

$$C_t = 0,1 \text{ dan } \Phi_d = 0,9$$

$$k_c = t_f + r_c = 35 + 28 = 63 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\Phi_d R_n &= \Phi_d C_t (6 k_c + t_{bf} + 2 t_p) F_{yc} t_{cw} \\ &= 0,9 \times 1 (6 \times 63 + 20 + 2 \times 30) \times 240 \times 20 \times 10^{-3} \\ &= 1978,56 \text{ kN} \leq F_{fu} = 3696,799 \text{ kN}\end{aligned}$$

Diperlukan pelat pengaku pada sayap kolom

- 4) Hitung kuat tekuk badan kolom yang tidak diperkuat pada posisi sayap desak balok

$$F_{fu} \leq \Phi R_n$$

$$\Phi = 0,75$$

h = jarak bersih antar sayap

$$= d_c - 2k_c$$

$$= 400 - 2 \times 48$$

$$= 304 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{24 t_{cw}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} \\ &= \frac{24 \times 20^3 \sqrt{200000 \times 240}}{304} \times 10^{-3} \\ &= 4375,71 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\Phi R_n = 0,75 \times 4375,71$$

$$= 3281,75 \text{ kN} \leq F_{fu} = 3696,799 \text{ kN}$$

Diperlukan pelat pengaku pada sayap kolom

- 5) Hitung *web clipping strength* dari badan kolom yang tidak diperkuat pada posisi sayap desak balok

$$F_{fu} \leq \Phi_d R_n$$

$$\Phi = 0,75$$

$$N = t_{bf} = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= 0,8 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}} \\ &= 0,8 \times 20^2 \left[1 + 3 \left(\frac{20}{400} \right) \left(\frac{20}{35} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{200000 \times 240 \times 35}{20}} \\ &= 3108,819 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\Phi R_n = 0,75 \times 3108,819$$

$$= 2331,61 \text{ kN} \leq F_{fu} = 3696,799 \text{ kN}$$

- 6) Karena pelat pengaku diperlukan, selanjutnya hitung gaya untuk merancang pelat penerus sebagai pengaku

$$F_{su} \leq \Phi_d R_n$$

$$\Phi_d = 0,75$$

$$F_{su} = F_{fu} - \min \Phi R_n$$

$$= 3696,799 - 2331,61$$

$$= 1365,189 \text{ kN}$$

Sambungan pelat penerus ke sayap kolom menggunakan las tumpul CJP, kecuali sambungan pelat penerus ke ujung sayap kolom menggunakan las sudut.

$$t_s = 30 \text{ mm}$$

$$t_{cf} = 35 \text{ mm}$$

$$t_{BM} = \min(t_s, t_{cf}) = 30 \text{ mm}$$

$$w_{min} = \begin{cases} (3 \text{ mm}) \text{ jika } t_{min} \leq 6 \text{ mm} \\ (5 \text{ mm}) \text{ jika } 6 \text{ mm} < t_{min} \leq 13 \text{ mm} \\ (6 \text{ mm}) \text{ jika } 13 \text{ mm} < t_{min} \leq 19 \text{ mm} \\ (8 \text{ mm}) \text{ jika } t_{min} > 19 \text{ mm} \end{cases}$$

$$w_{min} = 8 \text{ mm}$$

Hitung tebal las

$$t_{las \ min} = w_{min} \times \cos(45^\circ)$$

$$= 8 \times \cos(45^\circ)$$

$$= 5,66 \text{ mm}$$

$$t_{las \ pakai} = 6 \text{ mm}$$

Luas bidang kontak dari pelat penerus ke sayap kolom

$$\begin{aligned} W_{pl-menerus} &= \frac{b_{cf} - t_w}{2} - r_c - w_{min} \\ &= \frac{400 - 20}{2} - 28 - 8 \\ &= 154 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{pl-menerus} = W_{pl-menerus} \times t_s$$

$$= 154 \times 30$$

$$= 4620 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
\Phi_d R_n \text{ pelat} &= \Phi_d 1,8 F_{yc} A_{pl-menerus} \\
&= 0,9 \times 1,8 \times 240 \times 4620 \times 10^{-3} \\
&= 1796,256 \text{ kN} \geq F_{su} = 1365,189 \text{ kN (OKE)}
\end{aligned}$$

Jadi, tebal pelat penerus $t_s = 30 \text{ mm}$ masih aman dan memenuhi syarat

7) Periksa zona panel pada kolom

- a) Tinggi zona panel antar pelat penerus

$$\begin{aligned}
d_z &= d_p = d_b - t_s \\
&= 350 - 30 \\
&= 320 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- b) Lebar zona panel antar pelat penerus

$$\begin{aligned}
w_z &= d_c - 2t_{cf} \\
&= 400 - 2 \times 35 \\
&= 330 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- c) Gaya geser yang harus dipikul

$$\begin{aligned}
M_{f1} &= 1212,55 \text{ kNm} \\
M_{f2} &= -M_{pr} + V_u S_h \\
&= -999,648 + 851,615 \times 0,25 \\
&= -786,744 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
R_u &= \frac{\sum M_f}{d_p} \\
&= \frac{1212,55 + |-786,744|}{320 \times 10^{-3}} \\
&= 6247,79 \text{ kN}
\end{aligned}$$

- d) Kuat geser zona panel

$$P_u = P_r = 1246,075 \text{ kN}$$

$$P_c = P_y = 3381,829 \text{ kN}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1246,075}{3381,829} = 0,368 < 0,75$$

$$\Phi = 1$$

Sehingga perhitungan kuat geser zona panel adalah sebagai berikut.

$$\Phi R_v = \Phi(0,6) F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right]$$

$$= 1 \times (0,6) \times 240 \times 400 \times 14 \times \left[1 + \frac{3 \times 400 \times 35^2}{350 \times 400 \times 14} \right]$$

$$= 1411,2 \text{ kN} < R_u = 6247,79 \text{ kN}$$

Sehingga perlu pelat pengganda

- e) Periksa tebal minimum zona panel

$$t_{w \min} = \frac{d_z + w_z}{90}$$

$$= \frac{320 + 330}{90}$$

$$= 7,22 < t_w = 14 \text{ mm}$$

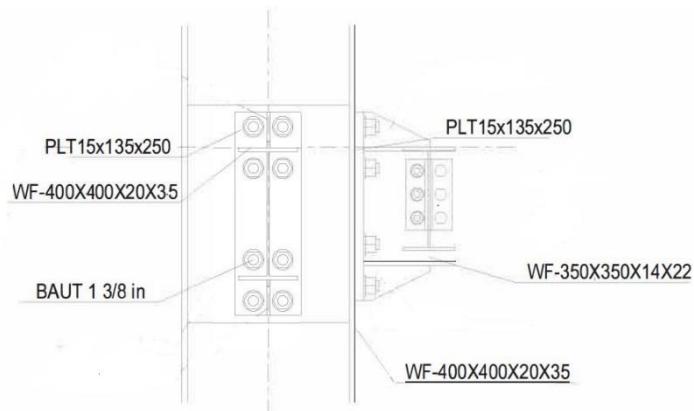
$$\Phi = 0,9$$

$$t_{pl-pengganda} = \frac{R_u - \Phi 0,6 F_{yc} \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b}}{\Phi 0,6 F_{yc} d_c} - t_{cw}$$

$$= \frac{6247,79 - 129,6 \times 4200}{129,6 \times 400} - 20$$

$$= 30,38 \text{ mm}$$

Pakai sepasang pelat pengganda dengan tebal satu sisi 16 mm



Gambar 5.67 Detail Sambungan *End Plate*

Tabel 5.15 Rekapitulasi Sambungan *End Plate*

Keterangan	Profil	
	IWF 350.350.14.22	IWF 350.350.19.19
Tipe <i>end plate</i>	4ES	4ES
Jarak tepi luar, d_e (mm)	50	60
Lebar pelat ujung, b_p (mm)	375	400
jarak vertikal bagian dalam, P_{fi} (mm)	70	70
jarak vertikal bagian luar, P_{fo} (mm)	70	70
jarak horisontal antar baut, g (mm)	100	100
tebal pelat ujung, t_p (mm)	30	40
Dimensi Pengaku (<i>stiffener</i>)	15x135x250	15x150x300
Diameter baut, D_b (mm)	50	60
Tinggi pelat ujung, H (mm)	620	650
Tebal pelat penerus, t_s (mm)	30	30
Tebal pelat pengganda, t <i>double-pl</i> (mm)	16	18

5.6.4 Periksa Rasio Momen Kolom dan Momen Balok (Kontrol SCWB)

Rasio momen kolom dan balok digunakan untuk mengontrol komponen struktur memenuhi syarat *Strong Column Weak Beam* berdasarkan SNI 7860:2015. Perhitungan rasio momen kolom dan balok adalah sebagai berikut.

1. Kolom IWF 400.400.20.35

$$P_u = 37,375 \text{ kN}$$

$$A_g = 36070 \text{ mm}^2$$

$$\sum M_{pc} = 2 \times Z_x \times \left(F_y - \frac{P_u}{A_g} \right)$$

$$= 2 \times 5570000 \times \left(240 - \frac{37,375 \times 10^3}{36070} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 2662,057 \text{ kNm}$$

2. Balok IWF 350.350.14.22

$$L = 8000 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = M_{pr2} = 999,648 \text{ kNm}$$

$$S_h1 = S_h2 = 250 \text{ mm}$$

$$L_h1 = L_h2 = L - d_c - 2S_h$$

$$= 8000 - 400 - 2 \times 250$$

$$= 7100 \text{ mm}$$

$$V_{pr1} = V_{pr2} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \times 999,648}{7100 \times 10^{-3}} = 281,591 \text{ kN}$$

$$V_u1 = V_u2 = 120,527 \text{ kN}$$

$$M_v = (V_{pr} - V_u) + (V_{pr} + V_u) \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$= (281,591 - 120,527) + (281,591 + 120,527) \left(0,25 + \frac{0,4}{2} \right)$$

$$= 342,017 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Pb} = M_{pr1} + M_{pr2} + M_v$$

$$= 999,648 + 999,648 + 342,017$$

$$= 2314,313$$

3. Cek SCWB

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

$$\frac{2662,057}{2314,313} > 1$$

$1,15 > 1$ (*Strong Column Weak Beam*)

Tabel 5.16 Rekapitulasi Kontrol SCWB

Profil Balok	Profil Kolom	Cek SCWB	Keterangan
B1 (IWF 350.350.14.22)	K1 (IWF 400.400.20.35)	1,15	Memenuhi
B2 (IWF 350.350.19.19)	K2 (IWF 400.400.18.28)	1,43	Memenuhi
B3 (IWF 350.350.12.19)	K3 (IWF 400.400.16.24)	1,58	Memenuhi

Lanjutan Tabel 5.16 Rekapitulasi Kontrol SCWB

Profil Balok	Profil Kolom	Cek SCWB	Keterangan
B4 (IWF 350.350.16.16)	K4 (IWF 400.400.21.21)	1,32	Memenuhi
B5 (IWF 300.300.10.15)	K5 (IWF 350.350.10.16)	1,28	Memenuhi
B6 (IWF 300.300.9.14)	K6 (IWF 350.350.13.13)	1,17	Memenuhi
B7 (IWF 250.250.14.14)	K7 (IWF 300.300.11.17)	1,42	Memenuhi

Rasio momen kolom dan balok pada struktur baja gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta masih memenuhi persyaratan SCWB ($\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pb} > 1$), persyaratan ini berdasarkan pada SNI 1729:2015 dan SNI 7860:2015, sehingga struktur balok-kolom masih aman dan profil kolom tidak perlu diperbesar.

5.6.5 Sambungan Base Plate

Prosedur sambungan *base plate* berdasarkan peraturan SNI 1729:2015 adalah sebagai berikut.

$$P_u = 1724,28 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1,1R_yM_p \\ &= 1,1 \times 1,3 \times 1077,228 \\ &= 1540,436 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{gr} + E_{mh} \\ &= 58,675 + 978,055 \\ &= 1036,729 \end{aligned}$$

Profil IWF 400.400.20.35:

$$H = 400 \text{ mm}$$

$$b_f = 400 \text{ mm}$$

$$t_w = 20 \text{ mm}$$

$$t_f = 35 \text{ mm}$$

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

$$i_y = 104 \text{ mm}$$

$$A_g = 36070 \text{ mm}^2$$

$$S_x = 5570 \text{ cm}^3$$

$$r = 22 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}f_r &= 70 \text{ MPa} \\J_x &= 119000 \text{ cm}^4 \\J_y &= 39400 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

Mutu Material BJ37:

$$\begin{aligned}E &= 200.000 \text{ MPa} \\F_y &= 240 \text{ MPa} \\F_u &= 370 \text{ MPa} \\L_h &= 4000 \text{ mm} \\R_y &= 1,3\end{aligned}$$

Mutu Material Beton:

$$f'_c = 29 \text{ MPa}$$

1. Konfigurasi Baut

Baut ASTM A325

$$\begin{aligned}F_{nt} &= 620 \text{ MPa} \\F_{nv} &= 372 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Menentukan diameter baut dan jarak tepi minimum

$$\begin{aligned}d_b &= 38,1 \text{ mm (diameter baut)} \\S_t &= 47,625 \text{ mm (jarak tepi minimum)}\end{aligned}$$

2. Desain dimensi *base* pelat

Dicoba menggunakan dimensi *base* pelat $B \times N = 500 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}$

Cek daya dukung beton dan tebal pelat perlu

$$\Phi_c = 0,65$$

$$\begin{aligned}f_p \max &= \Phi_c \times 0,85 \times f'_c \\&= 0,65 \times 0,85 \times 29 \\&= 16,02 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_p &= \frac{P_u}{BN} \\&= \frac{1724,28}{500 \times 800} \\&= 4,31 \text{ MPa} \leq f_p \max = 16,02 \text{ MPa (OKE)}$$

Hitung kuat perlu landasan

$$m = \frac{N - 0,95d}{2}$$

$$= \frac{800 - 0,95 \times 400}{2}$$

$$= 210 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0,8b_f}{2}$$

$$= \frac{500 - 0,8 \times 400}{2}$$

$$= 90 \text{ mm}$$

$$\Phi_c P_p = f_{p\max} \times B \times N$$

$$= 16,02 \times 500 \times 800 \times 10^{-3}$$

$$= 6408 \text{ kN}$$

$$X = \left(\frac{4db_f}{d + b_f} \right) \frac{P_u}{\Phi_c P_p}$$

$$= \left(\frac{4 \times 400 \times 400}{400 + 400} \right) \frac{1724,28}{6408} \times 10^{-3}$$

$$= 0,215$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}$$

$$= \frac{2\sqrt{0,215}}{1 + \sqrt{1 - 0,215}}$$

$$= 0,49 \leq 1$$

$$\lambda n' = \frac{1}{4} \lambda \sqrt{db_f}$$

$$= \frac{1}{4} \times 0,45 \times \sqrt{400 \times 400}$$

$$= 45 \text{ mm}$$

Penentuan nilai 1 adalah berdasarkan nilai yang terbesar dari m, n, dan λn , berdasarkan nilai tersebut, maka didapat nilai $l = 210 \text{ mm}$

$$M_{pl} = \frac{1}{2} f_p l^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 4,31 \times 210^2$$

$$= 95035,5 \text{ Nmm/mm}$$

Sehingga untuk kondisi batas leleh diperoleh tebal minimum untuk pelat landasan adalah sebagai berikut.

$$\Phi = 0,9$$

$$\begin{aligned} t_p &= \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\Phi F_y}} \\ &= \sqrt{\frac{4 \times 95035,5}{0,9 \times 240}} \\ &= 41,95 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$t_{\text{pakai}} = 45 \text{ mm}$$

Distribusi tegangan beton

$$\begin{aligned} q_{\max} &= f_p \max \times B \\ &= 16,02 \times 500 \\ &= 8010 \text{ N/mm} \\ q &= 0,6 \times 0,85 \times f'_c \times B \\ &= 0,6 \times 0,85 \times 29 \times 500 \\ &= 7395 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_{kritis} &= \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{maks}} \\ &= \frac{800}{2} - \frac{1724,28}{2 \times 8010} \\ &= 399,892 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{1540,436}{1724,28} = 0,893 \text{ m} \sim 893 \text{ mm} > 399,892 \text{ mm}$$

Diperlukan baut pangkur pada *base plate*

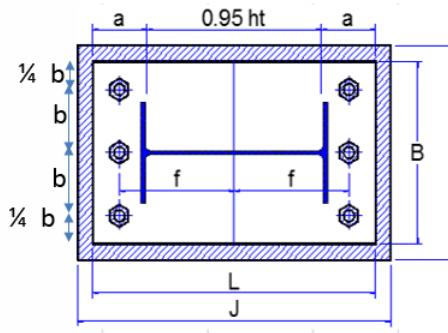
Desain baut dan jumlah baut yang akan digunakan

Dicoba menggunakan 6 baut

$$\begin{aligned} a &= \frac{1}{2}N - 0,95h_t \\ &= \frac{1}{2} \times 800 - 0,95 \times 400 \\ &= 210 \text{ mm} \\ f &= \frac{1}{2}N - \frac{1}{2}a \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{2} \times 800 - \frac{1}{2} \times 20 \\ = 390 \text{ mm}$$

Cek jarak antar baut



Gambar 5.68 Jarak Antar baut dan Jarak Tepi Pada Base Plate

$$B = b + b + \frac{1}{4}b + \frac{1}{4}b$$

$$500 = 2,5b$$

$$b = 200 \text{ mm} > S_t = 47,625 \text{ mm} \text{ (OKE)}$$

$$\frac{1}{2}a = \frac{1}{2} \times 210 = 105 \text{ mm} > S_t = 47,625 \text{ mm} \text{ (OKE)}$$

$$\frac{1}{2}b = \frac{1}{2} \times 200 = 100 \text{ mm} > S_t = 47,625 \text{ mm} \text{ (OKE)}$$

Kekuatan geser baut

$$\text{Jumlah baut (n)} = 6 \text{ bh}$$

$$\Phi = 0,75$$

$$d_b = 38,1 \text{ mm}$$

$$A_b = \frac{1}{4}\pi d^2 \\ = \frac{1}{4} \times \pi \times 38,1^2 \\ = 1140,092 \text{ mm}^2$$

$$V_b = \frac{V_u}{n} \\ = \frac{1036,729}{6} \\ = 172,788 \text{ kN}$$

$$\Phi R_n = \Phi F_{nv} A_b \\ = 0,75 \times 372 \times 1140,092 \times 10^{-3}$$

$$= 318,086 \text{ kN} > V_b = 172,964 \text{ (OKE)}$$

3. Desain dimensi sambungan las

$$V_u = 1036,73 \text{ kN}$$

$$t_p = 30 \text{ mm (tebal pelat dasar)}$$

$$t_f = 35 \text{ mm (tebal sayap kolom)}$$

$$t_w = 20 \text{ mm (tebal badan kolom)}$$

Menentukan las sudut dari las tumpul

$$L_g \min = 5 \text{ mm (berdasarkan SNI 1729:2015)}$$

$$\text{dicoba } L_g \text{ pakai} = 5 \text{ mm}$$

Kekuatan *joint* material las $F_{exx} = 280 \text{ MPa}$

Panjang *throat* efektif las

$$a = \frac{L_g}{\sqrt{2}} = \frac{5}{\sqrt{2}} = 3,536 \text{ mm}$$

$a_{\text{pakai}} = 5 \text{ mm (throat efektif minimum)}$

Luas area efektif ($A_{we} = a \times L_x$)

$$\Phi V_n = \Phi 0,6 F_{exx} A_{we}$$

$$\Phi V_n = \Phi 0,6 F_{exx} a L_x$$

Syarat panjang las min

$$\Phi = 0,75$$

$$V_u = \Phi V_n$$

$$V_u = \Phi 0,6 F_{exx} a L_x$$

$$L_x = \frac{V_u}{\Phi 0,6 F_{exx} a L_x}$$

$$= \frac{1036,73 \times 10^3}{0,75 \times 0,6 \times 280 \times 5}$$

$$= 1645,603 \text{ mm}$$

Panjang las yang tersedia (parameter profil sudut ganda)

$$L = 2b_f + 2(d_c - 2t_f) + 2(b_f - t_w)$$

$$= 2 \times 400 + 2(400 - 2 \times 35) + 2(400 - 20)$$

$$= 2220 > L_x \text{ (OKE)}$$

$$\Phi V_n = \Phi 0,6 F_{exx} a L$$

$$= 0,75 \times 0,6 \times 280 \times 5 \times 2220 \times 10^{-3}$$

$$= 1398,6 \text{ kN} > V_u = 1036,73 \text{ kN (OKE)}$$

4. Desain beton tumpuan

Dimensi pelat dasar

$$B_1 = 500 \text{ mm}$$

$$L_1 = 800 \text{ mm}$$

Luas pelat dasar (A_1)

$$A_1 = B_1 \times L_1$$

$$= 500 \times 800$$

$$= 400.000 \text{ mm}^2$$

Dimensi beton tumpuan

$$B_2 = 600 \text{ mm} > B_1 \text{ (OKE)}$$

$$L_2 = 900 \text{ mm} > L_1 \text{ (OKE)}$$

Luas beton tumpuan

$$A_2 = B_2 \times L_2$$

$$= 600 \times 900$$

$$= 540.000 \text{ mm}^2$$

Kekuatan tumpuan nominal (f_{cn})

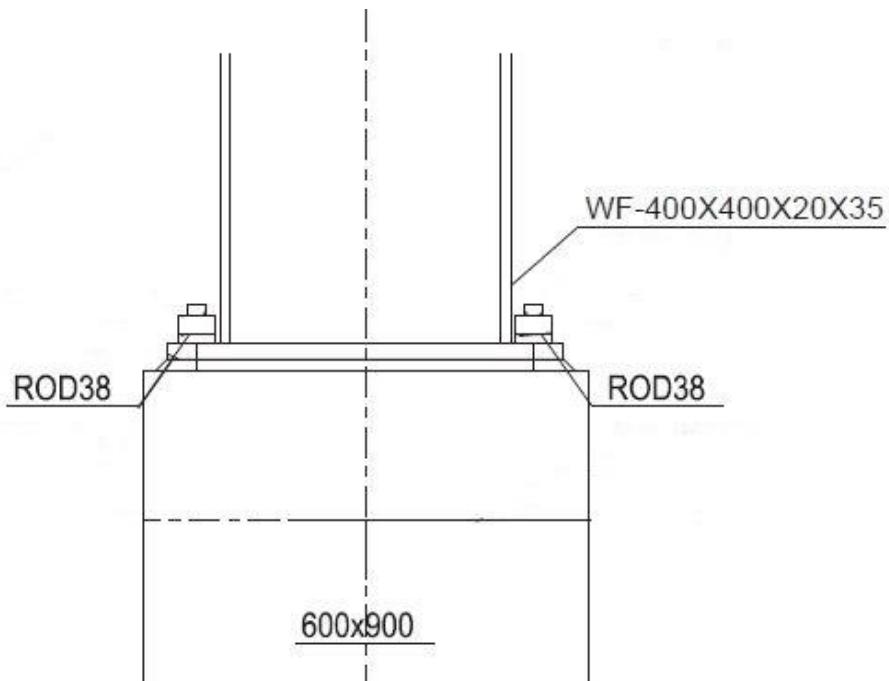
$$\begin{aligned} f_{cn} &= 0,85 \times f'_c \times \sqrt{A_2/A_1} \\ &= 0,85 \times 29 \times \sqrt{540000/400000} \\ &= 28,64 \text{ MPa} \leq 1,7f'_c = 1,7 \times 29 = 49,3 \text{ MPa} \text{ (OKE)} \end{aligned}$$

5. Desain panjang pangkur

$$\text{Diameter pangkur } d_b = 38,1 \text{ mm (Anchor M38)}$$

$$\text{Tegangan leleh } f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} L_{min} &= \frac{f_y}{4 \times \sqrt{f'_c}} \times d_b \\ &= \frac{240}{4 \times \sqrt{29}} \times 38,1 \\ &= 424,5 \sim 450 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 5.69 Detail Sambungan *Base Plate*

Tabel 5.17 Rekapitulasi Sambungan *Base Plate*

Profil	Dimensi <i>Base Plate</i> (mm)	Diameter Baut (mm)	Tebal Pelat (mm)	Dimensi Beton Tumpuan (mm)
K1 (IWF 400.400.20.35)	500 x 800	38,1	30	600 x 900
K2 (IWF 400.400.18.28)	400 x 700	38,1	25	500 x 800
K3 (IWF 400.400.16.24)	400 x 700	35	25	550 x 750

Berdasarkan perhitungan yang mengacu pada SNI 1729:2015, didapatkan dimensi *base plate* (*B* x *N*) yaitu 500 x 800 mm. Kebutuhan baut pada sambungan *base plate* yaitu 1 1/2 in (38,1 mm) dan tebal pelat yaitu 30 mm. Pada desain beton tumpuan digunakan dimensi kolom beton tumpuan (*B* x *N*) yaitu 600 x 900 mm, dimensi tersebut adalah perkiraan minimum yang harus dirancang, sehingga dari perhitungan tersebut didapatkan panjang angkur minimum yaitu 450 mm.

5.7 SIMPANGAN

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk

menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Simpangan struktur didapat dari *output* SAP2000 ditinjau dari perpindahan terbesar dari tiap lantai. Untuk langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut.

1. Nilai simpangan ditinjau pada arah x dan arah y didapat dari program bantu SAP2000.
2. Nilai simpangan antar tingkat didapatkan dengan cara mengurangi nilai simpangan lantai sebelumnya. Misal pada simpangan arah x lantai 1 struktur beton didapatkan nilai 2,905 mm dan lantai 2 didapatkan nilai 7,928 mm.

$$\begin{aligned}\delta_{xe \text{ lantai } 2} &= 7,928 - 2,905 \\ &= 5,023 \text{ mm}\end{aligned}$$

3. Mencari nilai *story drift* arah X

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1$$

$$\begin{aligned}\delta_{x \text{ lantai } 2} &= \frac{C_d \delta_{xe \text{ lantai } 2}}{I_e} \\ &= \frac{5,5 \times 5,023}{1} \\ &= 27,627 \text{ mm}\end{aligned}$$

4. Mencari *story drift* izin (Δ_a)

Untuk mencari nilai simpangan antar lantai izin bisa diperoleh dari tabel SNI 1726:2019. Karena menggunakan struktur baja dan kategori risiko = II, maka diperoleh nilai 0,020 h_{sx} .

$$\begin{aligned}\Delta_a \text{ lantai } 2 &= 0,02 \times h_{sx} \\ &= 0,02 \times (13 - 9) \times 1000 \\ &= 80 \text{ mm}\end{aligned}$$

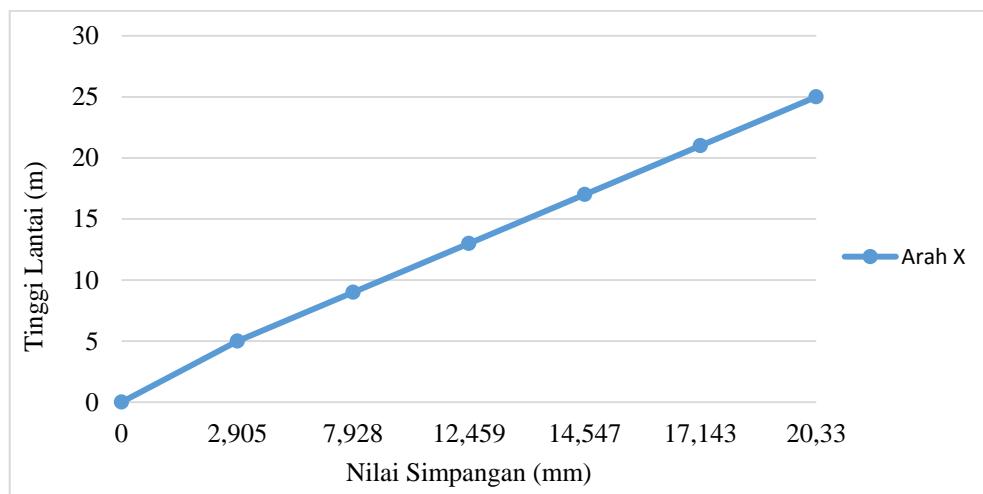
5. Mengecek hasil *story drift* dengan *story drift* izin

$$\delta_x \text{ lantai } 2 \leq \Delta_a \text{ lantai } 2$$

$$27,627 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm (AMAN)}$$

Tabel 5.18 Simpangan Antar Lantai Arah X

Lantai	Elevasi (m)	Simpangan (mm)	Simpangan Antar Tingkat (mm)	Story Drift Arah X (mm)	Story Drift Izin (Δ_a) (mm)	Story Drift \leq Story Drift Izin
Dak Atap	25	20,33	3,187	17,529	80	AMAN
Atap	21	17,143	2,596	14,278	80	AMAN
4	17	14,547	2,088	11,484	80	AMAN
3	13	12,459	4,531	24,921	80	AMAN
2	9	7,928	5,023	27,627	80	AMAN
1	5	2,905	2,905	15,978	100	AMAN
0	0	0	0,000	0	0	AMAN



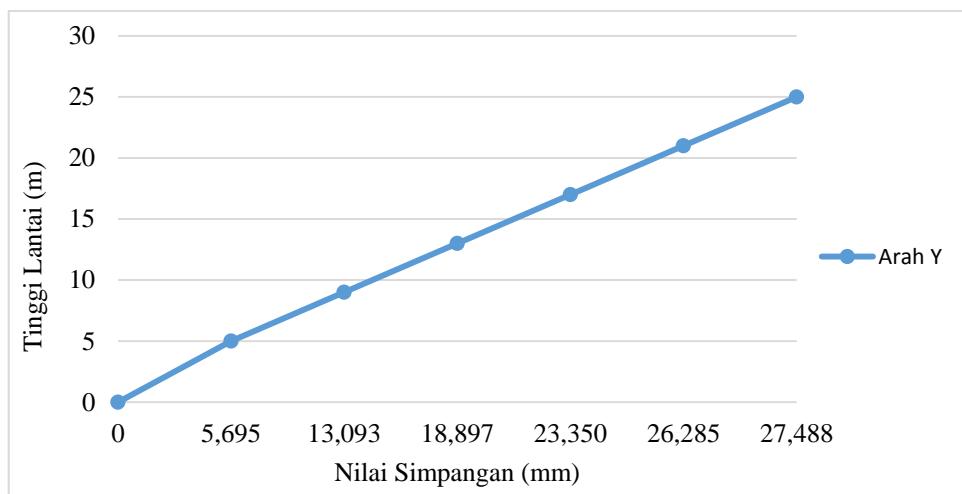
Gambar 5.70 Simpangan Arah X

Menurut tabel dan grafik di atas dapat dilihat bahwa struktur baja dari lantai 1 sampai lantai dak atap, nilai simpangan arah x mengalami peningkatan. Nilai simpangan terkecil terletak pada lantai 1 dengan nilai 2,905 mm dan nilai simpangan terbesar terletak pada lantai dak atap dengan nilai 20,33 mm. Untuk kontrol *story drift* dengan *story drift* izin tiap lantai diperoleh hasil yang sesuai dengan persyaratan.

Suatu struktur harus memiliki kekakuan yang cukup agar pergerakannya dapat dibatasi. Pada tabel dan grafik di atas diketahui nilai simpangan terkecil arah x terdapat pada lantai 1. Hal ini menunjukkan bahwa struktur lantai 1 memiliki kekakuan lebih baik karena apabila nilai simpangan semakin kecil, maka struktur bangunan memiliki kekakuan lebih besar.

Tabel 5.19 Simpangan Antar Lantai Arah Y

Lantai	Elevasi (m)	Simpangan (mm)	Simpangan Antar Tingkat (mm)	Story Drift Arah Y (mm)	Story Drift Izin (Δ_a) (mm)	Story Drift \leq Story Drift Izin
Dak Atap	25	27,488	1,203	6,617	80	AMAN
Atap	21	26,285	2,935	16,143	80	AMAN
4	17	23,350	4,453	24,492	80	AMAN
3	13	18,897	5,804	31,922	80	AMAN
2	9	13,093	7,398	40,689	80	AMAN
1	5	5,695	5,695	31,323	100	AMAN
0	0	0	0	0	0	AMAN



Gambar 5.71 Simpangan Arah Y

Menurut tabel dan grafik di atas dapat dilihat bahwa struktur baja dari lantai 1 sampai lantai dak atap, nilai simpangan arah y mengalami peningkatan. Nilai simpangan terkecil terletak pada lantai 1 dengan nilai 5,695 mm dan nilai simpangan terbesar terletak pada lantai dak atap dengan nilai 27,488 mm. Untuk kontrol *story drift* dengan *story drift* izin tiap lantai diperoleh hasil yang sesuai dengan persyaratan.

Suatu struktur harus memiliki kekakuan yang cukup agar pergerakannya dapat dibatasi. Pada tabel dan grafik di atas diketahui nilai simpangan terkecil arah y terdapat pada lantai 1. Hal ini menunjukkan bahwa struktur lantai 1 memiliki kekakuan lebih baik karena apabila nilai simpangan semakin kecil, maka struktur bangunan memiliki kekakuan lebih besar.

5.8 STABILITAS

Untuk menghitung koefisien stabilitas digunakan rumus berikut.

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1$$

$$V_x = 3088,86 \text{ kN}$$

x yang ditinjau lantai 2

$$\begin{aligned}\theta &= \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \\ &= \frac{(432,68 + 577,02) \times 5,023 \times 1}{3088,86 \times (9 - 5) \times 5,5} \\ &= 0,03198\end{aligned}$$

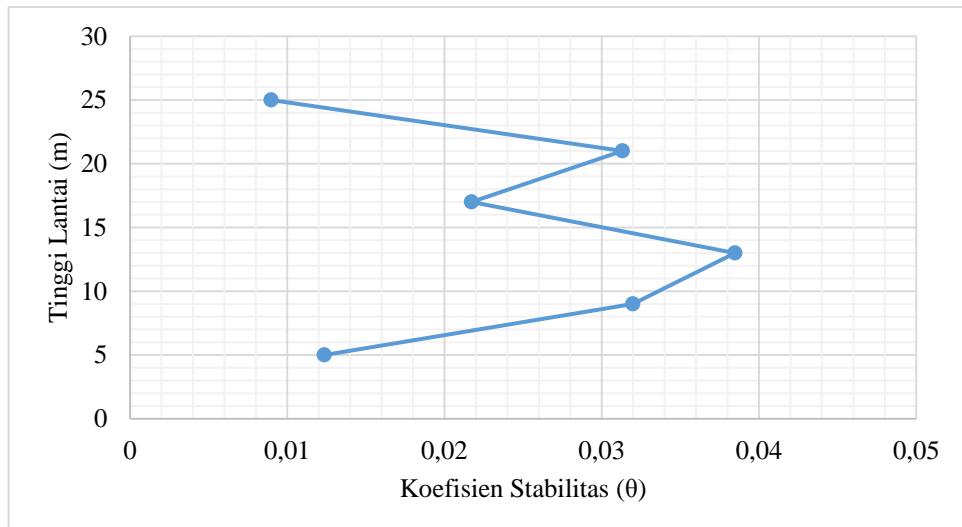
$$\begin{aligned}\theta_{max} &= \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \\ &= \frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25 \\ &= 0,091 \leq 0,25 \text{ (OKE)}\end{aligned}$$

Tabel 5.20 Stabilitas Arah Sumbu X

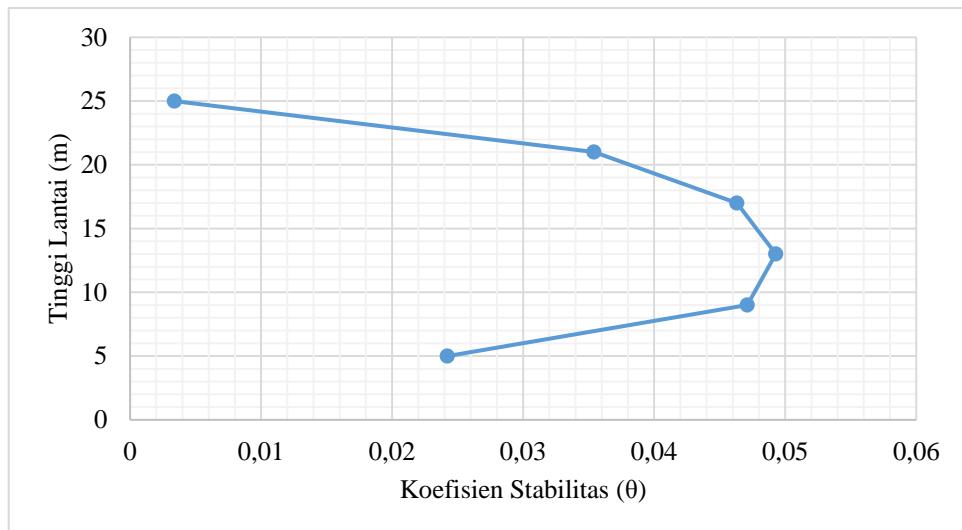
Lantai	Elevasi (m)	Simpangan Antar Tingkat (mm)	F _i (kN)	Koefisien Stabilitas (θ)
Dak Atap	25	3,187	191,48	0,00898017
Atap	21	2,596	819,7	0,031314012
4	17	2,088	706,77	0,021716393
3	13	4,531	577,02	0,038473706
2	9	5,023	432,68	0,031982256
1	5	2,905	361,21	0,012353072

Tabel 5.21 Stabilitas Arah Sumbu Y

Lantai	Elevasi (m)	Simpangan Antar Tingkat (mm)	F _i (kN)	Koefisien Stabilitas (θ)
Dak Atap	25	1,203	191,48	0,003389754
Atap	21	2,935	819,7	0,035403169
4	17	4,453	706,77	0,046313745
3	13	5,804	577,02	0,049283026
2	9	7,398	432,68	0,047104266
1	5	5,695	361,21	0,024217125



Gambar 5.72 Stabilitas Arah Sumbu X



Gambar 5.73 Stabilitas Arah Sumbu Y

Berdasarkan data yang telah diperoleh, hasil dari koefisien stabilitas dari semua data tidak ada yang melebihi θ_{\max} yaitu 0,091 dan nilai dari θ_{\max} tidak melebihi dari 0,25 atau persyaratan yang ditentukan. Jadi bisa disimpulkan bahwa struktur yang ditinjau dinyatakan stabil dan tidak perlu didesain ulang.

Struktur stabil apabila dikenakan beban, struktur tersebut akan mengalami perubahan bentuk (deformasi) yang lebih kecil dibandingkan struktur yang tidak stabil. Hal ini disebabkan karena pada struktur yang stabil memiliki kekuatan dan kestabilan dalam menahan beban.

BAB 6

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis perencanaan ulang dan perhitungan struktur, maka kesimpulan yang didapatkan dari penulisan laporan Tugas Akhir antara lain sebagai berikut.

1. Perencanaan komponen struktur atas menggunakan baja konvensional struktur gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta menggunakan 7 jenis balok yaitu balok B1 (IWF 350.350.14.22), B2 (IWF 350.350.19.19), B3 (IWF 350.350.12.19), B4 (IWF 350.350.16.16), B5 (IWF 300.300.10.15), B6 (IWF 300.300.9.14), dan B7 (IWF 250.250.14.14) serta menggunakan 8 jenis kolom yaitu kolom K1 (IWF 400.400.20.35), K2 (IWF 400.400.18.28), K3 (IWF 400.400.16.24), K4 (IWF 400.400.21.21), K5 (IWF 350.350.10.16), K6 (IWF 350.350.13.13), K7 (IWF 300.300.11.17), dan K8 (IWF 300.300.15.15) mempunyai jenis penampang kompak dan memenuhi syarat rasio momen dan geser, kontrol lentur dan geser, serta *safety factor* yang sesuai dengan persyaratan.
2. Perencanaan sambungan pada gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta adalah sebagai berikut.
 - a. Sambungan antar kolom kolom IWF 400.400.20.35 pada sambungan badan kolom menggunakan 4 buah jumlah baut, diameter baut 15,875 mm, jarak antar baut 100 mm, dan jarak tepi baut 50 mm. Pada bagian sayap kolom menggunakan 2 jumlah baut, diameter baut 15,875 mm, jarak antar baut 100 mm, dan jarak tepi baut serta pada sambungan antar kolom IWF 400.400.18.28 masih memenuhi persyaratan SNI 1729:2015.
 - b. Sambungan antar balok balok IWF 350.350.14.22 pada sambungan pada badan balok menggunakan 2 buah jumlah baut, diameter baut 15,875 mm, jarak antar baut 80 mm, dan jarak tepi baut 40 mm serta pada sambungan antar balok IWF 350.350.19.19 dan IWF 350.350.12.19 masih memenuhi persyaratan SNI 1729:2015.

- c. Sambungan terprakualifikasi pertemuan balok IWF 350.350.14.22 dan kolom IWF 400.400.20.35 menggunakan sambungan tipe *end plate* dengan pengaku dan 4 baut (4ES). Sambungan tersebut menggunakan tebal pelat ujung 30 mm dan dimensi pengaku yaitu 15x135x250 mm. Sambungan baut menggunakan diameter baut 50 mm dengan mutu ASTM A325. Sambungan pada pertemuan balok IWF 350.350.19.19 dengan kolom IWF 400.400.18.28 menggunakan tipe sambungan *end plat* dengan pengaku dan 4 baut (4ES). Sambungan tersebut menggunakan tebal pelat ujung 40 mm dan dimensi pengaku 15x150x300 mm. Sambungan baut menggunakan diameter baut 60 mm dengan mutu ASTM A325.
 - d. Rasio momen kolom dan balok struktur baja gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta pada kontrol *Strong Column Weak Beam* memenuhi persyaratan SCWB ($\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pb} > 1$), sehingga struktur balok dan kolom masih aman dan profil kolom tidak perlu diperbesar.
 - e. Sambungan *base plate* menggunakan kondisi batas leleh, sehingga 3 profil yaitu profil K1 (IWF 400.400.20.35) diperoleh dimensi pelat B x N sebesar 500 x 800 dengan tebal pelat 30 mm, dan diameter baut 38,1 mm dengan mutu A325 serta profil K2 IWF (400.400.18.28) dan K3 (IWF 400.400.16.24).
3. Berdasarkan analisis dan pembahasan, nilai simpangan arah x dan y mengalami peningkatan. Nilai simpangan arah x terkecil terletak pada lantai 1 dengan nilai 2,905 mm dan nilai simpangan arah x terbesar terletak pada lantai dak atap dengan nilai 20,33 mm. Nilai simpangan arah y terkecil terletak pada lantai 1 dengan nilai 5,695 mm dan nilai simpangan arah y terbesar terletak pada lantai dak atap dengan nilai 27,488 mm. Untuk kontrol *story drift* dengan *story drift* izin arah x dan arah y diperoleh hasil yang sesuai dengan persyaratan.
 4. Berdasarkan analisis dan pembahasan, stabilitas struktur gedung kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta hasil dari koefisien stabilitas dari semua data tidak ada yang melebihi θ_{max} yaitu 0,091 dan nilai dari θ_{max} tidak melebihi dari 0,25 atau persyaratan yang ditentukan. Jadi bisa disimpulkan bahwa struktur yang ditinjau dinyatakan stabil dan tidak perlu didesain ulang.

6.2 SARAN

Berdasarkan penulisan laporan Tugas Akhir yang telah dilakukan, didapatkan beberapa hal yang dapat dijadikan sebagai suatu bahan perbaikan atau pelengkap dalam penulisan selanjutnya. Saran yang dapat disampaikan adalah sebagai berikut.

1. Sebelum merencanakan suatu struktur bangunan gedung hendaknya didahului dengan pemilihan jenis struktur yang akan digunakan. Untuk perencanaan struktur gedung, pemilihan sistem struktur sangat berpengaruh kepada hasil perencanaan. Maka hasil analisis dan desain struktur menjadi sangat penting. Agar pada perhitungan struktur nantinya diperoleh hasil perencanaan yang memuaskan baik dari segi kekuatan, kenyamanan, dan keindahan.
2. Perencanaan struktur perlu dilakukan analisis ulang dengan meninjau beberapa struktur yaitu struktur bawah dan atas agar diperoleh hasil yang akurat.

DAFTAR PUSTAKA

- Amon, R., Knobloch, B., dan Mazunder, A. 1996. *Perencanaan Konstruksi Baja untuk Insinyur dan Arsitek*. Jakarta: Pradnya Paramita.
- Baskoro, I. A. 2019. *Perancangan Ulang Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta Menggunakan Struktur Baja dengan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Dewobroto, W. 2011. *Prospek dan Kendala pada Pemakaian Material Baja untuk Konstruksi Bangunan di Indonesia*. Tangerang: Universitas Pelita Harapan.
- Dewobroto, W. 2015. *Struktur Baja Perilaku, Analisis dan Desain AISC 2010*. Tangerang: Lumina Press.
- Google Inc. 2019. Google Maps: *Peta Lokasi Proyek Pembangunan Gedung Kantor Otoritas Jasa Keuangan Surakarta*. <http://maps.google.com>, diakses pada tanggal 24 Juni 2019 pukul 19:28 WIB.
- Gunawan, dkk. 2017. *Redesain Struktur Gedung Kuliah Umum Fakultas Teknik Universitas Diponegoro Menggunakan Konstruksi Baja Berdasarkan SNI 1729:2015 dan SNI 7972:2013*. Semarang: Universitas Diponegoro.
- Khafis, M. 2009. *Perencanaan Struktur Baja pada Bangunan Tujuh Lantai sebagai Hotel*. Surakarta: Universitas Sebelas Maret.
- Moestopo, M. 2012. *Struktur Bangunan Baja Tahan Gempa*. Jakarta: Seminar dan Pameran HAKI.
- Pawirodikromo, W. 2012. *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- Salmon, Charles dan John E. Johnson. 1997. *Struktur Baja: Disain dan Perilaku*. Jakarta: Erlangga.
- Setiawan, A. 2008. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD*. Jakarta: Erlangga.
- SNI 03:1727:1989. 1989. *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPURG)*. Bandung: Badan Standardisasi Nasional.
- SNI 03:1729:2002. 2002. *Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung*. Bandung: Badan Standardisasi Nasional.

- SNI 1726:2019. 2019. *Tata Cara Pelaksanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Bandung: Badan Standardisasi Nasional.
- SNI 1727:2012. 2013. *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Bandung: Badan Standardisasi Nasional.
- SNI 1729:2015. 2015. *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*. Bandung: Badan Standardisasi Nasional.
- SNI 7860:2015. 2015. *Kekuatan Seismik untuk Struktur Baja Bangunan Gedung*. Bandung: Badan Standardisasi Nasional.
- SNI 7972:2013. 2013. *Sambungan Terprakualifikasi untuk Rangka Momen Khusus dan Menengah Baja pada Aplikasi Seismik*. Bandung: Badan Standardisasi Nasional.
- Wardanai, I. K. 2016. *Perencanaan Ulang Struktur Baja Menggunakan Spesifikasi Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729:2015)*. Yogyakarta: Universitas Muhammadiyah Yogyakarta.