

TUGAS AKHIR

**STUDI KOMPARASI RESPON STRUKTUR HOTEL GEDONG
AGUNG YOGYAKARTA ANTARA KOMPOSIT BAJA-
BETON DENGAN BETON BERTULANG
*STUDY COMPARATION STRUCTURE RESPONSE OF HOTEL
GEDONG AGUNG YOGYAKARTA BETWEEN COMPOSITE OF
STEEL-CONCRETE WITH REINFORCED CONCRETE***

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



Mohammad Reza Pahlevi

12511252

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2017**

TUGAS AKHIR

**STUDI KOMPARASI RESPON STRUKTUR HOTEL
GEDONG AGUNG YOGYAKARTA ANTARA
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN BETON
BERTULANG**
***STUDY COMPARATION STRUCTURE RESPONSE OF
HOTEL GEDONG AGUNG YOGYAKARTA BETWEEN
COMPOSITE OF STEEL-CONCRETE WITH
REINFORCED CONCRETE***

Disusun oleh

Mohammad Reza Pahlevi
12511252

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

Diuji pada tanggal 10 Agustus 2017

Oleh Dewan Penguji:

Pembimbing I

Atika Ulfah Jamal, S.T., M.Eng., M.T. NIK: 125110101

Penguji I

M.T. Suharvatma, Ir., M.T. NIK: 865110201

Penguji II

Prof. Dr., MSCE., Ph.D. NIK: 845440101

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D.
NIK: 955110103

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 10 Agustus 2017

Yang membuat pernyataan,



Mohammad Reza Pahlevi
(12511252)



Sembah sujud serta syukur kepada Allah SWT. Taburan cinta dan kasih sayang-Mu telah memberikanku kekuatan, membekaliku dengan ilmu. Atas karunia serta kemudahan yang Engkau berikan akhirnya skripsi ini dapat terselesaikan.

Kupersembahkan karya ini untuk Ayah (Mukhammad Adil) dan Ibu (Mulyawati) tercinta, yang tiada pernah hentinya selama ini memberiku semangat, doa, dorongan, nasehat dan kasih sayang serta pengeorbanan yang tak tergantikan hingga aku selalu kuat menjalani setiap rintangan yang ada didepanku. Terimalah bukti kecil ini sebagai kado keseriusanku untuk membalas semua pengorbananmu, kalian ikhlas mengorbankan segala pesaraan tanpa kenal lelah, dalam lapar berjuang separuh nyawa hingga segalanya, Maafkan anakmu ini yang masih saja menyusahkan kalian.

Kupersembahkan karya ini untuk kakakku (Mohammad Rizki). Terima kasih bang atas kesabarannya mau mengalah terus untuk adekmu ini. Terima Kasih atas doa dan bantuannya selama ini bang,

Kupersembahkan karya ini untuk wanita yang berhasil membuatku jatuh cinta kepadanya (Myaditya Cahyaning Gusti) Terima kasih atas doa, semangat, dan motivasi yang kamu berikan kepadaku. Terimakasih juga atas kesetiaanmu selama ini.

Kupersembahkan karya ini untuk sahabat yang sudahku anggap saudara sendiri (grup Position, Kontrakan Sumiat, Kontrakan Cemara, Kontrakan Peni, dan masih banyak lagi.) Terima kasih brooo, sudah menciptakan suasana yang harmonis selama ini, tanpa kalian aku bukan apa-apa. Kalian memang yang terbaik,

Kupersembahkan karya ini untuk SIPIL ROLLAS (keluarga besar Teknik Sipil angkatan 2012). Terima kasih teman-teman Sipil Rollas, atas dukungannya selama perkuliahan maupun diluar perkuliahan.

*Terima kasih yang sebesar besarnya untuk kalian semua, akhir kata saya persembahkan skripsi ini untuk kalian semua, orang-orang yang saya sayangi. Dan semoga skripsi ini dapat bermanfaat dan berguna untuk kemajuan ilmu pengetahuan di masa yang akan datang.
Aamiinn.*

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Alhamdulillahahirabbil'aalamiin.

PujisyukurpenulispanjatkankehadiratAllah*SubhaanahuWaTa'ala* yangtelahmelimpahkanrahmat, taufiksertahidayah-Nya, sehinggapenulisdapatmenyelesaikanTugasAkhirinidengansebaik-baiknya.

ShalawatsertasalamselalutercurahkepadabagindaRasulullah Muhammad *Shallallahu 'alaihiwasallam*, yang telahmembawakitadari zaman kejahiliyyahanmenujukes zaman yang terang-benderangdenganilmupengetahuan.

Laporantugasakhirinimerupakansalahsatusyaratakademikdalammenyelesaikanstuditingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik SipildanPerencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta. Ataskelancaranselamapenulisan, maupunpenyelesaiandalammenulisTugasAkhir.

Penulisinginmengucapkanterimakasih yang sedalam-dalamnyakepada:

1. Allah *SubhaanahuWaTa'ala* atassemuakaruniadanlimpahankasihsayang-Nya.
2. Rasulullah Muhammad *Shallallahu 'alaihiwasallam*, teladanterbaiksepanjang masa.
3. Kedua orang tua, kakak, adik-adikdankeluargakuyangtelahmemberikando'adandukungannya.
4. BapakNandang Sustrisno S.H., LL.M., M.Hum., Ph.DselakurektorUniversitas Islam Indonesia.
5. BapakDr.-Ing.Ir.Widodo, M.Sc. selakudekan FTSP UII.
6. IbuMiftahulFauziah, S.T., M.T., Ph.D. selakuketuajurusan Teknik Sipil FTSP UII.

7. Ibu Atika Ulfah Jamal, S.T., M.Eng., M.T. selaku dosen pembimbing yang senantiasa memberikan bimbingan dan arahan.
8. Bapak Suharyatma, Ir., M.T. selaku dosen penguji tugas akhir.
9. Bapak Sarwidi, Prof., Ir., MSCE., Ph.D selaku dosen penguji tugas akhir.
10. Semuapihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu yang secara langsung maupun tidak langsung turut membantudalam proses pelaksanaan penelitian.

Laporan tugas akhir ini masih jauh dari kata sempurna. Oleh karena itu, penulis mengharapkan saran dan kritik yang sifatnya membangun. Akhir kata penulis berharap semoga tugas akhir ini dapat memberikan banyak manfaat bagi penulis dan bagi pembaca pada umumnya..

Wassalamu 'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, 10 Agustus 2017
Penulis,

Mohammad Reza Pahlevi
12511252

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
DEDIKASI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR LAMPIRAN	xix
DAFTAR NOTASI	xx
ABSTRAK	xxii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 LATAR BELAKANG	1
1.2 RUMUSAN MASALAH	3
1.3 TUJUAN PENELITIAN	4
1.4 BATASAN PENELITIAN	4
1.5 MANFAAT PENELITIAN	6
1.6 LOKASI PENELITIAN	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	8
2.1 RESPON STRUKTUR	8
2.2 STRUKTUR KOMPOSIT	8

2.3	SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN	9
2.4	<i>LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN (LRFD)</i>	9
2.5	PENELITIAN SEBELUMNYA	10
2.5.1	Modifikasi Perencanaan Struktur Baja Komposit Pada Gedung Perpustakaan Universitas Negeri Jember	10
2.5.2	Perencanaan Ulang Gedung Penghubung Hotel Alimar Malang Dengan Konstruksi Baja Komposit Menggunakan Metode LRFD	11
2.5.3	Kuat Lentur Balok Komposit Baja-Beton pasca Bakar	11
2.6	PERBANDINGAN PENELITIAN SEKARANG DENGAN PENELITIAN TERDAHULU	13
2.7	KEASLIAN PENELITIAN	14
BAB III LANDASAN TEORI		15
3.1	UMUM	15
3.2	KETENTUAN PEMBEBANAN STRUKTUR	15
3.2.1	Beban Mati	16
3.2.2	Beban Hidup	16
3.2.3	Beban Angin	18
3.2.4	Beban Hujan	20
3.2.5	Beban Gempa	20
3.2.6	Kombinasi Pembebanan	30
3.3	BEBAN NOTIONAL	32
3.4	PERENCANAAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON	33

3.4.1 Pelat Komposit	33
3.4.2 Balok Komposit	33
A. Lebar efektif balok komposit	34
B. Kuat Lentur Nominal Balok Komposit	35
C. Kuat Geser Nominal Balok Komposit	40
D. Kontrol lendutan	40
3.4.3 Kolom Komposit	41
A. Kuat Tekan Kolom Komposit	43
B. Kuat Tarik Kolom Komposit	44
C. Balok Kolom Baja	44
3.4.4 Penghubung Geser	46
A. Penghubung Geser Balok	47
B. Penghubung Geser Kolom Komposit	48
3.4.5 Sambungan	49
A. Sambungan Baut	50
B. Sambungan Las	53
3.4.6 Periode Bangunan	55
3.4.7 Simpangan Antar Lantai	56
BAB IV METODE PENELITIAN	59
4.1 TINJAUAN UMUM	59
4.2 DATA	59
4.2.1 Data Struktur Beton Bertulang	59
A. Denah dan Model Struktur Beton Bertulang	60

4.2.2 Data Struktur Komposit Baja Beton	61
A. Denah dan Model Struktur Komposit Baja Beton	62
4.2.3 Pemodelan Struktur Menggunakan <i>Software</i> ETABS v.15	63
4.3 TAHAP PENELITIAN	64
4.3.1 Tahap Perencanaan Ulang	64
4.3.2 Tahap Penelitian	65
4.4 BAGAN ALIR DAN <i>TIME SCHEDULE</i> PENELITIAN YANG AKAN DILAKUKAN	65
4.4.1 Bagan Alir (<i>flowchart</i>) Tahap Perencanaan	65
4.4.2 Bagan Alir (<i>flowchart</i>) Tahap Penelitian	67
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR	68
5.1 PEMBEBANAN PADA STRUKTUR	68
5.1.1 Beban Mati	68
A. Beban Mati Pada Pelat Lantai	68
B. Beban Mati Pada Pelat atap	69
C. Beban Mati Pada Balok Induk	69
5.1.2 Beban Hidup	70
5.1.3 Beban Tangga	70
5.1.4 Beban Hujan	71
5.1.5 Beban Angin	71
5.1.6 Beban Notional	72
5.1.7 Koreksi Kekakuan	74
5.1.8 Beban Gempa	75

5.2 KOMBINASI PEMBEBANAN	81
5.3 PENGECEKAN TORSI BANGUNAN	82
5.4 DATA PADA ETABS	83
5.4.1 <i>Define – Material</i>	83
5.4.2 <i>Define – Property</i>	84
5.4.3 <i>Define – Load Patter</i>	85
5.4.4 <i>Define load case</i>	85
5.4.5 <i>define – load combination</i>	86
5.4.6 <i>Define – Fuction</i>	86
5.4.7 <i>Define – Mass source</i>	87
5.4.8 <i>Assign – Joint –Ddiaphragms</i>	87
5.4.9 <i>Assign – Joint – Restraints</i>	87
5.4.10 <i>Assign – Load</i>	87
5.4.11 <i>Analysze – Run</i>	88
5.5 PERENCANAAN STEELDECK	88
5.5.1 Perencanaan Awal Pelat Komposit	89
5.5.2 Kontrol Kapasitas Tampang Pelat	90
5.5.3 Kontrol Kapasitas Momen Pelat	91
5.6 PERENCANAAN BALOK	93
5.6.1 Balok Induk	94
A. Data Profil	94
B. Cek Profil	95
5.6.2 Balok Anak	99

A. Data Profil	99
B. Kondisi Balok Anak Sebelum Komposit	99
C. Cek Profil Sebelum Komposit	101
D. Kondisi Balok Anak Setelah Komposit	103
E. Cek Profil Setelah Komposit	103
5.6.3 Perencanaan Penghubung Geser	107
A. Data Awal	107
B. Perhitungan Penghubung Geser	108
5.6.4 Balok Kantilever	110
A. Data Profil	110
B. Cek Profil	110
5.7 PERENCANAAN KOLOM KOMPOSIT	114
5.7.1 Kuat Tekan Kolom	114
A. Data Profil	114
B. Syarat-syarat Dimensi	115
C. Perhitungan Kuat Tekan	117
5.7.2 Interaksi Momen dan Aksial Kolom	120
A. Perhitungan Momen Lentur Tersedia	120
5.8 PERENCANAAN SAMBUNGAN	121
5.8.1 Sambungan Kolom-Kolom	121
A. Data Profil	121
B. Baut Pada <i>Web</i> (Badan)	121
C. Baut Pada <i>Flens</i> (Sayap)	124

5.8.2 Sambungan Kolom-Balok	125
A. Data Profil	126
B. Perencanaan Pelat Ujung Balok	126
C. Perencanaan Pelat Pada Bagian Kolom	122
D. Periksa Zona Panel Pada Kolom	137
5.8.3 Sambungan Balok Anak - Balok Induk	138
A. Data Profil	138
B. Las Pada <i>Web</i> (Badan)	138
C. Las Pada <i>Flens</i> (Sayap)	140
5.9 HUBUNGAN BALOK – KOLOM	141
5.9.1 Rasio Momen Kolom dan Momen Balok	141
A. Data Profil	142
B. Perhitungan Awal	143
C. Pertemuan Balok Kolom	144
5.10 SIMPANGAN ANTAR LANTAI	145
5.10.1 Data Awal	145
5.10.2 Kinerja Batas Layan Arah X	145
5.10.3 Kinerja Batas Layan Arah Y	146
5.11 PERBANDINGAN PERENCANAAN	148
5.11.1 Berat Bangunan	148
5.11.2 Periode Bangunan	150
5.11.3 Simpangan Antar Lantai Bangunan	150
5.11.4 Simpangan Lantai Bangunan	152

BAB VI SIMPULAN DAN SARAN	155
6.1 SIMPULAN	155
6.2 SARAN	156
DAFTAR PUSTAKA	158

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan dengan Penelitian Terdahulu	13
Tabel 3.1 Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum	16
Tabel 3.2 Koefisien Tekanan Internal	19
Tabel 3.3 Koefisien Tekanan Dinding	19
Tabel 3.4 Koefisien Periode Pendek (F_a)	22
Tabel 3.5 Koefisien Periode 1 Detik (F_v)	22
Tabel 3.6 Kategori Resiko Beban Gempa Bangunan Gedung dan Non Gedung	24
Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gempa	25
Tabel 3.8 Kategori Resiko Gempa	25
Tabel 3.9 Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c	26
Tabel 3.10 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	26
Tabel 3.11 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan α_x	28
Tabel 3.12 Tipe-tipe baut	50
Tabel 3.13 Kekuatan Nominal Pengencang (MPa)	51
Tabel 3.14 Tipe-tipe baut	53
Tabel 3.15 Ukuran Minimum Las Sudut	56
Tabel 5.1 Faktor arah angin K_d	68
Tabel 5.2 Koefisien Tekanan Internal	69
Tabel 5.3 Nilai Beban Notional Tiap Level	71
Tabel 5.4 Koefisien Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung (SNI 1726 2012)	74

Tabel 5.5 Jenis Pemanfaatan Bangunan (SNI 1726 2012)	75
Tabel 5.6 Faktor Keutamaan Gempa I_e	75
Tabel 5.7 Parameter Respons Percepatan Periode Pendek	76
Tabel 5.8 Parameter Respons Percepatan Periode 1 Detik	76
Tabel 5.9 Gaya Gempa Horizontal	77
Tabel 5.10 Faktor Pembesaran Torsi A_y	79
Tabel 5.11 Faktor Pembesaran Torsi A_x	80
Tabel 5.12 Data-Data Elemen Balok Pada Analisis ETABS	81
Tabel 5.13 Data-Data Elemen Kolom Komposit Pada Analisis ETABS	82
Tabel 5.14 Nilai Beban Notional Tiap Level	85
Tabel 5.15 <i>Physical Properties Steeldeck P-3623 Composite (Canam Asia)</i>	86
Tabel 5.16 <i>Service Load P-3623</i>	86
Tabel 5.17 Rekapitulasi Balok Induk <i>Output</i> ETABS	91
Tabel 5.18 Data Profil B1 WF 600x300	91
Tabel 5.19 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Balok Induk	95
Tabel 5.20 Rekapitulasi Balok Anak Sebelum Komposit	96
Tabel 5.21 Data Profil BA-1 WF 400x300	96
Tabel 5.22 Data Profil B3 WF 600x300	107
Tabel 5.23 Rekapitulasi Kolom	111
Tabel 5.24 Profil Kolom K1 WF 400x400	111
Tabel 5.25 Rekapitulasi Kekuatan Aksial Kolom Komposit	116
Tabel 5.26 Rekapitulasi Kombinasi Aksial Lentur Kolom	118
Tabel 5.27 Rekapitulasi Kebutuhan Stud Pada Kolom	122

Tabel 5.28 Rekapitulasi Sambungan Kolom-Kolom	126
Tabel 5.29 Profil KolomK1 WF 400x400	126
Tabel 5.30 Data Profil B1 WF 600x300	126
Tabel 5.31 Parameter Perencanaan Sambungan (AISC 358-10)	127
Tabel 5.32 Parameter Sambungan 4ES (AISC 358-10)	128
Tabel 5.33 Pelat Pada Bagian Kolom (AISC 358-10)	133
Tabel 5.34 Rekapitulasi Tebal Dan Panjang Las Sudut	141
Tabel 5.35 Profil KolomK1 WF 400x400	142
Tabel 5.36 Data Profil B1 WF 600x300	142
Tabel 5.37 Simpangan Antar Lantai Arah X	146
Tabel 5.38 Simpangan Antar Lantai Arah Y	147
Tabel 5.39 Perbandingan Berat Bangunan	148
Tabel 5.40 Perbandingan Simpangan Bangunan	150

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Bangunan dari Citra <i>Google Maps</i> 2016	7
Gambar 3.1Peta Wilayah Gempa Indonesia Pada Kelas Situs SB Percepatan Respon Gempa 150%g (Sumber: SNI 03-1726-2012)	21
Gambar 3.2Peta Wilayah Gempa Indonesia Pada Kelas Situs SB Percepatan Respon Gempa 60%g (Sumber: SNI 03-1726-2012)	21
Gambar 3.3 Lebar Efektif Penampang	34
Gambar 3.4 Distribusi Tegangan Plastis Pada Pelat Beton	36
Gambar 3.5 Distribusi Tegangan Plastis Pada Profil Baja	37
Gambar 3.6 Tipe-Tipe Kolom Komposit	41
Gambar 3.7 Jenis-Jenis Penghubung Geser	47
Gambar 3.8 Jenis-Jenis Sambungan	54
Gambar 3.9 Jenis-Jenis Las	55
Gambar 4.1 Denah Lantai GF	57
Gambar 4.2 Denah Lantai 1-5	57
Gambar 4.3 Denah Lantai Atap	58
Gambar 4.4 Denah Lantai GF	59
Gambar 4.5 Denah Lantai 1-5	59
Gambar 4.6 Denah Lantai Atap	60
Gambar 4.7 Denah Bangunan 3D	61
Gambar 4.8 <i>Flowchart</i> Tahap Perencanaan Struktur Komposit	63
Gambar 4.9 <i>Flowchart</i> Tahap Penelitian	64

Gambar 5.1 Grafik Respon Spektrum Desain	74
Gambar 5.2 <i>Steeldeck P-3623 Composite (Canam Asia)</i>	86
Gambar 5.3 Profil B1 WF 600x300	91
Gambar 5.4 Diagram BMD Balok B1	94
Gambar 5.5 Profil Balok Anak BA-1 WF 400x300	96
Gambar 5.6 Diagram BMD Balok Anak	97
Gambar 5.7 Diagram SFD Balok Anak	97
Gambar 5.8 Diagram Tegangan –Regangan Balok Komposit	101
Gambar 5.9 Profil Balok B3 WF 600x300	106
Gambar 5.10 Diagram BMD Balok Kantilever	109
Gambar 5.11 Profil Kolom K1 WF 400x400	111
Gambar 5.12 Hubungan Balok – Kolom (<i>Short course</i> HAKI)	141
Gambar 5.13 Gaya – Gaya Pada Pertemuan Kolom	144
Gambar 5.14 Kolom Yang Ditinjau Untuk Simpangan	145
Gambar 5.15 Simpangan Komposit Antar Lantai	148
Gambar 5.16 Berat Bangunan Eksisting dan <i>Redesign</i>	149
Gambar 5.17 Simpangan Komposit Antar Lantai Arah X	151
Gambar 5.18 Simpangan Komposit Antar Lantai Arah Y	151

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 *Output* ETABS 2015 Komposit Baja Beton

Lampiran 2 Gambar Teknik Komposit Baja Beton

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Besaran dasar	Satuan dan singkatannya	Simbol
Beban persatuan panjang	kilonewton/meter atau kN/m	w
Berat	kilonewton atau kN	W
Beban notional	kilonewton atau kN	N
Faktor keamanan	-	I
Faktor respon gempa	-	C
Faktor reduksi gempa	-	R
Faktor reduksi tahanan	-	Φ
Gaya geser nominal	kilonewton atau kN	V_n
Gaya geser perlu	kilonewton atau kN	V_u
Gaya aksial tekan	kilonewton atau kN	P_n
Gaya aksial perlu	kilonewton atau kN	P_u
Gaya tarik baja	kilonewton atau kN	T_s
Gaya tarik tulangan	kilonewton atau kN	T_{sr}
Gaya tekan baja	kilonewton atau kN	C_s
Gaya tekan beton	kilonewton atau kN	C_c
Inersia penampang	millimeter pangkat empat mm ⁴	I
Jarak penghubung baut	milimeter atau mm	S
Kuat tekan beton	Megapascal atau MPa	f'_c
Lebar efektif	milimeter atau mm	b_e
Lebar kolom	milimeter atau mm	b_g
Lebar profil baja	milimeter atau mm	b_f
Lendutan	milimeter atau mm	Δ
Luas penampang baja	milimeter kuadrat atau mm ²	A_s
Luas stud connector	milimeter kudrat atau mm ²	A_{sa}
Luas tul.longitudial	milimeter kudrat atau mm ²	A_r
Modulus elastisitas	Megapascal atau MPa	E

Modulus plastis	millimeter kubik atau mm ³	<i>Z</i>
Momen	kilonewton meter atau kNm	<i>M</i>
Momen nominal	kilonewton meter atau kNm	<i>M_n</i>
Momen plastis	kilonewton meter atau kNm	<i>M_p</i>
Tahanan nominal	kilonewton atau kN	<i>R_a</i>
Tebal badan profil	milimeter atau mm	<i>t_w</i>
Tebal las	milimeter atau mm	<i>a</i>
Tebal pelar lantai	milimeter atau mm	<i>t_p</i>
Tegangan leleh baja	Megapascal atau MPa	<i>f_y</i>
Tinggi profil	milimeter atau mm	<i>d</i>
Tinggi kolom	milimeter atau mm	<i>h_g</i>
Waktu getar alami	detik atau s	<i>T</i>

ABSTRAK

Alternatif pemilihan material dalam perancangan struktur salah satu contohnya adalah penggunaan baja yang dikompositkan dengan beton bertulang, atau lebih dikenal dengan istilah struktur komposit baja-beton. Penggunaan struktur komposit baja-beton dapat memperkecil penampang balok yang digunakan sehingga dapat menurunkan berat bangunan. Selain itu juga dapat meningkatkan kekakuan lantai bangunan sehingga periode getar bangunan akan lebih kecil. Hal ini akan menyebabkan gaya gempa yang diterima oleh struktur menjadi lebih kecil. Penggunaan struktur komposit baja-beton memiliki banyak keuntungan, Oleh karena itu peneliti mencoba untuk merencanakan ulang gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta menjadi struktur komposit baja-beton. Perencanaan ulang yang akan dilakukan meliputi perencanaan pelat komposit, balok anak komposit, balok induk, kolom komposit dan sambungan struktur. Serta juga membandingkan berat bangunan, periode bangunan dan simpangan antar lantai.

Peraturan yang digunakan dalam perencanaan ulang ini yaitu SNI-03-1729-2015, SNI-03-2847-2013, SNI 03-1727-2013 dan SNI-03-1726-2012. Perencanaan ulang ini menggunakan metode *load resistance factor design* (LRFD). Dalam desain struktur menggunakan bantuan program ETABS v15 dan dilakukan analisis secara manual.

Hasil analisis Hotel Gedong Agung Yogyakarta setelah dilakukan desain ulang, memiliki kemampuan untuk mendukung beban-beban yang bekerja pada bangunan tersebut baik beban tekan, lentur maupun beban geser. Dari hasil analisis didapatkan berat struktur (W) eksisting sebesar 33301,309 kN setelah didesain ulang menjadi 25816,628 kN, berat struktur berkurang sebesar 7484,68 kN sehingga gaya-gaya yang bekerja (M, V dan P) menjadi lebih kecil dari struktur eksisting. Periode bangunan pada struktur komposit baja-beton alternatif 1 lebih kecil 30,90 % dibandingkan struktur eksisting (beton bertulang), dan alternatif 2 memiliki periode lebih kecil 39,57% dibandingkan struktur eksisting (beton bertulang). Pada simpangan antar lantai bangunan komposit baja-beton alternatif 1 dan 2 terjadi penurunan atau perpindahan yang lebih kecil dibanding dengan bangunan eksisting.

Kata kunci : Gedung, Baja-beton, Komposit, Simpangan antar lantai.

ABSTRACT

Alternative selection of materials in the design of the structure one example is the use of steel that is composed with reinforced concrete, or better known as the term steel-concrete composite structure. The use of concrete-steel composite structures can minimize the cross-section of blocks used so as to decrease the weight of the building. It also can increase the stiffness of the building floor so that the building vibration period will be smaller. This will cause the seismic forces received by the structure to become smaller. The use of concrete-steel composite structures has many advantages, therefore researchers are trying to re-plan the Hotel Gedong Agung Yogyakarta building into a steel-concrete composite structure. The re-planning will include composite plate planning, composite child beam, master beam, composite column and structure connection. And also compare the weight of the building, the building period and the inter-floor intersection.

The rules used in this re-planning are SNI-03-1729-2015, SNI-03-2847-2013, SNI 03-1727-2013 and SNI-03-1726-2012. This re-planning uses the load resistance factor design (LRFD) method. In structural design using ETABS v15 program aid and manual analysis.

The analysis result of Hotel Gedong Agung Yogyakarta after the redesign, has the ability to support the loads that work on the building either the press load, flexure or shear load. From the analysis results obtained the weight of the existing structure (W) amounted to 33301,309 kN after it was redesigned to 25816,628 kN, the weight of the structure decreased by 7484.68 kN so that the working forces (M, V and P) became smaller than the structure Existing. The period of building on the composite structure of alternative-steel concrete 1 is 30.90% smaller than the existing structure (reinforced concrete), and the alternative 2 has a smaller period of 39.57% than the existing structure (reinforced concrete). In the inter-basement composite of alternative steel-concrete composite 1 and 2 there is a decrease or smaller displacement compared to the existing building.

Keywords: *Building, Steel-Concrete, Composite, Floor-width*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Struktur didefinisikan sebagai bagian-bagian yang membentuk bangunan seperti pondasi, kolom, balok, dinding dan atap. Setiap bagian struktur bangunan tersebut mempunyai fungsi dan peranannya masing-masing. Kegunaan lain dari struktur bangunan yaitu meneruskan beban bangunan dari bagian bangunan atas menuju bagian bawah, lalu menyebar ke tanah. Perancangan struktur harus memastikan bahwa bagian-bagian sistem struktur ini sanggup menanggung gaya dari luar dan beban bangunan, kemudian menyokong dan menyalurkannya ke tanah dengan aman.

Perancangan struktur yang ideal harus memenuhi syarat-syarat tertentu. Diantaranya struktur harus kuat dan awet sehingga dapat berfungsi sebagai tujuan pembuatannya. Suatu struktur dikatakan aman bilamana resiko kegagalan struktur dapat diminimalisir sehingga memungkinkan tidak adanya korban pada saat struktur tersebut bekerja.

Tahapan penting dalam perancangan struktur salah satunya adalah pemilihan material yang akan digunakan. Jenis material yang saat ini sering digunakan untuk gedung-gedung bertingkat banyak adalah beton bertulang, sedangkan material baja masih kurang umum. Padahal baja memiliki keunggulan yang tidak dimiliki oleh material lainnya. Diantaranya, baja memiliki kekuatan yang besar, baja juga mempunyai sifat-sifat lain yang menguntungkan sehingga menjadi bahan material yang dibutuhkan saat ini.

Penggunaan beton bertulang dan baja sebagai material konstruksi kian berkembang sehingga ditemukan inovasi-inovasi baru yang mendukung terciptanya suatu konstruksi yang memenuhi aspek-aspek penting dalam perencanaan. Salah satu contohnya adalah penggunaan baja yang dikompositkan dengan beton bertulang, atau lebih dikenal dengan istilah struktur komposit baja-beton.

Struktur baja yang dipadukan dengan beton akan menghasilkan struktur komposit baja-beton yang memiliki banyak keuntungan. Keuntungan dalam struktur komposit baja-beton yaitu (1) penghematan berat baja (2) penampang balok baja yang digunakan lebih kecil, (3) kekakuan lantai meningkat, (4) kapasitas menahan beban lebih besar, (5) panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar. (Salmon and Johnson, 1996).

Penggunaan struktur komposit baja-beton dapat memperkecil penampang balok yang digunakan sehingga dapat menurunkan berat bangunan. Selain itu juga dapat meningkatkan kekakuan lantai bangunan sehingga periode getar bangunan akan lebih kecil. Hal ini akan menyebabkan gaya gempa yang diterima oleh struktur menjadi lebih kecil.

Dalam perancangan struktur yang perlu diperhatikan selain pemilihan material salah satunya adalah letak geografisnya. Letak geografis suatu daerah menentukan sistem struktur yang akan digunakan dalam perancangan struktur gedung bertingkat. Indonesia secara geografis terletak di antara tiga lempeng bumi yang aktif, yaitu lempeng Pasifik, lempeng Indo-Australia, dan lempeng Eurasia. Lempeng aktif artinya lempeng tersebut selalu bergerak dan saling berinteraksi. Hal tersebut yang menyebabkan sering terjadinya gempa bumi di Indonesia. Dengan kata lain struktur bangunan di Indonesia harus memiliki sifat duktail, yaitu kemampuan struktur dalam berdeformasi *inelastic* tanpa kehilangan kekuatan yang diakibatkan oleh beban gempa.

Sistem rangka pemikul momen merupakan kemampuan struktur untuk menahan beban gempa melalui kuat lentur dari komponen balok dan kolom. Sistem rangka pemikul momen yang digunakan di Indonesia ada 3 (tiga) macam yaitu (1) Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) digunakan pada zona gempa rendah, (2) Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah digunakan pada zonagempa menengah, (3) Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) digunakan pada zona gempa tinggi.

Yogyakarta merupakan salah satu kota yang termasuk dalam zona gempa tinggi. Walaupun sering terjadi gempa bumi, Yogyakarta merupakan kota yang terus berkembang dalam bidang pembangunan. Banyaknya wisatawan yang

berkunjung ke kota Yogyakarta menjadi salah satu alasannya, karena kota pariwisata perlu adanya fasilitas sarana dan pra sarana yang memadai. Diantaranya kebutuhan jasa pelayanan penginapan seperti hotel, wisma, *guesthouse*, dll.

Penggunaan struktur komposit baja-beton memiliki banyak keuntungan, maka dari itu peneliti mencoba untuk merencanakan ulang gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta menjadi struktur komposit baja-beton dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Perencanaan menggunakan peraturan SNI03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Beton Untuk Bangunan Gedung, SNI03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1729-2015 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung, dan SNI 1727-2013 tentang Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Pada akhirnya peneliti membandingkan respon struktur antara komposit baja-beton dengan beton bertulang. Respon struktur yang ditinjau adalah simpangan antar lantai.

1.2 RUMUSAN MASALAH

Berdasarkan uraian latar belakang dan agar diperoleh perencanaan struktur bangunan gedung dengan menggunakan struktur komposit baja-beton yang efisien tanpa mengabaikan faktor keselamatan dan fungsi bangunan tersebut, maka dapat dirumuskan permasalahan utama dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana desain struktur rangka komposit baja-beton pada struktur utama bangunan yang meliputi balok, kolom, pelat lantai serta sambungan balok kolom pada balok utama Hotel Gedong Agung Yogyakarta sesuai kaidah-kaidah perencanaan struktur gedung dan peraturan di Indonesia (SNI) ?
2. Berapa perbandingan berat antara struktur komposit baja-beton dengan struktur beton bertulang ?
3. Berapa nilai periode getar bangunan struktur komposit baja-beton dan struktur beton bertulang ?

4. Bagaimana perbandingan respon struktur yaitu simpangan antar lantai pada gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta antara komposit baja-beton dengan beton bertulang?

1.3 TUJUAN PENELITIAN

Adapun tujuan yang ingin dicapai dalam penelitian ini untuk :

1. mengetahui hasil desain struktur rangka komposit baja-beton pada struktur utama bangunan yang meliputi balok, kolom, pelat lantai serta sambungan balok kolom pada balok utama Hotel Gedong Agung Yogyakarta sesuai kaidah-kaidah perencanaan struktur gedung dan peraturan di Indonesia (SNI),
2. memperoleh hasil perbandingan berat antara struktur komposit baja-beton dengan struktur beton bertulang,
3. memperoleh nilai periode getar bangunan struktur komposit baja-beton dan struktur beton bertulang, dan
4. memperoleh hasil perbandingan respon struktur gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta antara komposit baja-beton dengan beton bertulang.

1.4 BATASAN PENELITIAN

Beberapa batasan masalah yang diambil guna lebih fokus dan sesuai dalam lingkup penyelesaian penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Obyek penelitian blok utama gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta memiliki 7 lantai, batasan perencanaan adalah sebagai berikut.
 - a. Perencanaan Atap
Pelat atap direncanakan menggunakan pelat komposit, yaitu dengan menggunakan dek baja bergelombang.
 - b. Perencanaan Pelat
Perencanaan pelat terdiri dari pelat lantai dan pelat atap. Pelat direncanakan menggunakan pelat komposit, yaitu dengan menggunakan dek baja bergelombang.

c. Perencanaan Balok

Perencanaan balok induk dan balok anak menggunakan analisis balok komposit. Perencanaan balok komposit terdiri dari profil baja *Wide Flange* dan penghubung geser yang diselubungi beton.

d. Perencanaan Kolom

Perencanaan struktur komposit berbentuk persegi dengan profil baja *Wide Flange* yang diselubungi beton.

2. Perencanaan ulang gedung Hotel ini menggunakan denah struktur yang telah ada dan hanya meredesain strukturnya yaitu dari beton bertulang menjadi struktur komposit baja-beton dengan mutu material sebagai berikut.
 - a. Mutu baja yang digunakan dalam penelitian ini adalah tegangan leleh $f_y = 240$ MPa untuk baja tulangan polos (BJTP) untuk $\varnothing \leq 12$ mm, dan $f_y = 400$ MPa untuk baja tulangan *deform* (BJTD) untuk $\varnothing \geq 12$ m.
 - b. Nilai f'_c diambil 25 MPa untuk komponen struktur pelat, balok, kolom dan pondasi.
 - c. Modulus elastisitas beton, $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ dan modulus elastis baja tulangan $E_s = 200000$ MPa.
4. Pemodelan input beban dan analisis struktur gedung menggunakan program ETABS v.15, dan bentuk pemodelan gedung berupa tiga dimensi.
5. Pembebanan yang diberikan pada struktur berupa beban mati, beban hidup, beban angin berdasarkan dengan SNI 1727-2013 dan beban gempa berdasarkan dengan SNI 03-1726-2012.
6. *Shearwall* dianggap sama dengan dinding (tidak termasuk jendela) dalam permodelan, sehingga gaya geser gempa seluruhnya dipikul oleh elemen-elemen struktural bangunan.
7. Tangga tidak dimodelkan, hanya diperhitungkan sebagai beban struktur.

8. Elemen Struktur yang direncanakan ulang (*redesigned*) menggunakan struktur komposit adalah pelat, balok, kolom dan sambungan balok kolom-kolom.
9. Struktur rangka pemikul momen yang digunakan dalam perencanaan ini adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
10. Perencanaan ulang gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta ini tidak memperhitungkan Rencana Anggaran Biaya (RAB), struktur bawah gedung, metode pelaksanaan, sistem drainase gedung, elektrikal dan arsitek gedung.
11. Struktur beton bertulang tidak direncanakan dalam penulisan ini, namun mengambil dari data *as built drawing*.
12. Respon struktur yang ditinjau adalah periode bangunan dan simpangan antar lantai.

1.5 MANFAAT PENELITIAN

Manfaat dari Tugas Akhir ini yaitu memperoleh alternatif lain dari desain struktur bangunan berupa struktur rangka komposit baja-beton dimana biasanya struktur bangunan dirancang menggunakan struktur beton bertulang atau struktur baja. Studi kasus bangunan Hotel Gedong Agung Yogyakarta.

1.6 LOKASI OBJEK PENELITIAN

Hotel Gedong Agung Yogyakarta ini sangat mudah ditemukan karena terletak di sebelah utara SMA N 9 Yogyakarta. Denah lokasi bangunan seperti yang terlihat pada Gambar 1.1 dibawah ini:



Gambar 1.1 Lokasi Bangunan dari Citra *Google Maps* 2016

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 RESPON STRUKTUR

Respon struktur akibat beban gempa dipengaruhi oleh bentuk bangunan itu sendiri. Menurut SNI 1726-2012 menyatakan bahwa struktur bangunan memiliki sudut dalam adalah salah satu konfigurasi bangunan yang dapat mengkategorikan suatu gedung menjadi struktur beraturan ataupun tidak beraturan. Untuk mengetahui respons struktur akibat gempa, maka perlu dilakukan analisis beban gempa yang sesuai dengan peraturan yang berlaku.

Analisis beban gempa dapat dilakukan dengan analisis beban dinamik dan analisis beban statik. Analisis dinamik umumnya hanya bekerja pada rentang waktu tertentu dan dapat menyebabkan timbulnya gaya inersia pada pusat massa yang arahnya berlawanan dengan arah gerakan. Karena beban dinamik berubah-ubah intensitasnya menurut waktu, maka pengaruhnya terhadap struktur juga berubah-ubah menurut waktu. Oleh karena itu penyelesaian problem dinamik harus dilakukan secara berulang-ulang menyertai sejarah pembebanan yang ada. Beban dinamik lebih kompleks dibanding beban statik, baik dari bentuk fungsi bebannya maupun akibat yang ditimbulkan (Widodo, 2001).

2.2 STRUKTUR KOMPOSIT

Portal terdiri dari balok dan kolom, baik yang terhubung secara rigid atau hanya terhubung sederhana dengan penopang diagonal untuk menjaga stabilisasinya. Biasanya portal didesain secara lebih kaku pada salah satu arah daripada arah lainnya. Dengan demikian, bangunan tersebut dapat diperlakukan sebagai serangkaian rangka bidang cukup mempengaruhi bidang lainnya maka rangka tersebut harus diperlakukan sebagai rangka ruang 3 dimensi (Salmon and Johnson, 1992). Struktur baja yang dipadukan dengan beton sebagai bahan konstruksi utama suatu bangunan akan menghasilkan struktur komposit yang

memiliki banyak keuntungan. Misalnya, pada struktur beton bertulang dimana terjadi momen positif, gaya tarik yang bekerja didukung oleh besi tulangan, namun pada struktur komposit gaya tarik tersebut dipikul oleh profil baja. Keistimewaan yang nyata dalam sistem komposit adalah (1) penghematan berat baja (2) penampang balok baja yang digunakan lebih kecil, (3) kekakuan lantai meningkat, (4) kapasitas menahan beban lebih besar, (5) panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar. (Salmon and Johnson, 1996).

2.3 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN

Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur. Sistem ini terbagi menjadi 3, yaitu SRPMB (Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa), SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah), dan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus). (SNI 03-1726-2012)

2.4 LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN (LRFD)

Load and resistance factor design (LRFD) atau Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBK) merupakan metode yang memproporsikan komponen struktur sedemikian sehingga kekuatan desain sama atau melebihi kekuatan perlu komponen akibat aksi kombinasi beban DFBK. (SNI 1729-2015)

Secara umum, suatu struktur dikatakan aman apabila memenuhi persyaratan sebagai berikut.

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (2.1)$$

Bagian kiri dari Persamaan 2.1 mempresentasikan tahanan atau kekuatan dari sebuah komponen atau sistem struktur dan bagian kanan persamaan menyatakan beban yang harus dipikul struktur tersebut. Jika tahanan nominal (R_n) dikalikan suatu faktor tahanan (ϕ) maka akan diperoleh tahanan rencana. Namun

demikian, berbagai macam beban (beban mati, beban hidup, gempa, dan lain-lain) pada bagian kanan Persamaan 2.1 dikalikan suatu factor beban γ_i untuk mendapatkan jumlah beban terfaktor $\sum \gamma_i Q_i$. (Setiawan, A 2008)

2.5 PENELITIAN SEBELUMNYA

Penelitian mengenai perancangan bangunan dan perancangan struktur rangka komposit telah dilakukan oleh beberapa peneliti terdahulu yang membahas dan menganalisis struktur bangunan.

2.5.1 Modifikasi Perencanaan Struktur Baja Komposit Pada Gedung Perpustakaan Universitas Negeri Jember

Ferry Indraraja, (2011) telah melakukan modifikasi dan merencanakan ulang struktur gedung menggunakan struktur baja komposit. Modifikasi yang dilakukan pada gedung tersebut adalah jumlah lantai dari 7 lantai menjadi 10 lantai. Perancangan gedung ini berdasarkan “Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)”, “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)” dan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983. Analisa struktur gedung ditinjau pengaruh beban gempa dinamik terhadap struktur gedung tersebut. Hal tersebut diakibatkan terdapat tonjolan lebih besar dari 25% dari arah terbesar denah pada yang ditinjau, sehingga tidak memenuhi salah satu syarat konfigurasi bangunan gedung sebagai bangunan sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 4.2.1.

Hasil perencanaan struktur gedung tersebut terdiri dari atap baja dengan dimensi profil gording WF.150.75.5.7 dan kuda-kuda profil WF.300.150.5.9. Struktur pada portal menggunakan baja komposit dengan kolom dari profil Kingcross 500.200.10.16 berselubung beton 700 cm x 700 cm, balok komposit dengan profil WF.500.200.16, alat penyambung geser tipe stud $\varnothing 16$ mm. Sambungan direncanakan sebagai sambungan kaku dengan memakai baut mutu A325 kuat putus baut 6237 kg/m² diameter 24 mm. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang beton pracetak 50 cm. *Sloof* ukuran 300 cm x 500 cm dengan tulangan utama 5D16 dan tulangan geser $\varnothing 12-200$.

2.5.2 Perencanaan Ulang Gedung Penghubung Hotel Alimar Malang Dengan Konstruksi Baja Komposit Menggunakan Metode LRFD

Agus Imam Fahruda, (2016) telah melakukan modifikasi dan merencanakan ulang struktur gedung menggunakan struktur baja komposit. Fungsi gedung penghubung Hotel Alimar yaitu selain sebagai penghubung antar gedung juga difungsikan sebagai kamar tempat menginap. Dalam merencanakan ulang gedung penghubung menggunakan metode LRFD (*Load Resistance Factor Design*) adalah spesifikasi yang dikeluarkan oleh AISC (*American Institute of Steel Construction*). Untuk perencanaan konstruksi baja, berdasarkan ketahanan metode kekuatan ultimit (Metode Plastis). Pada plat lantai gedung penghubung Hotel Alimar menggunakan konstruksi komposit dimana terdapat kombinasi monolit antara dua macam bahan yang berbeda, yaitu beton dan baja. Diharapkan terjadi interaksi penuh antara baja dan beton dengan memasang alat penghubung geser atau *shear connector*. Perencanaan gedung penghubung menggunakan struktur rangka baja merupakan salah satu bentuk yang mempunyai kekuatan dan kekakuan yang cukup serta mudah dalam pelaksanaannya. Semua beban didistribusikan keseluruhan rangka utama melalui balok anak.

Dari analisa perencanaan dimensi plat lantai menggunakan steel deck didapat diameter tulangan *weirmesh* 8 mm spasi 100 mm. Dimensi balok anak dengan menggunakan profil WF 250 x 125 x 6 x 9 mm menggunakan penghubung geser head stud $\hat{A}^{\frac{1}{2}}\hat{A}$ ” x 9 cm. Rangka baja utama menggunakan profil WF 300 x 300 x 10 x 15 mm. Sambungan baut menggunakan tipe A 325 diameter 1,905 cm dan plat buhul dengan tebal 20 mm fy 290 dan fu 500. Perletakan gedung penghubung menggunakan tumpuan sendi-roll diantara gedung penghubung dan sisi gedung terdapat dilatasi sebesar 6 cm.

2.5.3 Kuat Lentur Balok Komposit Baja-Beton Pasca Bakar

Ahmad Tohir dan Lilis Indriani, (2012) telah melakukan penelitian kuat lentur balok komposit baja-beton pasca bakar, tidak lain bertujuan untuk mengetahui kekuatan sisa yang dimaksud meliputi degradasi kuat lentur dan perilaku balok komposit baja-beton setelah mengalami kebakaran. Nilai kekakuan (P/Δ), faktor kekakuan (EI) dan kapasitas lentur (M_n) balok komposit baja-beton

yang diperoleh dari grafik hubungan beban –lendutan dan grafik momen kelengkungan dapat memberikan gambaran yang jelas untuk tujuan itu.

Dengan memperhatikan grafik hubungan beban-lendutan dan momen-kelengkungan menunjukkan bahwa balok komposit baja-beton (*concrete-encased beam*) yang dibakar pada suhu konstan selama 3 jam akan terjadi penurunan nilai kekakuan pada suhu 200°C sebesar 20% dan terus meningkat dengan bertambahnya temperature. Faktor kekakuan (EI) turun lebih dari 50% pada suhu 200°C sampai 400°C, sedangkan kuat lentur(Mn) mengalami penurunan sebesar 13,33% pada suhu 300°C dan 16,67% pada suhu 400°C, akan tetapi pada suhu 200°C kuat lentur maksimum masih dapat dipertahankan (kuat lentur maksimal masih 100%).

Dengan demikian dari penelitian ini diperoleh hasil bahwa balok komposit baja-beton (*concrete-encased beam*) pasca bakar akan mengalami degradasi kuat lentur seiring dengan kenaikan suhu dan lama pembakaran. Selain itu dengan bertambahnya temperature, faktor daktilitas balok komposit menjadi turun terutama daktilitas kelengkungan menunjukkan penurunan yang sangat tajam. Namun demikian pada kondisi tertentu, balok seperti ini masih memiliki kekuatan dan kekakuan yang memadai sehingga masih layak untuk difungsikan kembali asalkan deformasi pada beton tidak menunjukkan penurunan yang besar dan masih dapat diperbaiki.

2.7 PERBANDINGAN PENELITIAN SEKARANG DENGAN PENELITIAN TERDAHULU

Tabel 2.1 Perbedaan dengan Penelitian Terdahulu

	Peneliti	Judul Penelitian	Tujuan Penelitian	Metode
Penelitian Terdahulu	Ferry Indraharja (2011)	Modifikasi Perencanaan Struktur Baja Komposit Pada Gedung Perpustakaan Universitas Negeri Jember	Modifikasi jumlah lantai dan merencanakan ulang struktur gedung menggunakan struktur baja komposit	Peraturan yang digunakan adalah SNI 03-1729-2002, SNI 03-1726-2002, PPIUG 1983
	Agus Imam Fahruda (2016)	Perencanaan Ulang Gedung Penghubung Hotel Alimar Malang Dengan Konstruksi Baja Komposit Menggunakan Metode LRFD	Merencanakan struktur baja komposit untuk bangunan yang mengacu pada SNI Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung 2002	<i>Load Resistance Factor Design</i> (LRFD)
	Lilis Indriani dan Ahmad Tohir (2012)	Kuat Lentur Balok Komposit Baja-Beton Pasca Bakar	Mengetahui kuat lentur balok komposit baja-beton pasca bakar dan membandingkan dengan kuat lentur balok komposit baja-beton yang tidak terbakar.	Penelitian dengan variasi suhu 200°C, 300°C, 400°C dan tanpa pembakaran sebagai pembanding
Penelitian yang Akan Dilakukan	Peneliti	Studi Komparasi Respon Struktur Hotel Gedong Agung Yogyakarta Antara Komposit Baja-Beton Dengan Beton Bertulang	Memperoleh hasil perbandingan respon struktur gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta antara komposit baja-beton dengan beton bertulang	Peraturan yang akan digunakan adalah SNI 03-1726-2012, SNI 03-2847-2013, SNI 1729-2015, SNI 1727-2013

2.8 KEASLIAN PENELITIAN

Perbedaan antara Tugas Akhir ini dengan Tugas Akhir terdahulu yaitu :

1. Lokasi dan jenis gedung diteliti. Pada penelitian ini dilakukan perencanaan ulang gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta menggunakan struktur komposit baja-beton.
2. Pada penelitian ini membandingkan respon struktur Hotel Gedong Agung Yogyakarta antara komposit baja-beton dengan beton bertulang.
3. Pada sistem pemikul momen, pada penelitian ini memakai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK).
4. *Software* yang digunakan dalam menganalisis strukturnya, pada bangunan gedung menggunakan ETABS v.15.
5. Peraturan yang digunakan yaitu SNI03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Beton Untuk Bangunan Gedung, SNI03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1729-2015 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung, dan SNI 1727-2013 tentang Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 UMUM

Didalam perencanaan struktur gedung memiliki ketentuan-ketentuan sendiri dalam setiap tahap perencanaannya. Hal tersebut akan terus berkembang seiring dengan kemajuan ilmu pengetahuan dan teknologi guna memperoleh perencanaan struktur yang lebih baik dari segi struktural dan hemat dari segi ekonomi.

Pada perencanaan ulang struktur Hotel Gedong Agung Yogyakarta akan menggunakan peraturan-peraturan yang telah menjadi acuan untuk bangunan gedung di Indonesia. Pada perencanaan struktur bangunan akan menggunakan peraturan SNI03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Beton Untuk Bangunan Gedung, SNI03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1729-2015 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung, dan SNI 03-1727-2013 tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain.

3.2 KETENTUAN PEMBEBANAN STRUKTUR

Proses perencanaan struktur dimulai dari perhitungan beban-beban yang harus didukung oleh struktur tersebut. SNI 03-1727-2013 tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain menyebutkan bahwa struktur gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap pembebanan-pembebanan akibat beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa dan beban khusus.

Pembebanan yang bekerja pada perencanaan gedung di Tugas Akhir ini diperhitungkan menurut SNI 03-1727-2013 tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain, yang mana beban tersebut adalah sebagai berikut.

3.2.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan structural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk keran (SNI 03-1727-2013). Menurut SNI 03-1727-2013 Pasal 3.1.2 bahwa beban mati untuk perancangan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang.

3.2.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati (SNI 03-1727-2013). Beban hidup pada perencanaan ini terbagi menjadi beban hidup yang terjadi pada lantai gedung dan beban hidup yang terjadi pada atap gedung.

Perencanaan pembebanan untuk beban hidup disesuaikan dengan standar pembebanan SNI 1727-2013. Berikut merupakan beban hidup yang direncanakan bekerja pada struktur gedung seperti terlihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum

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 dilantai)	100 (4,79) ^a	
Lobi	100 (4,79) ^a	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79) ^a	
Panggung pertemuan	100 (4,79) ^a	
Lantai podium	100 (4,79) ^a	

Lanjutan **Tabel 3.1** Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum

Hunian atau Penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m ²)	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor Lantai Pertama Lantai lain	100 (4,79) sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79) ^a	
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 in. x 2 in [50mmx50mm])		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan (pada area 1in. x 1 in. [25mm x 25mm])		200 (0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran Hunian satu keluarga saja	100 (4,79) 40(1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5	
Susunan tangga, rel pengaman dan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Rumah tinggal Hunian (satu keluarga dan dua keluarga) Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur Semua hunian rumah tinggal lainnya Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka Ruang publik dan koridor yang melayani mereka	 10 (0,48) ^l 20 (0,96) ^m 30(1,44) 40 (1,92) 40 (1,92) 100 (4,79)	

Tabel 3.1 Beban hidup terdistribusi merata minimum, L_o dan beban hidup terpusat minimum (Lanjutan)

Hunian atau Penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat Lb (kN)
Atap		
Atap datar, berhubung dan lengkung		i
Atap digunakan untuk taman atap	20 (0,96) ^a	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain	100 (4,79)	
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya	Sama seperti hunian	
Awning dan kanopi	dilayani	
Kontruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan		200 (0,89)
Rangka tumpau layar penutup	5 (0,24) tidak boleh direduksi	
Semua kontruksi lainnya		
Komponen struktur atap utama, yang berhubungan langsung dengan pekerjaan lantai	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan	
Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap diatas pabrik, gundang dan perbaikan garasi	bedasarkan luas	2000 (8,9)
Semua komponen struktur atap utama lainnya	trubutaru dar ata yang ditumpu oleh rangka	300 (1,33)
Semua permukaan atap deangan beban pekerja pemeliharaan	20 0,96)	300 (1,33)
Tangga dan jalan keluar	100 (4,79)	300 ^r
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	40 (1,92)	300 ^r
Gudang diatas lengir-langit	20 (0,89)	
Gudang penyimpanan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat)		
Ringan	125 (6,00) ^a	
berat	250 (11,97) ^a	
Perkarangan dan teras jalur pejalan kaki	100 (4,79) ^a	

Sumber : SNI 1727-2013

3.2.3 Beban Angin

Beban angin ialah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Parameter yang digunakan dalam penentuan beban angin yang bekerja pada gedung menurut SNI 1727-2013 adalah sebagai berikut.

1. Kecepatan Angin Dasar (V)
Kecepatan angin dasar merupakan kecepatan angin rata-rata yang terjadi setiap periode pada suatu wilayah.
2. Kategori Eksposur (K_h)

Eksposur arah angin ditentukan pada kekasaran permukaan tanah yang ditentukan dari topografi alam, vegetasi dan fasilitas bangunan.

3. Koefisien Tekan Internal

Koefisien tekan internal dengan klasifikasi desain gedung yang tertutup penuh menurut SNI 1727-2013 akan dijelaskan pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Koefisien Tekanan Internal

Klasifikasi Ketertutupan	(GCp)
Bangunan gedung terbuka	0
Bangunan gedung tertutup sebagian	0,56
	-0,55
Bangunan tertutup	0,18
	-0,18

Sumber : SNI 1727-2013

4. Koefisien Tekan Dinding

Harga koefisien tekan akibat gaya angin pada dinding gedung menurut SNI 1727-2013 akan dijelaskan pada Tabel 3.3

Tabel 3.3 Koefisien Tekanan Dinding

Permukaan	L/B	Cp
Dinding di sisi angin datang	seluruh nilai	0,8
Dinding di sisi angin	0-1	-0,5
	2	-0,3
	>4	-0,2
Dinding tepi	seluruh nilai	-0,7

Sumber : SNI 1727-2013

3.2.4 Beban Hujan

Setiap bagian dari suatu atap harus dirancang sesuai dengan ketentuan dari semua air hujan yang terkumpul apabila sistem drainase primer untuk bagian tersebut tertutup ditambah beban merata yang disebabkan oleh kenaikan air diatas lubang masuk system drainsae sekunder pada aliran rencananya.

Perencanaan pembebanan untuk beban hujan disesuaikan dengan standar pembebanan SNI 1727-2013. Berikut merupakan beban hujan yang direncanakan bekerja pada struktur gedung.

$$R = 5,2 (d_s + d_h) \quad (3.1)$$

Dalam SI $R = 0,0098(d_s + d_h) \quad (3.2)$

Keterangan:

R = beban air hujan pada atap yang tidak melendut, dalam lb/ft² (kN/m²). Apabila istilah atap yang tidak melendut digunakan, lendutan dari beban (termasuk beban mati) tidak perlu diperhitungkan ketika menentukan jumlah air hujan pada atap.

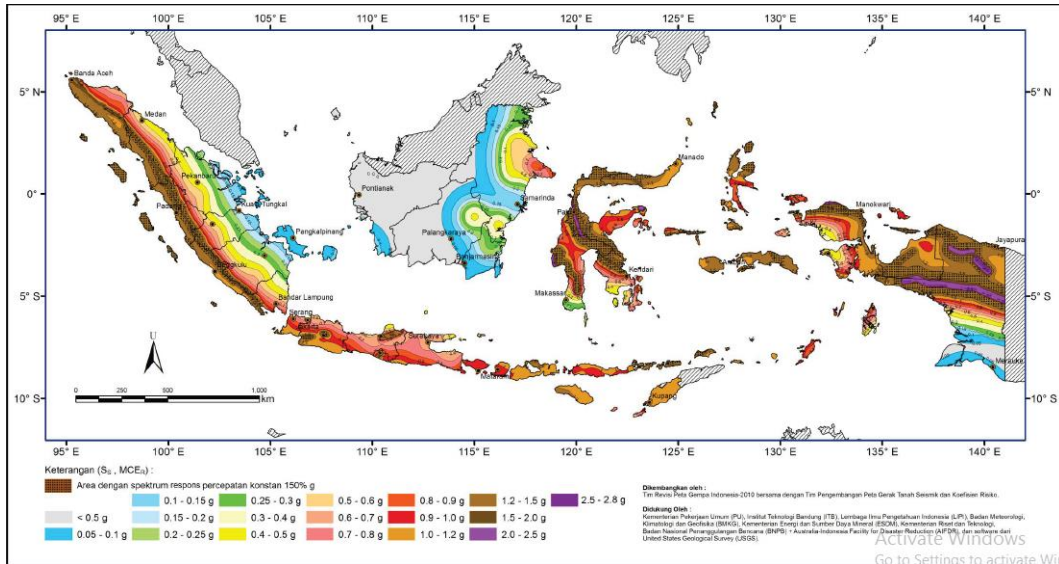
d_s = kedalaman air pada atap yang tidak melendut meningkat ke lubang masuk sistem drainase sekunder apabila sistem drainase primer tertutup (tinggi statis), dalam in.(mm).

d_h = tambahan kedalaman air pada atap yang tidak melendut di atas lubang masuk sistem drainase sekunder pada aliran air rencana (tinggi hidrolis), dalam in.(mm).

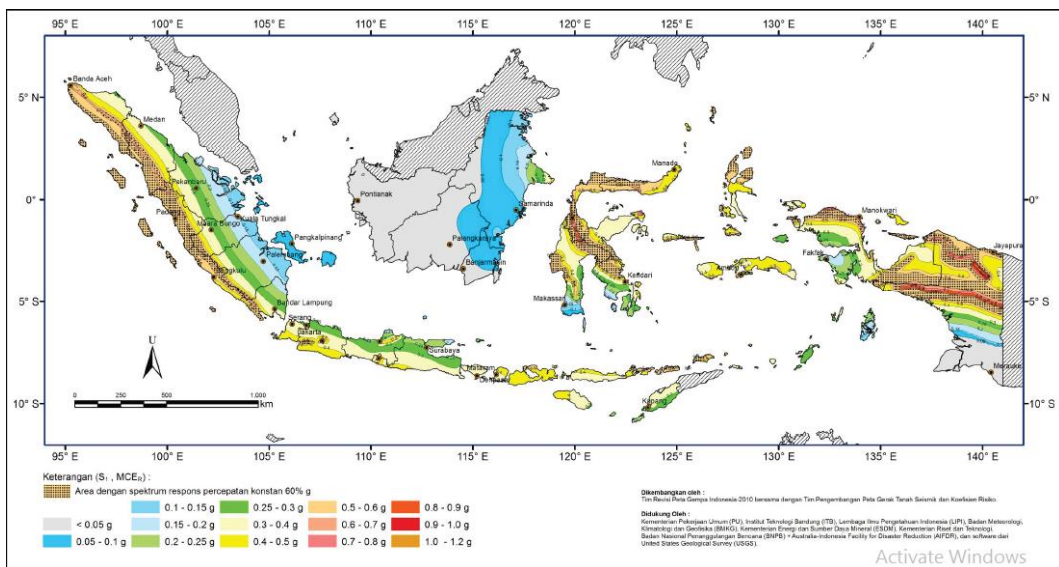
3.2.5 Beban Gempa

Beban gempa ialah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Peraturan mengenai perencanaan beban gempa untuk bangunan telah diatur dalam SNI-03-1726-2012.

Akumulasi gempa di Indonesia telah diatur dalam SNI 1726-2012. Menurut peraturan yang berlaku terdapat sejumlah peta wilayah gempa yang dibagi menurut percepatan respon gempa pada batuan dasar seperti pada Gambar 3.1 dan Gambar 3.2.



Gambar 3.1 Peta Wilayah Gempa Indonesia Pada Kelas Situs SB Percepatan Respon Gempa 150% g (Sumber: SNI 03-1726-2012)



Gambar 3.2 Peta Wilayah Gempa Indonesia Pada Kelas Situs SB Percepatan Respon Gempa 60% g (Sumber: SNI 03-1726-2012)

Untuk mendapatkan gaya geser yang ditimbulkan oleh beban gempa maka diperlukan sejumlah parameter yang dapat dihitung secara matematis. Parameter yang digunakan dalam perencanaan pembebanan gempa pada struktur gedung menurut SNI 1726-2012 berikut ini.

1. Kelas Lokasi Tanah

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan dipermukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar kepermukaan tanah untuk suatu situs diperlukan klasifikasi kelas situs.

2. Koefisien Amplifikasi Getaran

Faktor amplifikasi getaran meliputi percepatan getaran periode pendek (F_a) yang dapat diakumulasi dari Tabel 3.4 dan percepatan periode 1 detik (F_v) yang dapat diakumulasi dari Tabel 3.5.

Tabel 3.4 Koefisien Periode Pendek (F_a)

Kelas situs	Parameter respon pada periode 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

Sumber : SNI 1726-2012

Tabel 3.5 Koefisien Periode 1 Detik (F_v)

Kelas situs	Parameter respon pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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	2,0	1,6	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4

Sumber : SNI 1726-2012

3. Parameter Percepatan Respon Spectra

Menurut SNI 1726-2012 nilai parameter percepatan respon spectra dapat dikalkulasi dengan persamaan berikut.

a. $S_{MS} = F_a \times S_s$ (3.3)

b. $S_{M1} = F_v \times S_1$ (3.4)

4. Parameter Percepatan Respon Desain

Menurut SNI 1726-2012 nilai percepatan respon desain dapat dikalkulasi dengan persamaan berikut.

a. $S_{DS} = 2/3 S_{MS}$ (3.5)

b. $S_{D1} = 2/3 S_{M1}$ (3.6)

5. Periode Fundamental

Menurut SNI 1726-2012 nilai periode getar fundamental gedung yang didesain dapat dikalkulasi dengan persamaan berikut :

a. $T_0 = 0,2 S_{D1}/S_{DS}$ (3.7)

b. $T_s = S_{D1}/S_{DS}$ (3.8)

6. Faktor Keutamaan

Tingkat kepentingan suatu struktur sangat beragam. Hal tersebut bergantung dari kategori atau kerugian ketika terjadi kegagalan akibat beban gempa. Menurut SNI 1726-2012 kategori resiko beban gempa untuk bangunan gedung dan non gedung tercakup dalam Tabel 3.6 yaitu :

Tabel 3.6 Kategori Resiko Beban Gempa Bangunan Gedung dan Non Gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan tetapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none">• Fasilitas Pertanian, Peternakan, Perkebunan dan Perikanan• Fasilitas sementara• Gudang penyimpanan• Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung atau struktur lain, kecuali yang termasuk dalam resiko gempa I, III, dan IV tetapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none">• Perumahan• Rumah toko dan rumah kantor• Gedung Perkantoran• Apartemen atau rumah kantor• Pusat perbelanjaan• Bangunan industry• Pabrik dan fasilitas manufaktur	II
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none">• Bioskop, gedung pertemuan, stadion, penjara• Fasilitas kesehatan tanpa unit bedah dan unit gawat darurat• Fasilitas penitipan anak dan orang jompo Gedung dan non gedung yang tidak termasuk kategori IV namun mempunyai dampak ekonomi yang besar dan/ atau gangguan masal terhadap kehidupan masyarakat bila terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none">• Pusat pembangkit listrik biasa• Fasilitas penanganan air• Fasilitas penanganan limbah dan pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk kategori IV (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses penanganan, penyimpanan atau pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dengan kandungan bahan diluar ambang batas dan cukup membahayakan manusia bila terjadi kebocoran	III
Gedung dan non gedung yang ditujukan sebagai fasilitas penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none">• Bangunan-bangunan monumental• Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan• Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki unit gawat darurat dan fasilitas bedah• Fasilitas pemadam kebakaran, kantor polisi, ambulan serta garasi kendaraan darurat• Tempat perlindungan gempa bumi, angin, badai dan tempat perlindungan lainnya• Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas darurat lainnya	IV

Sumber : SNI 1726-2012

Faktor keutamaan (I) diperuntukkan memperbesar beban gempa rencana agar struktur tersebut dapat memikul beban gempa dengan dengan periode ulang yang lebih panjang dengan kata lain kerusakan yang lebih kecil faktor keutamaan gempa dapat ditentukan dengan Tabel 3.7

Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Sumber : SNI 1726-2012

7. Kategori Resiko

Kategori resiko terjadinya gempa seismik digolongkan berdasar percepatan respon desain saat 0,2 detik (S_{DS}) yang tertera pada Tabel 3.8

Tabel 3.8 Kategori Resiko Gempa

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

Sumber : SNI 1726-2012

8. Sistem Penahan Gaya Seismik

Jenis penahan gaya seismik ditentukan oleh tipe material dan kategori resiko yang diijinkan. Setiap ragam dan jenis penahan gaya mempunyai harga faktor reduksi gempa dan faktor pembesaran defleksi yang berbeda. Seperti yang tertera pada Tabel 3.9 dan Tabel 3.10

Tabel 3.9 Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)^c

Sistem penahan-gaya sesismik	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
	Kategori desain seismik				
	B	C	D ^d	E ^d	F ^d
1. Rangka baja pemikul momen khusus	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	TB	TB	10 ^{h,i}	TI ^b	TI ⁱ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	10	10	10	10	10

Sumber : SNI 1726-2012

Tabel 3.10 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih system, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3
5. Rangka beton bertulang pemikul momen	8	3	5,5
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5
7. Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3

Lanjutan **Tabel 3.10** Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih system, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b
8. Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3
9. Rangka beton bertulang pemikul momen	8	3	5,5
10. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5
11. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5
12. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5,5
13. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4,5
14. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5,5
15. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2,5
16. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3,5	3 ⁰	3,5

Sumber : SNI 1726-2012

9. Batas Periode Fundamental

Batas periode fundamental (T_a) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan. Hal ini diatur dalam SNI 1726-2012. Dimana nilai T yang diijinkan adalah dengan pendekatan sebagai berikut.

$$T_a = C_t x h_n^x \quad (3.9)$$

Keterangan:

h_n adalah ketinggian struktur, dalam (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_t dan x ditentukan dari Tabel sebagai berikut.

Tabel 3.11 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 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 1726-2012

10. Koefisien Respon Seismik

Nilai koefisien respon seismik berfungsi untuk menjamin agar struktur dapat memikul beban gempa yang dapat menimbulkan kerusakan pada struktur. Koefisien C_s bergantung pada kelas situs tanah dan nilai periode fundamental (T_a) yang didesain. Harga koefisien respon seismik menurut SNI 1726-2012 Pasal 6.4.3 adalah :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{I_e R} \quad (3.10)$$

$$C_s \leq \frac{S_{DS}}{I_e R T_a}$$

11. Gaya Geser Dasar (V)

Nilai gaya geser dasar yang bekerja pada gedung dapat dihitung dengan persamaan :

$$V = W_i C_s \quad (3.11)$$

12. Gaya Desain (F_i)

Nilai geser desain (F_i) merupakan nilai geser yang bekerja pada setiap lantai gedung. Gaya geser desain ini bekerja pada titik berat struktur dan

diproyesikan menurut sumbu kerja x dan y. Nilai geser desain struktur gedung menurut SNI 1726-2012 Pasal 7.10.1.1 adalah :

$$F_i = \frac{W_i Z_i}{\sum_{i=1}^n W_i Z_i} \quad (3.12)$$

13. Batas Simpangan

Akumulasi batas simpangan antar lantai (Δ) diatur dalam SNI 1726-2012 Pasal 7.12.1.1. Dimana nilai kinerja batas layan tidak boleh melebihi :

$$\Delta a / \rho \quad (3.13)$$

dimana :

$$\Delta a = 0,02 h_{sx}$$

h_{sx} = tinggi tingkat dibawah tingkat x

$$\rho = 1,3$$

14. Pengaruh beban gempa horizontal

Pengaruh beban gempa horizontal, E_h , harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagai berikut.

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.14)$$

Keterangan:

Q_E = pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau F_p .

ρ = faktor redundansi

15. Pengaruh beban gempa vertical

Pengaruh beban gempa vertical, E_v , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$E_v = 0,2S_{DS}D \quad (3.15)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter percepatan spectrum respons desain pada periode pendek

D = pengaruh beban mati

3.2.6 Kombinasi Pembebanan

Perencanaan suatu struktur untuk keadaan-keadaan stabil batas, kekuatatan batas dan kemampuan layan batas maka harus memperhitungkan kombinasi-kombinasi pembebanan.

Menurut peraturan SNI-03-1726-2012 Pasal 4.2.2, kombinasi pembebanan adalah sebagai berikut.

$$1,4D \quad (3.16)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.17)$$

$$1,2D + 1,6L(L_r \text{ atau } R) + (L_r \text{ atau } 0,5W) \quad (3.18)$$

$$1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R) \quad (3.19)$$

$$1,2D + 1,0E + L \quad (3.20)$$

$$0,9D + 1,0W \quad (3.21)$$

$$1,2D + 1,0E \quad (3.22)$$

Pengecualian faktor beban untuk L pada Persamaan(3.18), (3.19) dan (3.20) boleh diambil sama dengan 0,5 kecuali untuk ruangan garasi, ruangan pertemuan yang nilai beban hidupnya lebih besar daripada 500 kg/cm^2 .

Bila beban air F bekerja pada struktur, maka keberadaannya harus diperhitungkan dengan nilai factor beban yang sama dengan factor beban untuk beban mati D pada Persamaan (3.16) hingga (3.20) dan (3.22).

Keterangan :

D = beban mati.

L = beban hidup

- L_r = beban hidup atap
- R = beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air
- W = beban angin
- E = beban gempa.

1. Pengaruh beban gempa

Pengaruh beban gempa E , pada Persamaan (3.20) dan (3.22), menurut SNI 1726-2012 Pasal 7.4.2 harus ditentukan sebagai berikut.

- a. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban seperti pada Persamaan (3.20), E harus ditentukan sesuai dengan Persamaan berikut.

$$E = E_h + E_v \quad (3.23)$$

- b. Untuk penggunaan dalam kombinasi beban seperti pada Persamaan (3.22), E harus ditentukan sesuai dengan Persamaan berikut.

$$E = E_h - E_v \quad (3.24)$$

Keterangan:

E = pengaruh beban gempa

E_h = pengaruh beban gempa horizontal

E_v = pengaruh beban gempa vertikal

2. Pengaruh beban gempa horizontal

Pengaruh beban gempa horizontal, E_h , harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagai berikut.

$$E_h = \rho Q_E \quad (3.25)$$

Keterangan:

Q_E = pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau F_p .

ρ = faktor redundansi

3. Pengaruh beban gempa vertikal

Pengaruh beban gempa vertikal, E_v , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$E_v = 0,2S_{DS}D \quad (3.26)$$

Keterangan:

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

D = pengaruh beban mati

3.3 BEBAN NOTIONAL

Ketidaktepurnaan geometri disebutkan dalam SNI 1729 2015 Pasal bagian C2.2 bahwa ketidaktepurnaan pada lokasi titik perpotongan dari komponen struktur atau pengaruh cacat bawaan. Pada struktur bangunan gedung tipikal, ketidaktepurnaan dari tipe ini adalah kemiringan kolom dan ketidaktepurnaan pemodelan langsung. Ketidaktepurnaan geometri diwakili dengan penggunaan beban national. Beban national harus digunakan sebagai beban lateral pada semua level. Beban national harus ditambahkan ke beban lateral lainnya dan harus digunakan pada semua kombinasi beban. Besar beban national tersebut adalah:

$$N_i = 0,002 \cdot \alpha \cdot Y_i$$

Keterangan:

α = 1,0 (DFBK)

N_i = Beban national yang digunakan pada level i dari kombinasi beban DFBK dengan satuan Newton

3.4 PERENCANAAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON

Struktur bangunan gedung terdiri dari struktur atas dan bawah. Struktur atas adalah bagian dari struktur bangunan gedung yang berada di atas muka tanah. Struktur bawah adalah bagian dari struktur bangunan gedung yang terletak di bawah muka tanah, yang dapat terdiri dari struktur besmen, dan/atau struktur fondasinya.

Struktur bangunan gedung harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energi yang cukup untuk menahan gerak tanah desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan yang disyaratkan.

3.4.1 Pelat Komposit

Dek baja yang akan dipakai dalam perencanaan ini adalah jenis gelombang dek yang arahnya tegak lurus terhadap balok baja penumpu. Persyaratan dek baja bergelombang dan penghubung gesernya untuk digunakan dalam komponen struktur komposit yang diatur dalam SNI-1729-2015 Pasal I3.2c.1 sebagai berikut.

1. Tinggi maksimum dek baja, $h \leq 75\text{mm}$.
2. Lebar rata-rata minimum dari gelombang dek, $w > 50\text{mm}$, lebar ini tidak boleh lebih besar dari lebar bersih minimum pada tepi atas dek baja.
3. Tebal pelat minimum diukur dari tepi atas dek baja = 50 mm.
4. Tinggi maksimum *stud* diukur dari sisi dek baja paling atas = 400 mm.
5. Jarak antara penghubung-penghubung geser jenis *stud* sepanjang balok penumpu tidak boleh lebih dari 900 mm.

3.4.2 Balok Komposit

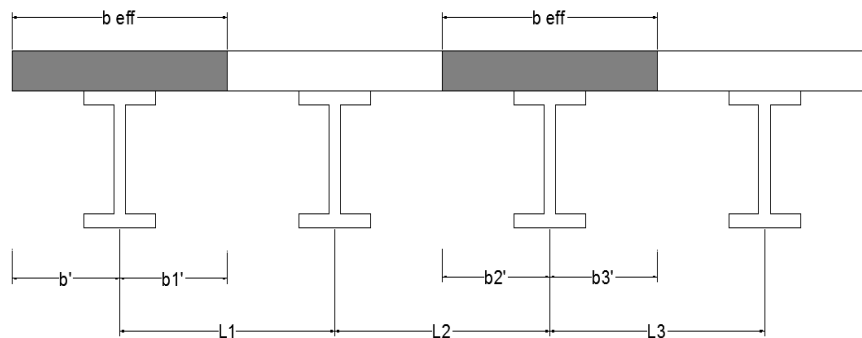
Balok adalah komponen struktur horizontal nominal yang memiliki fungsi utama untuk menahan momen lentur. Desain balok yang digunakan dalam perencanaan ini adalah balok baja komposit beton yang mengacu pada SNI 03-1729-2015. Menurut peraturan SNI 03-1729-2015 jenis balok komposit sebagai berikut.

1. Balok komposit dengan pelat beton dicor di tempat.

2. Balok komposit menggunakan *precast reinforced concrete planks* dimana bagian atasnya dicor ditempat.
3. Balok komposit yang diberikan perkuatan dibagian gesernya.
4. Balok komposit yang menggunakan dek baja bergelombang.

A. Lebar Efektif Balok Komposit

Dalam perencanaan balok baja komposit analisa kekuatan penampang ditentukan oleh lebar efektif dari *slab* beton terhadap balok baja yang menumpu. Hal tersebut seperti yang ditunjukkan Gambar 3.3



Gambar 3.3 Lebar Efektif Penampang

Menurut SNI 1729-2015 Pasal 12.4.1, lebar efektif untuk *slab* beton yang bekerja secara komposit balok baja adalah sebagai berikut.

1. Untuk gelagar interior

$$b_{eff} \leq \frac{L}{4} \quad (3.27)$$

$$b_{eff} \leq \frac{(L_1+L_2)}{2} \quad (3.28)$$

2. Untuk gelagar eksterior

$$b_{eff} \leq \frac{L}{8} \quad (3.29)$$

$$b_{eff} \leq \frac{L1}{2} + b' \text{ jarak dari pusat balok ke pinggir slab}$$

Dimana :

b_{eff} adalah lebar efektif balok

b' adalah bentang antara balok

L adalah panjang balok

B. Kuat Lentur Nominal Balok Komposit

Kuat lentur nominal komposit pada kondisi momen positif, kondisi penampang beton adalah tekan. Kuat lentur momen nominal positif desain ($\Phi \cdot M_n$) dari suatu komponen struktur komposit menurut SNI 1729-2015 Pasal bagian I3.2a sebagai berikut:

1. Untuk $h/tw \leq 3,76 \sqrt{EIfy}$ (3.30)

M_n ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis)

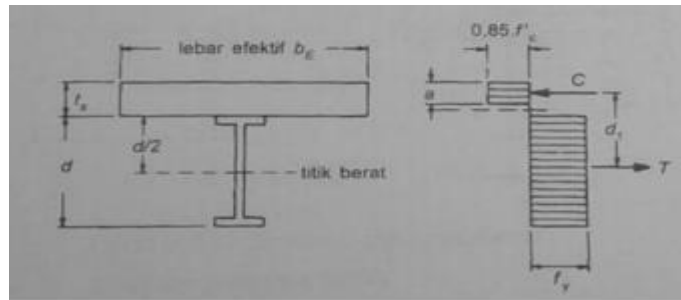
$$\Phi = 0,9$$

2. Untuk $h/tw > 3,76 \sqrt{EIfy}$ (3.31)

M_n ditentukan dari superposisi tegangan elastis, dengan memperhitungkan efek penopangan, untuk keadaan batas leleh (Momen leleh)

$$\Phi = 0,9$$

Kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis, dapat dikategorikan menjadi dua kasus sebagai berikut: (Setiawan, 2008). Sumbu netral plastis (PNA) jatuh pada pelat beton dapat dilihat pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4 Distribusi Tegangan Plastis Pada Pelat Beton
(Sumber: Setiawan 2008)

Dengan mengacu pada Gambar 3.4, maka besar gaya tekan C adalah:

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_E \quad (3.30)$$

Gaya tarik T pada profil baja adalah sebesar:

$$T = A_s \cdot f_y \quad (3.31)$$

Untuk menentukan kapasitas momen nominal, harus dicapai keseimbangan gaya, yaitu bila kondisi distribusi tegangan plastis memenuhi $C = T$, maka diperoleh:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,8 f'_c b_E} \quad (3.32)$$

Kuat lentur nominal dapat dihitung dari Gambar 3.4

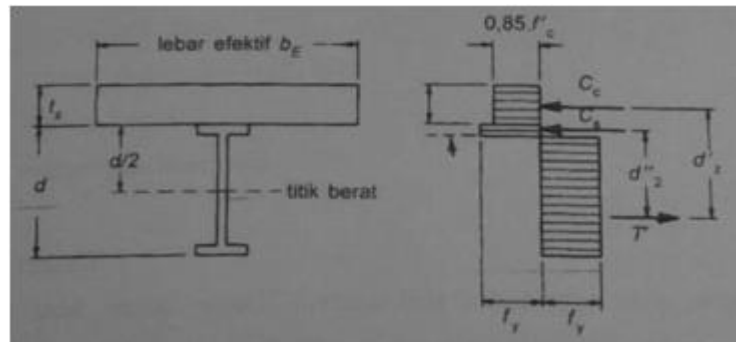
$$M_n = C \cdot d_1 \quad (3.33)$$

Atau

$$M_n = T \cdot d_1 = A_s \cdot f_y \cdot (d/2 + t_s - a/2) \quad (3.34)$$

Jika dari hasil perhitungan ternyata $a > t_s$ maka asumsi harus diubah. Hasil ini menyatakan bahwa pelat beton tidak cukup kuat untuk mengimbangi gaya

tarik yang timbul pada profil baja. Sumbu netral plastis (PNA) jatuh pada profil baja dapat dilihat pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Distribusi Tegangan Plastis Pada Profil Baja
(Sumber: Setiawan 2008)

Apabila dalam blok tegangan beton, a ternyata melebihi tebal pelat beton, maka distribusi tegangan dapat ditunjukkan seperti pada Gambar 10 gaya tekan C_c yang bekerja pada beton adalah sebesar: (Setiawan, 2008)

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_E \quad (3.35)$$

Dari keseimbangan gaya, diperoleh hubungan

$$T' = C_c + C_s \quad (3.36)$$

Besarnya T' sekarang lebih kecil daripada $A_s \cdot f_y$, yaitu:

$$T' = A_s \cdot f_y - C_s \quad (3.37)$$

Dari 2 persamaan di atas, maka diperoleh:

$$C_s = \frac{A_s f_y - C_c}{2} \quad (3.38)$$

Atau dengan mensubsitusikan persamaan pertama, diperoleh bentuk:

$$C_s = \frac{A_s f_y - 0.85 f'_c b e t_s}{2} \quad (3.39)$$

Kuat lentur nominal diperoleh dengan

$$M_n = C_c .d_2' + C_s .d_2'' \quad (3.40)$$

Keterangan :

C = gaya tekan total

T = gaya Tarik total

A_s = luas penampang profil baja

f'_c = mutu beton

f_y = tegangan leleh baja

a. Kuat lentur negatif

Desain kuat lentur negative berlaku bila baja atau penampang komposit yang digunakan sederhana. Untuk penampang komposit, beton dengan gaya Tarik diabaikan, tetapi memperhitungkan gaya Tarik dari baja tulangan pada pelat beton. (Setiawan, 2008) Persamaan keseimbangan berlaku dengan ketentuan sebagai berikut.

- 1) Balok baja berupa penampang kompk dan dibresing secara cukup
- 2) Angkur kanal baja atau *steel headed stud* menyambungkan pelat ke balok baja pada derah momen negatif.
- 3) Tulangan pelat yang paralel pada balok baja,dilebar efektif pelat diperhitungkan dengan tepat.

Dengan menggunakan prinsip kesetimbangan:

$$T_{sr} \text{ (Tarik-tulangan) } + T_s \text{ (Tarik-profil baja) } = C_s \text{ (tekan-profil baja)}$$

Nilai T_{sr} diambil sebagai nilai terkecil dari:

$$A_r . f_y r \quad (3.41)$$

$$\sum Q_n \quad (3.42)$$

Gaya tekan nominal maksimum dalam penampang balok baja

$$C_{\max} = A_s \cdot f_y \quad (3.43)$$

Dari persamaan kesetimbangan

$$C_s = T_{sr} + T_s \quad (3.44)$$

$$C_s = C_{\max} - T_s \quad (3.45)$$

Maka diperoleh :

$$T_s = \frac{C_{\max} - T_{sr}}{2} \quad (3.46)$$

$$\text{Yang mana } T_{sr} = A_{sr} \cdot f_y \quad (3.47)$$

Letak garis netral penampang (PNA) ditentukan dengan asumsi bila nilai C_{\max} lebih besar dari T_{sr} , maka PNA terletak di dalam baja. Diasumsikan PNA berada di flens atas penampang baja, maka dapat ditentukan: (Setiawan, 2008)

Jarak serat atas pelat sayap ke PNA

$$y_a = \frac{T_s}{A_s f_y} \quad (3.48)$$

$$y_a = \frac{A_s \frac{d}{2} - b f_y y^3 \left(\frac{d^2}{2} \right)}{A_s - (b f_y y^3)} \quad (3.49)$$

Kuat lentur nominal negatif ditentukan dengan rumus sebagai berikut:

$$\Phi b Mn = M_{n1} + M_{n2} \quad (3.50)$$

Yang mana

$$M_{n1} = T_{sr} \cdot d_3' = A_{sr} \cdot f_{yr} (d - y + Ts - (Ts/2)) \quad (3.51)$$

$$M_{n2} = T_{sr} \cdot d_3' = \frac{As f_y Asr f_{yr}}{As f_y} (d - y - (\frac{y^3}{2})) \quad (3.52)$$

C. Kuat Geser Nominal Balok Komposit

Kuat geser rencana balok komposit, ditentukan berdasarkan kuat geser pelat badan penampang baja. Gaya geser yang terjadi pada balok komposit harus memenuhi persamaan dibawah ini: (SNI 1729 Pasal bagian G2.1 dan Pasal I4.1)

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (3.53)$$

$$0,9 \cdot V_n \geq V_u \quad (3.54)$$

$$0,9 \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v > V_u \quad (3.55)$$

Untuk badan komponen struktur profil-I canai panas dengan $h/t_w \leq 2,24 \sqrt{E/f_y}$ maka $C_v = 1$

D. Kontrol lendutan

Komponen struktur komposit memiliki inersia yang lebih besar daripada komponen struktur non komposit, akibatnya lendutan pada komponen komposit akan lebih kecil. Momen inersia dari komponen struktur komposit hanya dapat tercapai setelah beton mengeras, sehingga lendutan yang diakibatkan oleh beban-beban yang bekerja sebeum beton mengeras, dihitung berdasarkan momen inersia dari profil baja (Setiawan, 2008).

Besarnya lendutan yang terjadi pada balok ditentukan oleh detail dan maksud pemakaian struktur tersebut. Menurut Wiryanto (2016) besarnya suatu lendutan dapat ditentukan dengan syarat-syarat berikut.

Kondisi lendutan untuk balok induk :

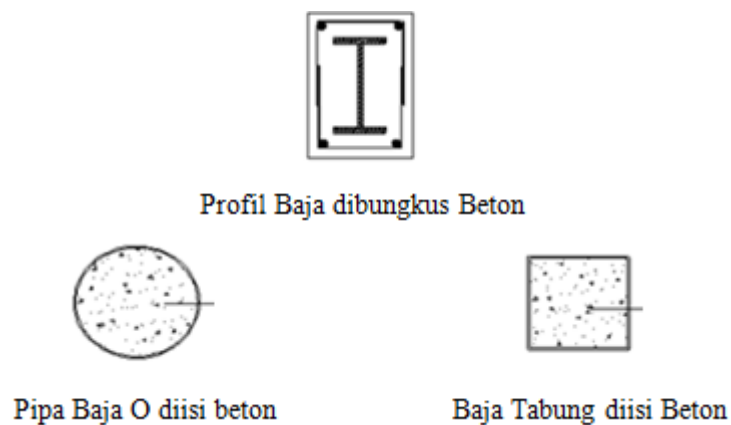
$$f_{max} \leq \frac{L}{360} \quad (3.56)$$

Kondisi lendutan untuk balok kantilever :

$$f_{max} \leq \frac{L}{150} \quad (3.57)$$

3.4.3 Kolom Komposit

Menurut (Setiawan, H 2015) 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. Ada beberapa tipe dari kolom komposit seperti yang terlihat pada Gambar 3.6.



Gambar 3.6 Tipe-Tipe Kolom Komposit
(sumber : Brahmantyo, 2000)

Seperti yang telah dijelaskan pada Gambar 3.6 bahwa kolom komposit dapat terbentuk dari tiga tipe tersebut. Analisis dari kolom komposit hampir sama dengan

analisis komponen struktur tekan, namun dengan nilai f , E dan r yang telah dimodifikasi.

Menurut SNI 1729-2015 Pasal bagian I2, ada beberapa batasan yang harus dipenuhi agar disebut sebagai kolom yang bersifat komposit, batasan tersebut adalah sebagai berikut :

1. Luas penampang melintang inti baja harus terdiri dari sedikitnya 1% dari penampang melintang komposit total
2. Selongsong beton dan inti baja harus ditulangi dengan batang tulangan longitudinal menerus dan sengkang pengikat lateral atau spiral.

Bila digunakan pengikat lateral, batang tulangan No.3 (10 mm) berspasi maksimum 12in (305 mm) pusat ke pusat, atau batang tulangan No.4 (13mm) atau lebih besar harus digunakan spasi maksimum 16 in (406 mm) pusat ke pusat. Boleh digunakan tulangan kawat ulir atau kawat dilas dengan luas ekuivalen.

3. Spasi maksimum dari pengikat lateral tidak boleh melebihi 0,5 kali dimensi kolom terkecil
4. Rasio tulangan minimum ρ_{sr} sebesar 0,004 digunakan untuk tulangan longitudinal menerus, dimana ρ_{sr} adalah

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (3.58)$$

Keterangan:

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

A_{sr} = luas batang tulangan menerus (mm^2)

5. Spasi bersih antara inti baja dan tulangan longitudinal harus diambil minimum sebesar 1,5 diameter batang tulangan, tetapi tidak lebih kecil dari 1,5in (38 mm)

Jika penampang melintang komposit tersusun dari dua atau lebih profil baja terbungkus beton, profil tersebut harus saling berhubungan dengan pelat pengikat diagonal, pelat pengikat, pelat kopel atau komponen semacamnya untuk mencegah tekuk seyiap

A. Kuat Tekan Kolom Komposit

Menurut SNI 1729-2015 Pasal Ib, Kekuatan tekan desain ($\Phi_c.P_n$) dengan $\Phi_c = 0,75$. Komponen ini dibebani secara aksial simetris ganda harus ditentukan untuk keadaan batas dari tekuk lentur berdasarkan kelangsingan komponen struktur sebagai berikut:

$$1. \text{ Untuk, } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2,25, \text{ maka } P_n = P_{no} \left(0,658 \frac{P_{no}}{P_e}\right) \quad (3.59)$$

$$2. \text{ Untuk, } \frac{P_{no}}{P_e} > 2,25, \text{ maka } P_n = 0,877 P_e \quad (3.60)$$

Keterangan:

$$P_{no} = f_y.A_s + f_{ysr}.A_{sr} + 0,85.f'_c.A_c \quad (3.61)$$

P_e = beban tekuk kritis elastis = $\Pi^2 (E I_{eff}) / (KL)^2$ dalam satuan newton

A_c = luas beton (mm^2)

A_s = luas penampang baja (mm^2)

E_c = modulus elastisitas beton = $w_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$ ksi atau $0,043 w_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$ MPa

$E I_{eff}$ = kekakuan efektif penampang komposit ($\text{N}\cdot\text{mm}^2$)

$$= E_s.I_s + 0,5.E_s.I_{sr} + C_1.E_c.I_c \quad (3.62)$$

C_1 = koefesien untuk perhitungan kekakuan dari suatu komponen struktur tekan

$$\text{komposit terbungkus beton} = 0,1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0,3 \quad (3.63)$$

E_s = modulus elastisitas baja = 29000 ksi atau 200000 MPa

f_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari penampang baja (MPa)

f_{ysr} = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari batang tulangan (MPa)

I_c = momen inersia penampang beton di sumbu netral elastis dari penampang komposit (mm^4)

I_s = momen inersia profil baja di sumbu netral elastis dari penampang komposit (mm^4)

I_{sr} = momen inersia batang tulangan di sumbu netral elastis dari penampang komposit (mm^4)

K = faktor panjang efektif

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

$f'c$ = kekuatan tekan beton yang disyaratkan (MPa)

Wc = berat beton per unit volume ($90 \leq wc \leq 155$ lbs/ft³) atau ($1500 \leq wc \leq 2500$ kg/m³).

B. Kuat Tarik Kolom Komposit

Kekuatan tarik yang tersedia dari komponen stuktur ini yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas leleh berdasar SNI 1729-2015 Pasal 1c sebagai berikut:

$$P_n = f_y A_s + f_{ysr} A_{sr} \quad (3.62)$$

dengan $\Phi_t = 0,9$

C. Balok-Kolom Baja

Suatu komponen struktur harus mampu memikul beban aksial (tarik/tekan) serta momen lentur. Apabila besarnya gaya aksial yang bekerja cukup kecil dibandingkan momenlentur yang bekerja, maka efek dari gaya aksial tersebut dapat diabaikan dan komponen struktur tersebut dapat didesain sebagai komponen balok lentur. Namun apabila komponen struktur memikul gaya aksial dan momen lentur yang tidak dapat diabaikan salah satunya, maka komponen struktur tersebut dinamakan balok-kolom (*beam-column*) (Setiawan, 2008).

1. Komponen struktur simetris menahan lentur dan tekan aksial

Dalam perencanaan komponen struktur balok-kolom, diatur dalam SNI 1729-2015 Pasal bagian H1.1 yang menyatakan bahwa interaksi lentur dan gaya tekan komponen struktur simetris dimana $0,1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0,9$, dipaksa melentur terhadap sumbu geometris (x dan/atau y) harus dibatasi oleh persamaan:

$$\text{Untuk } \frac{P_r}{P_c} \geq 0,2, \text{ maka } \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.63)$$

$$\text{Untuk } \frac{Pr}{Pc} < 0,2, \text{ maka } \frac{Pr}{2Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1,0 \quad (3.64)$$

Keterangan :

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

$P_c = \Phi_c \cdot P_n$ = kekuatan aksial desain (N)

M_r = kekuatan lentur perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N)-
pembesarn momen pake struktur tk bergoyng + bergoyang

$M_c = \Phi_b M_n$ = kekuatan lentur desain (N)

Φ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0,9

Φ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0,9

2. Tekuk Lokal Web Pada Komponen Struktur Balok-Kolom

Untuk menentukan tahanan lentur rencana dari suatu profil, maka terlebih dahulu harus diperiksa kekompakan dari penampang tersebut. Syarat kelangsingan atau kekompakan badan sebagai berikut (SNI 1729 Pasal B4.1)

Kelangsingan dari web dapat dikategorikan menjadi tiga bagian :

- a. Jika $\lambda \leq \lambda_r$, maka penampang nonlangsing (kondisi tekan)
- b. Jika $\lambda > \lambda_s$, maka penampang langsing (kodisi tekan)
- c. Jika $\lambda \leq \lambda_p$, maka penampang kompak (kondisi lentur)
- d. Jika $\lambda < \lambda \leq \lambda_s$, maka penampang tak kompak (kondisi lentur)

Tabel B4.1 SNI 1729 2015 memberikan batasan nilai untuk λ_p dan λ_s sebagai berikut:

- 1) Untuk struktur yang menahan tekan aksial maka:

$$\lambda = b/t \text{ dan } \lambda_r = 0,56 \sqrt{E I f_y} \quad (3.65)$$

- 2) Untuk struktur yang menahan lentur maka:

Web

$$\lambda = h/t_w \quad (3.66)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.67)$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.68)$$

Flens

$$\lambda = \frac{0,5 b}{t} \quad (3.69)$$

$$\lambda_q = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.70)$$

$$\lambda_s = 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.71)$$

Keterangan :

λ = rasio tebal terhadap lebar

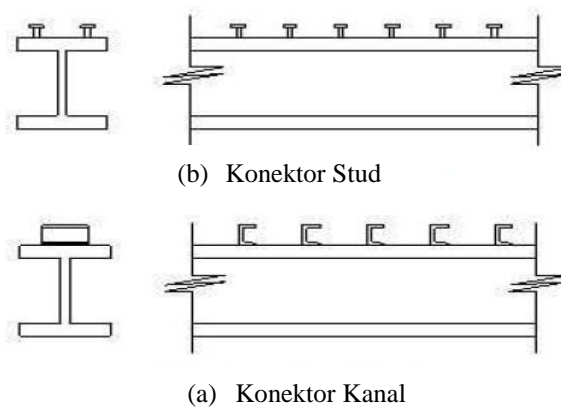
3.4.4 Penghubung Geser

Geser Menurut Standar Nasional Indonesia (SNI) 1729-2015. Kapasitas suatu penghubung geser untuk dapat menahan gaya geser horizontal dipengaruhi oleh kekakuan dan luas bidang kontak penghubung geser tersebut dengan beton. Faktor-faktor yang mempengaruhi terjadinya deformasi pada penghubung geser yaitu bentuk dan ukurannya, lokasi pada balok, lokasi momen maksimum dan cara pemasangannya pada balok baja.

A. Penghubung Geser Balok

Supaya sebuah gelagar baja dan lempeng beton dapat bertingkah laku sebagai satu kesatuan, kedua material harus disambung sedemikian antara yang satu

dengan yang lainnya. Penghubung geser yang umum dipakai berupa potongan baja kanal atau stud berkepala yang dilas pada sayap atas dari balok baja. Panjang stud terpasang minimal empat kali diameter batang stud. Tebal beton diatas puncak penghubung geser minimal 25 mm, kecuali jika penghubung geser dipasang di atas dek baja berprofil. (Setiawan, 2008). Alat penyambung geser yang umum diperlihatkan terdapat pada Gambar 3.7



Gambar 3.7 Jenis-Jenis Penghubung Geser

Penghubung geser yang umum dipakai berupa potongan baja kanal atau stud berkepala yang dilas pada sayap atas dari balok baja. Panjang stud terpasang minimal empat kali diameter batang stud. Tebal beton diatas puncak penghubung geser minimal 25 mm, kecuali jika penghubung geser dipasang di atas dek baja berprofil. (Setiawan, 2008). Kuat nominal penghubung geser jenis paku yang ditanam di dalam pelat beton masif, ditentukan sesuai SNI 1726-2015 Pasal I8.2a

1. Penghubung geser *stud*

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot f_u \quad (3.72)$$

Keterangan:

A_{sa} = luas penampang dari stud (mm^2)

E_c = modulus elastisitas beton = $0,043 \cdot w_c \cdot 1,5 \cdot \sqrt{f'_c}$ (MPa)

f_u = kekuatan tarik minimum stud (MPa)

$$R_g = 0,7$$

$$R_p = 0,6$$

untuk penempatannya pada profil baja, penghubung geser mempunyai syarat sesuai SNI 1726-2015 Pasal I8.2d sebagai berikut:

- a. Selimut lateral minimum = 25mm, kecuali ada dek baja
- b. Diameter maksimum = 2,5 x tebal *flensi* profil baja
- c. Jarak antara penghubung geser sepanjang balok baja minimum = 6 x diameter penghubung geser
- d. Jika digunakan dek baja bergelombang, jarak minimum penghubung geser dapat diperkecil menjadi 4 x diameter.

B. Penghubung Geser Kolom Komposit

Kekuatan desain ΦR_n dari mekanisme transfer gaya harus sama atau melebihi gaya geser longitudinal yang diperlukan V_r (SNI 1729 2015 Pasal I6.1):

$$\Phi R_n \geq V_r \quad (3.73)$$

Alokasi gaya

1. Kondisi 1 (gaya eksternal dikerjakan penampang baja – SNI 1729 2016 Pasal I6.2a)

$$V_r = P_r \left(1 - f_y \frac{A_s}{P_{no}} \right) \quad (3.74)$$

2. Kondisi 2 (gaya eksternal dikerjakan penampang beton– SNI 1729 2016 Pasal I6.2b)

$$V_r = P_r \left(\frac{f_y A_s}{P_{no}} \right) \quad (3.75)$$

3. Kondisi 3 (gaya eksternal dikerjakan penampang baja & beton)

$$P_{rs} = \left[\frac{E_s A_s}{E_s A_s + E_c A_c + E_{sr} A_{sr}} \right] p_r \quad (3.76)$$

$$V_r = \left| P_{rs} - P_r \left(\frac{f_y A_s}{P_{no}} \right) \right| \quad (3.77)$$

Keterangan :

P_{no} = kekuatan aksial nominal tanpa memperhitungkan efek panjang (N)

P_r = gaya eksternal perlu yang diterapkan pada komponen struktur komposit (N)

V_r = gaya geser longitudinal yang disalurkan (N)

Transfer gaya melalui *steel headed stud anchor*:

$$Q_{nv} = f_u \cdot A_{sa} \quad (3.78)$$

Keterangan:

A_{sa} = luas penampang dari stud (mm²)

f_u = kekuatan tarik minimum stud (MPa)

$$n_{anchors} = \frac{V_r}{\phi Q_{nv}} \quad (3.79)$$

3.4.5 Sambungan

Setiap struktur baja merupakan gabungan dari beberapa komponen batang yang disatukan dengan alat pengencang, biasanya pada ujung batang dengan berbagai macam cara. Maka dari itu, alat pengencang merupakan komponen yang penting dalam perencanaan struktur bangunan yang menggunakan baja profil. Alat pengencang tersebut memiliki banyak jenisnya, tetapi yang sering dipakai dalam perencanaan adalah sambungan baut dan sambungan las.

A. Sambungan Baut

Salah satu alat pengencang disamping las yang cukup populer adalah baut. Sambungan baut memiliki dua jenis menurut cara pemasangannya, yaitu sambungan baut mutu tinggi dan sambungan baut mutu normal.

Baut mutu normal dipasang kencang tangan. Baut mutu tinggi mula-mula dipasang kencang tangan dan kemudian diikuti ½ putaran lagi (*turn-of-the-nut method*). Dalam Tabel 3.12 akan ditampilkan tipe-tipe baut dengan diameter *proof load* dan kuat tarik minimumnya (Setiawan, 2008)

Tabel 3.12 Tipe-tipe baut

Tipe Baut	Diameter (mm)	<i>Proff stress</i> (MPa)	Kuat Tarik Min (Mpa)
A307	6.35-104	-	60
A325	12.7-25.4	585	825
28.6-38.1	510	725	
A490	12.7-38.1	825	1035

(Sumber: Setiawan, 2008)

Dalam pemasangan baut mutu tinggi memerlukan gaya tarik awal yang cukup diperoleh dari pengencangan awal. Gaya ini memberikan friksi sehingga cukup kuat untuk memikul beban yang bekerja. Gaya ini dinamakan *proof load*. *Proof load* sendiri diperoleh dengan mengalikan luas daerah tegangan tarik (A_s) (Setiawan, 2008).

Suatu baut yang memikul beban terfaktor, sesuai persyaratan LRFD harus memenuhi beberapa persyaratan sebagai berikut.

1. Tahanan nominal baut, R_u

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \quad (3.81)$$

dengan,

R_u adalah beban terfaktor

R_n adalah tahanan nominal baut

ϕ adalah faktor reduksi 0,75

2. Tahanan nominal baut geser dan tarik (SNI 1729 2015-J3.6)

$$R_n = F_n \cdot A_b \quad (3.82)$$

dengan:

A_b = luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir (mm²)

F_{nv} = tegangan geser dari tabel dibawah ini:

F_{nt} = tegangan tarik nominal tabel dibawah ini

Kekuatan nominal pengencang dapat dilihat sesuai Tabel 3.13.

Tabel 3.13 Kekuatan Nominal Pengencang (MPa)

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal, F_{nt} ksi (MPa) ^(a)	Kekuatan Geser Nominal dalam Sambungan Tipe-Tumpu, F_{nv} ksi (MPa) ^(b)
Baut A307	45 (310)	27 (188) ^(c)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	90 (620)	54 (372)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	90 (620)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	113 (780)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	113 (780)	84 (579)
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,450 F_u$
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,563 F_u$

^(a) Untuk baut kekuatan tinggi yang menahan beban fatik tarik, lihat Lampiran 3
^(b) Untuk ujung sambungan yang dibebani dengan panjang pola pengencang lebih besar dari 38 in. (965 mm), F_{nv} harus direduksi sampai 83,3 % dari nilai tabulasi. Panjang pola pengencang merupakan jarak maksimum sejajar dengan garis gaya antara sumbu baut-baut yang menyambungkan dua bagian dengan satu permukaan lekatan.
^(c) Untuk baut A307 nilai yang ditabulasikan harus direduksi sebesar 1 persen untuk setiap 1/16 in. (2 mm) di atas diameter 5 dari panjang pada pegangan/grip tersebut.
^(d) Ulir diizinkan pada bidang geser.

Sumber : SNI 1729-2015

Kekuatan tumpuan yang tersedia harus ditentukan untuk keadaan batas dari tumpuan sebagai berikut (SNI 1729 2015-J3.10):

- Untuk baut dalam sambungan standar, dengan ukutan berlebih dan lubang slot pendek tidak tergantung arah dari beban atau suatu lubang slot panjang dengan slot tersebut paralel terhadap arah gaya tumpuan

$$R_n = 1,2.l_c.t.F_u \leq 2,4.d.t.F_u \quad (3.83)$$

Bila deformasi dilubang baut diperhitungkan

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

Bila deformasi dilubang baut tidak diperhitungkan

- b. Untuk baut dalam suatu sambungan dengan lubang-lubang slot panjang dengan slot tersebut tegak lurus terhadap arah dari gaya:

$$R_n = 1,0.l_c.t.F_u \leq 2,0.d.t.F_u \quad . \quad (3.85)$$

Tahanan nominal yang diambil adalah yang terkecil

$$\text{Jumlah baut, } n = V_u / \Phi R_n \quad (3.86)$$

Keterangan :

F_u = kekuatan tarik minimum yang diisyaratkan 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)

Menurut SNI 1729-2013 Pasal J3. Jarak tepi minimum dari pusat lubang standar ke tepi dari bagian yang disambung ditentukan sebagai berikut.

- 1) Jarak tepi maksimum : 12 tp atau 150 mm
- 2) Jarak minimum antar baut: 3d
- 3) Jarak maksimum antar baut: 24tp atau 12in atau 305 mm (untuk struktur tidak menahan korosi 14tp atau 7in atau 180mm (untuk struktur menahan korosi)

Jarak tepi minimum dapat dilihat sesuai Tabel 3.14.

Tabel 3.14 Tipe-tipe baut

Diameter Baut (mm)	Jarak Tepi Minimum
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
>36	1,25d

Sumber : SNI 1729-2015

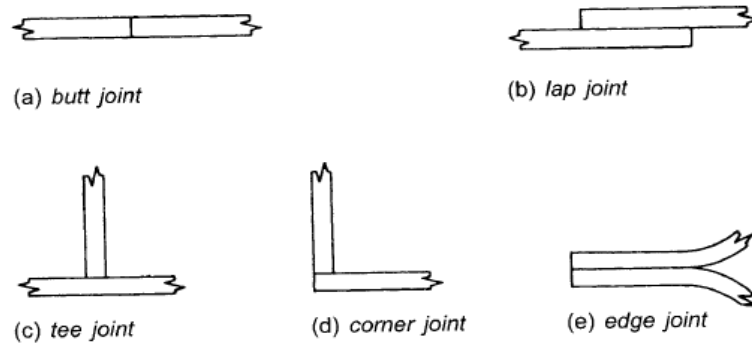
B. Sambungan Las

Pengelasan adalah suatu proses penyambungan bahan logam yang menghasilkan peleburan bahan dengan memanaskannya hingga suhu yang tepat dengan atau tanpa pemberian tekanan dan dengan atau tanpa pemakaian bahan pengisi (Setiawan, A 2008).

Beberapa jenis sambungan yang sering ditemui dalam sambungan las adalah sebagai berikut.

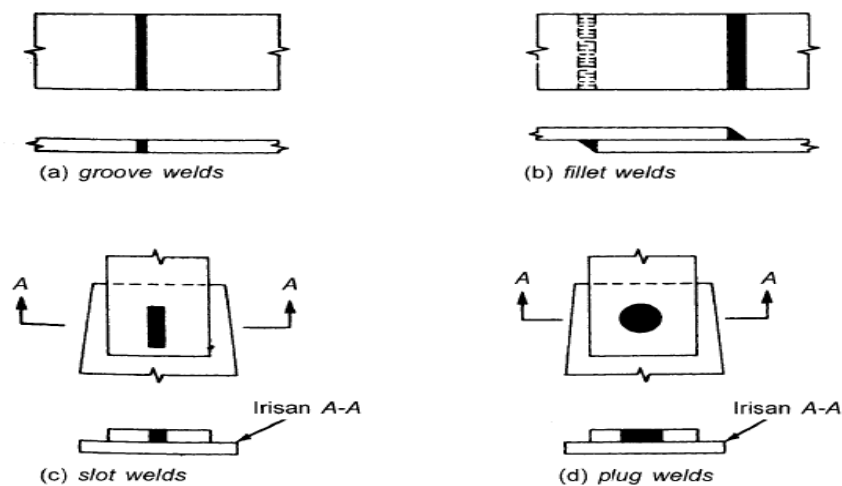
1. Sambungan sebidang (*butt joint*), sambungan ini umumnya dipakai untuk pelat-pelat datar dengan ketebalan sama atau hamper sama, keuntungan sambungan ini tak adanya eksentrisitas.
2. Sambungan lewatan (*lap joint*), jenis sambungan ini paling banyak dijumpai karena sambungan ini mudah disesuaikan dengan keadaan di lapangan dan juga penyambungannya relative lebih mudah.
3. Sambungan tegak (*tee joint*), sambungan ini banyak dipakai terutama untuk membuat penampang tersusun seperti bentuk I, pelat grider, stiffener.
4. Sambungan sudut (*corner joint*), dipakai untuk penampang tersusun berbentuk kotak yang digunakan untuk kolom atau balok yang menerima gaya torsi yang besar.
5. Sambungan sisi (*edge joint*), sambungan ini bukan jenis struktural dan digunakan untuk menjaga agar dua atau lebih pelat tidak bergeser satu dengan lainnya.

Dalam Gambar 3.8 akan ditunjukkan beberapa jenis sambungan yang sering ditemui dalam sambungan las adalah sambungan sebidang (*butt joint*) sambungan lewatan (*lap joint*), sambungan tegak (*tee joint*), sambungan sudut (*corner joint*) dan sambungan sisi (*edge joint*)



Gambar 3.8 Jenis-Jenis Sambungan

Dalam Gambar 3.9 akan di tunjukan jenis-jenis las yang sering dijumpai antara lain las tumpul (*groove welds*), las sudut (*fillet welds*) serta las baji dan pasak (*slot and plug welds*)



Gambar 3.9 Jenis-Jenis Las

Kuat rencana logam las (per-mm panjang)

$$\Phi R_n = 0,75 \cdot F_{nw} A_{we} \quad (3.87)$$

$$= 0,75 \times 0,6 \times f_u \times A_{we}$$

Kuat rencana logam dasar (per-mm panjang)

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= 0,75 \cdot F_{nBM} A_{BM} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times f_u \times A_{BM} \end{aligned} \quad (3.88)$$

Keterangan:

F_{nw} = tegangan nominal dari logam dasar (MPa)

F_{nBM} = tegangan nominal dari logam dasar (MPa)

A_{BM} = luas penampang logam dasar (mm²)

A_{WE} = luas efektif las (mm²)

Θ = sudut pembebanan yang diukur dari sumbu longitudinal las (derajat)

Panjang minimum dari las sudut, ukuran maksimum dari las sudut dapat dilihat sesuai Tabel 3.15

Tabel 3.15 Ukuran Minimum Las Sudut

Tebal Pelat (t, mm) paling tebal	Ukuran Minimum Las Sudut (a, mm)
$tw \leq 6$	3
$6 < tw \leq 13$	5
$13 < t \leq 19$	6
$15 \leq t$	8

(Sumber :SNI 1729-2015)

Ukuran maksimum dari las sudut dari bagian-bagian yang tersambung harus :

1. Untuk ketebalan sepanjang tepi material $tw \leq 6$ mm, diambil $a \leq tw$

Untuk ketebalan sepanjang tepi material $tw > 6$ mm, diambil $a \leq tw-2$ (mm)

3.4.6 Periode Bangunan

Periode fundamental pendekatan (T_a), harus ditentukan dari persamaan sebagai berikut.

$$T_a = C_t h_n^x$$

Keterangan:

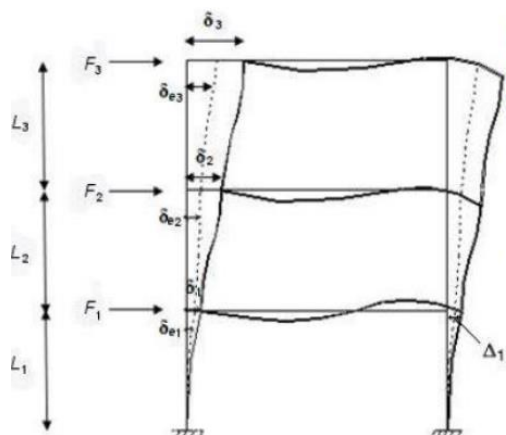
h_n adalah ketinggian struktur diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan koefisien C_t dan x ditentukan dari Tabel 3.16

Tabel 3.16 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa.		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^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

3.4.7 Simpangan Antar Lantai

Nilai untuk masing-masing parameter yang ditinjau, yang dihitung untuk berbagai ragam harus dikombinasikan menggunakan metode akar jumlah kuadrat (SRSS). (SNI 1726 Pasal 7.9.2). Simpangan antar lantai dapat ditentukan seperti Gambar 3.6.



Gambar 3.6 Penentuan Simpangan Antar Lantai (SNI 1726-2012)

Penentuan simpangan simpangan antar lantai:

1) Tingkat 1

$$\delta_1 = C_d \cdot \delta_{e1} / I_E \quad (3.4-10)$$

$$\Delta_1 = \delta_1 \leq \Delta_a \quad (3.4-11)$$

Keterangan

F_1 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

C_d = faktor pembesaran defleksi

I_E = faktor keutamaan gempa

δ_{e1} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

δ_1 = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan

Δ_1 = simpangan antar lantai

Δ_1/L_i = rasio simpangan antar lantai

Δ_a = ditentukan oleh tabel di bawah ini:

Nilai ijin untuk simpangan antar lantai dapat diambil sesuai Tabel 3.17.

Tabel 3.17 Simpangan Antar Lantai Ijin Δ_a (SNI 1726-2012)

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}

Faktor C_d untuk sistem penahan gaya gempa dapat diambil sesuai Tabel 3.18.

Tabel 3.18 Faktor C_d Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 1726-2012)

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_s (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2%	2%	2%	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5%	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4%	3	4	TB	TB	10 ^d	T ^f	T ^f
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3%	3	3	TB	TB	T ^f	T ^f	T ^f
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5%	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3%	3 ^e	3%	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7%	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI

2) Tingkat 2 dan seterusnya

$$\delta_2 = C_d \cdot \delta_{e1} / IE = \text{perpindahan yang diperbesar} \quad (3.4-12)$$

$$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \cdot C_d / IE \leq \Delta_a \quad (3.4-13)$$

δ_{e2} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempadesain tingkat kekuatan

F_2 = gaya gempa desain tingkat kekuatan

BAB IV METODE PENELITIAN

1.1 TINJAUAN UMUM

Dalam suatu perencanaan diperlukan analisis struktur agar diperoleh struktur yang stabil dan kuat. Agar penelitian dapat dilaksanakan, maka analisis dilakukan berdasarkan data yang diperlukan sesuai dengan struktur yang direncanakan. Pada bab ini akan dijelaskan tentang data yang diperoleh dan tahapan yang dilakukan dalam penelitian.

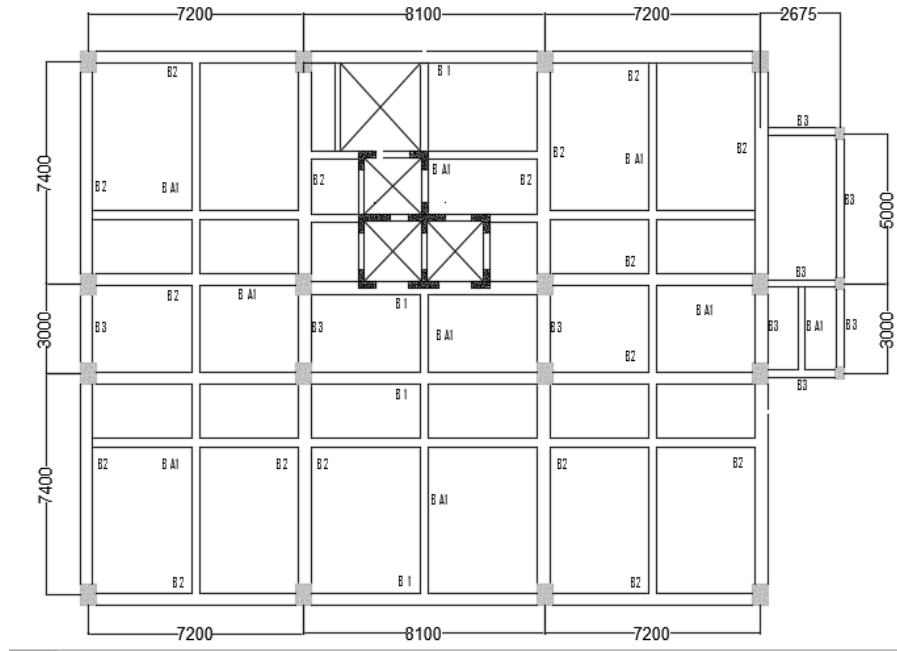
1.2 DATA

1.2.1 Data Struktur Beton Bertulang

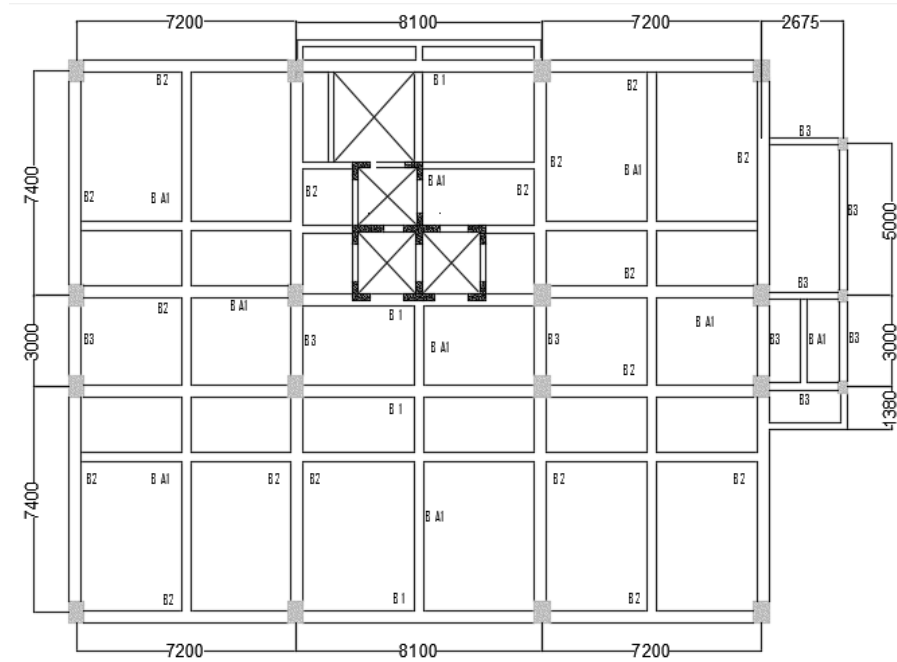
Gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta ini, pada perencanaan awalnya menggunakan struktur beton bertulang. Pada penelitian kali ini akan merencanakan ulang menggunakan struktur komposit baja-beton. Adapun spesifikasi bangunan beton bertulang tersebut adalah sebagai berikut.

1. Gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta, merupakan bangunan yang terdiri dari 7 lantai
2. Mutu baja yang digunakan dalam penelitian ini adalah tegangan leleh (f_y)=240 MPa untuk baja tulangan polos (BJTP) untuk $\varnothing \leq 12$ mm, dan (f_y)=400 MPa untuk baja tulangan deform (BJTD) untuk $\varnothing \geq 12$ mm.
3. Nilai f'_c diambil MPa untuk komponen struktur pelat, balok dan kolom.
4. Modulus elastis beton, $E_c= 4700$ dengan f'_c dalam MPa dan modulus elastis baja tulangan $E_s= 200000$ MPa

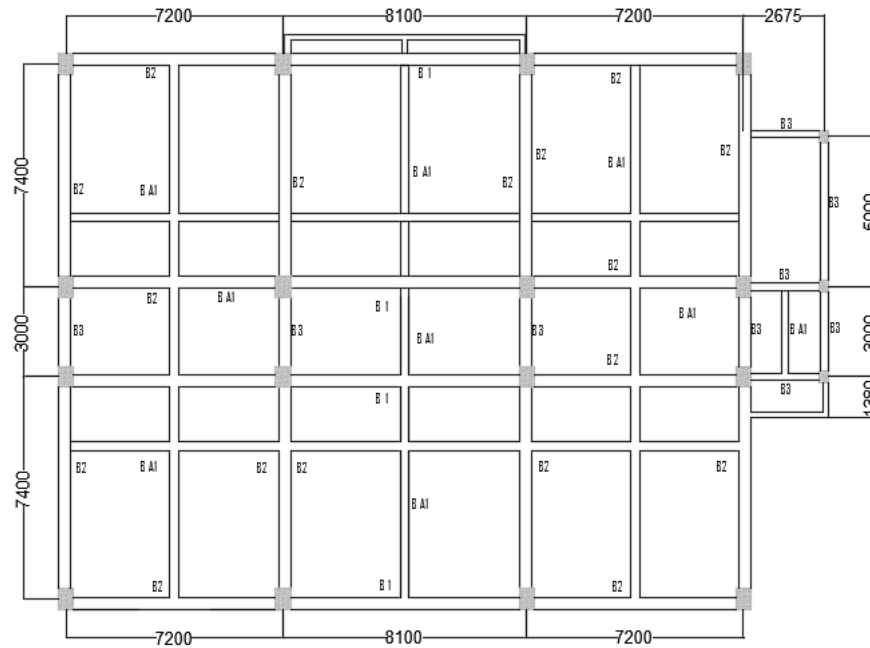
A. Denah dan Model Struktur Beton Bertulang



Gambar 4.1 Denah Lantai GF



Gambar 4.2 Denah Lantai 1-5



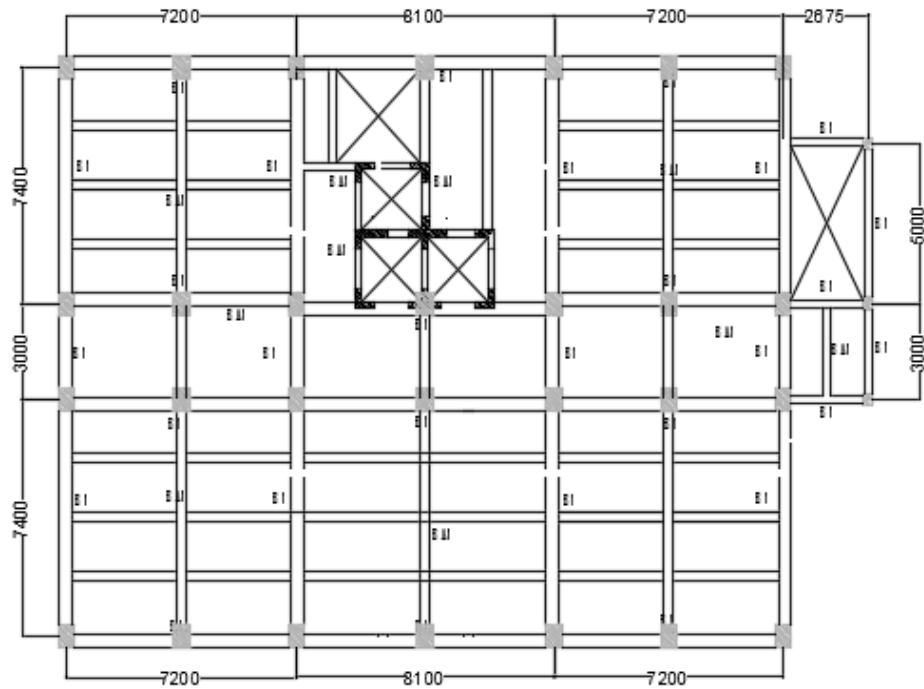
Gambar 4.3 Denah Lantai Atap

1.2.2 Data Struktur Komposit Baja Beton

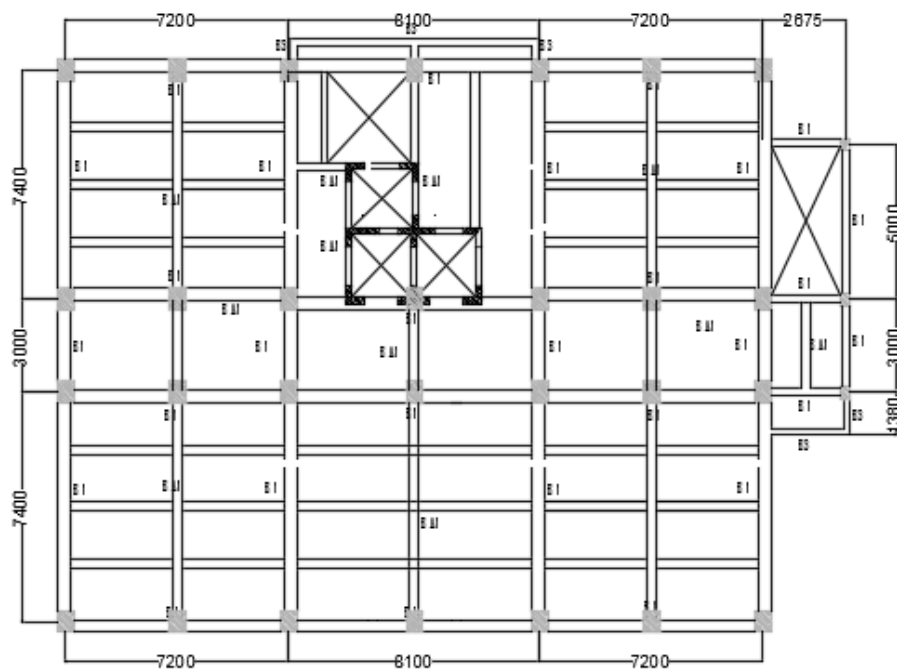
Gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta ini, pada perencanaan awalnya menggunakan struktur beton bertulang. Pada penelitian kali ini akan merencanakan ulang menggunakan struktur komposit baja-beton. Adapun spesifikasi bangunan komposit baja beton tersebut adalah sebagai berikut.

1. Gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta, merupakan bangunan yang terdiri dari 7 lantai
2. Mutu baja yang digunakan dalam penelitian ini adalah tegangan leleh (f_y)=240 MPa untuk baja tulangan polos (BJTP) untuk $\phi \leq 12$ mm, dan (f_y)=400 MPa untuk baja tulangan deform (BJTD) untuk $\phi \geq 12$ mm.
3. Nilai f'_c diambil MPa untuk komponen struktur pelat, balok dan kolom.
4. Modulus elastis beton, $E_c= 4700$ dengan f'_c dalam MPa dan modulus elastis baja tulangan $E_s= 200000$ MPa

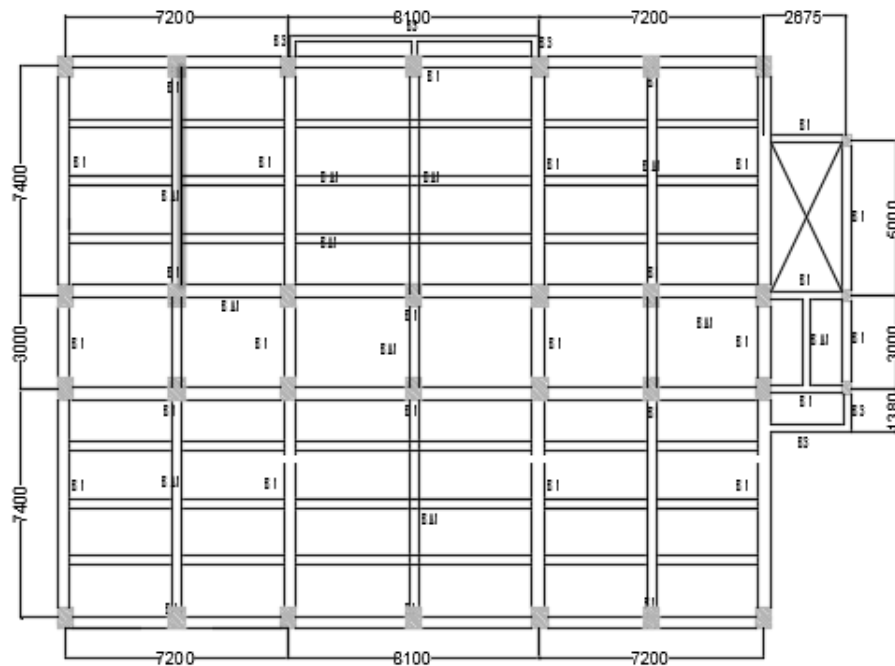
A. Denah dan Model Struktur Komposit Baja Beton



Gambar 4.4 Denah Lantai GF



Gambar 4.5 Denah Lantai 1-5

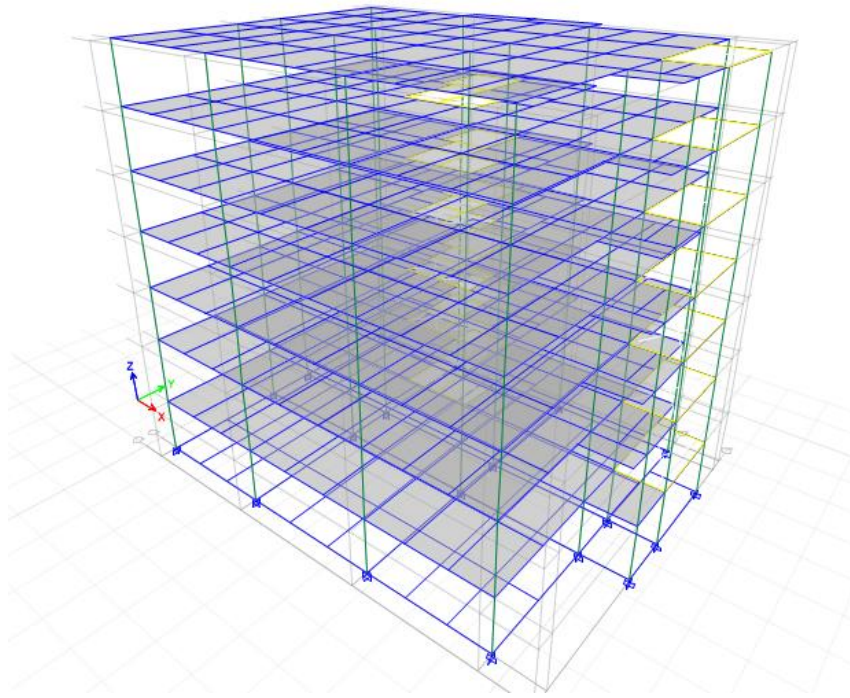


Gambar 4.6 Denah Lantai Atap

1.2.3 Pemodelan Struktur Menggunakan *Software ETABS v.15*

Ketentuan yang digunakan pada pemodelan struktur adalah sebagai berikut.

1. Bentuk pemodelan struktur gedung berupa tiga dimensi. Pembebanan yang digunakan berupa beban mati, beban hidup, dan beban gempa.
2. Pada memasukkan beban gempa digunakan gempa otomatis, dengan cara memasukkan hasil perkalian koefisien respons seismik(C_s) dengan berat seismik efektif (W_i).
3. Pada pemodelan kolom, sudah dimodelkan dalam bentuk kolom komposit.
4. Tumpuan dari struktur ini adalah tumpuan jepit.



Gambar 4.7 Denah Bangunan 3D

1.3 TAHAP PENELITIAN

1.3.1 Tahap Perencanaan Ulang

Perencanaan ulang gedung Hotel Gedong Agung Yogyakarta yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah struktur rangka komposit baja-beton. Adapun tahapan perencanaan yang dilakukan sebagai berikut.

1. Pengumpulan data Hotel Gedong Agung Yogyakarta yang akan direncanakan.
2. Studi literatur dalam mencari dan mengumpulkan referensi baik berbentuk *text book* maupun peraturan-peraturan perencanaan struktur komposit baja-beton
3. Menentukan desain awal (*preliminary design*) profil baja, mengestimasi ukuran balok dan kolom.
4. Menghitung beban-beban yang bekerja bangunan gedung tersebut sesuai dengan SNI 03-1727-2013 tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain

5. Menganalisa momen yang terjadi akibat beban-beban tersebut.
6. Memeriksa apakah elemen struktur awal sudah aman atau belum, apabila belum aman maka elemen tersebut disesuaikan.
7. Merencanakan elemen-elemen struktur (yang telah disesuaikan) dengan beton bertulang dengan rangka komposit baja-beton.
8. Pembahasan, berisi hasil perencanaan ulang
9. Menyimpulkan hasil

1.3.2 Tahap Penelitian

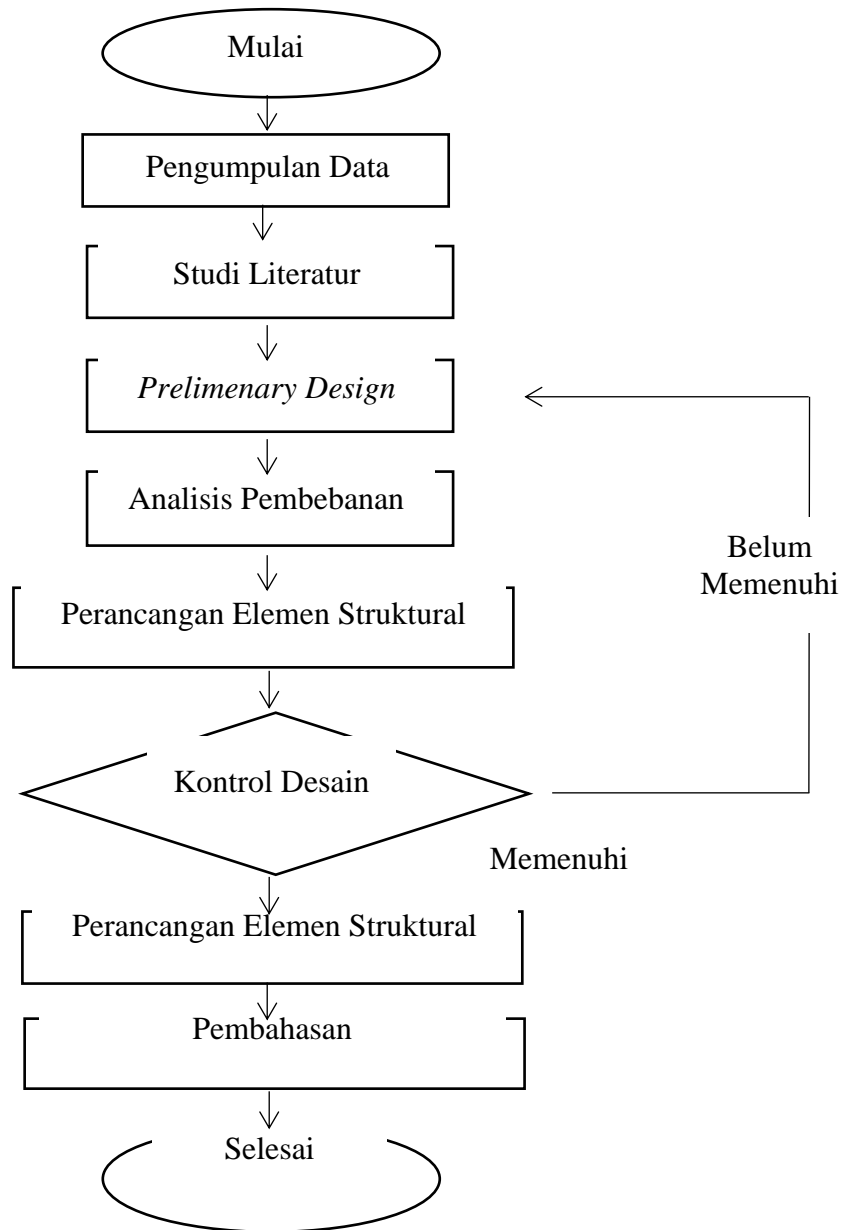
Penelitian dalam Tugas Akhir ini yaitu membandingkan respon struktur antara komposit baja-beton dengan beton bertulang Adapun tahapan penelitian yang dilakukan sebagai berikut.

1. Pengumpulan data Hotel Gedong Agung Yogyakarta yang diteliti.
2. Studi literatur dalam mencari dan mengumpulkan referensi baik berbentuk *text book* maupun peraturan-peraturan perencanaan struktur komposit baja-beton dan beton bertulang.
3. Pemodelan struktur komposit baja-beton dan beton bertulang.
4. Menganalisis struktur komposit baja-beton dan beton bertulang.
5. Membandingkan respon struktur antara komposit baja-beton dengan beton bertulang.
6. Pembahasan, berisi hasil penelitian
7. Menyimpulkan hasil.

4.4 BAGAN ALIR DAN *TIME SCHEDULE* PENELITIAN YANG AKAN DILAKUKAN

1.4.1 Bagan Alir (*flowchart*) Tahap Perencanaan

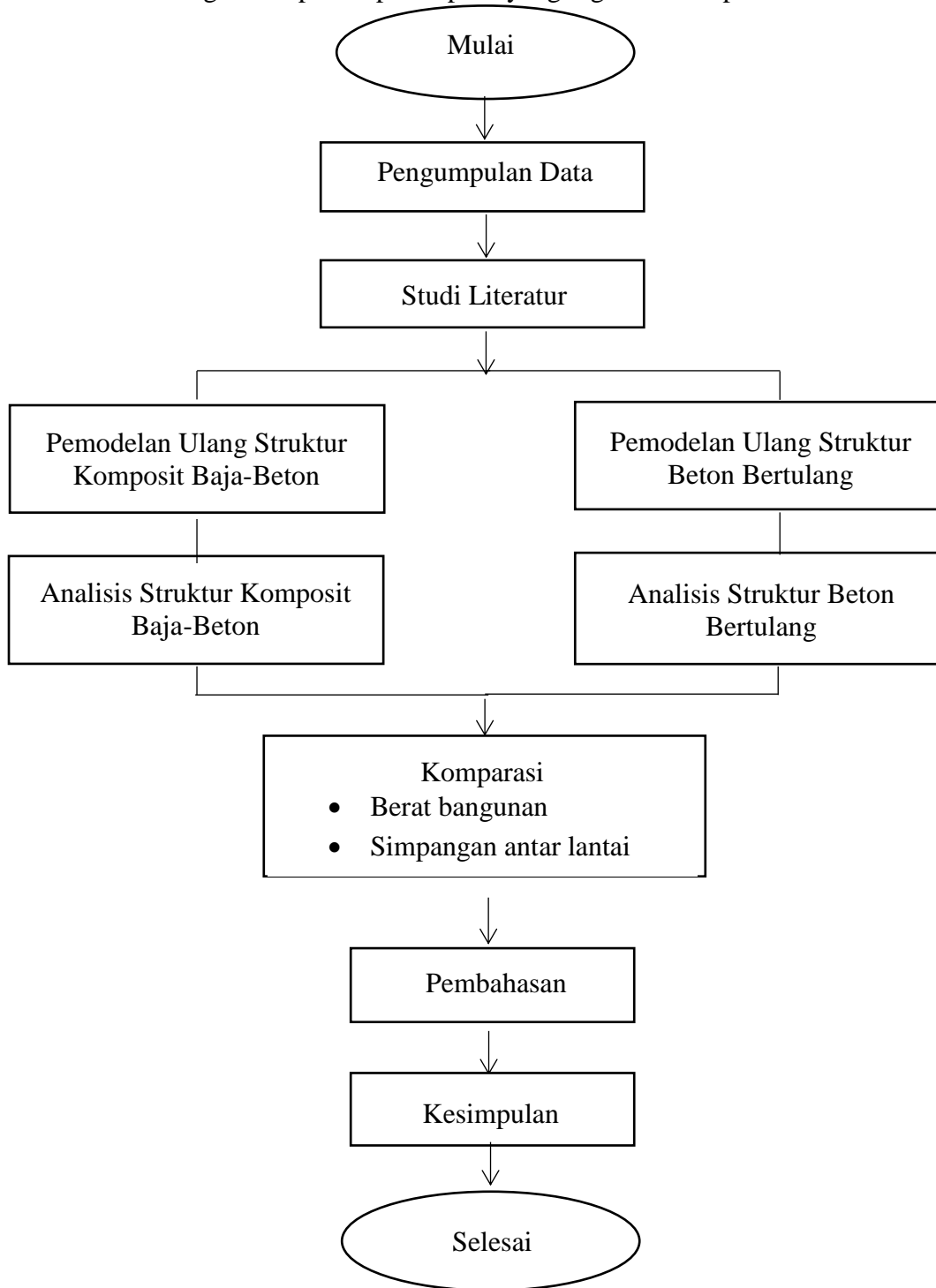
Adapun bagan alir (*flowchart*) tahap perencanaan dari Tugas akhir ini dilaksanakan dengan tahap- tahapan seperti yang digambarkan pada Gambar 4.8



Gambar 4.8 *Flowchart* Tahap Perencanaan Struktur Komposit

4.4.2 Bagan Alir (*flowchart*) Tahap Penelitian

Adapun bagan alir (*flowchart*) tahap penelitian dari Tugas Akhir ini dilaksanakan dengan tahap- tahapan seperti yang digambarkan pada Gambar 4.9



Gambar 4.9 *Flowchart* Tahap Penelitian

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR

5.1 PEMBEBANAN PADA STRUKTUR

Gedung direncanakan ulang menggunakan struktur komposit baja beton terdiri dari 7 lantai. Pemodelan dan analisis menggunakan bantuan software ETABS 2015.

Dari bangunan yang dimodelkan menggunakan ETABS 2015 maka didapat berat struktur. Berat struktur bangunan dari hasil keluaran ETABS digunakan untuk perhitungan beban notional sesuai metode *Direct Analysis Method* (DAM) pada SNI 1729-2015

5.1.1 Beban Mati

Beban mati didapatkan dari pengujian berat komponen dilapangan, maka beban mati didapat sebagai berikut:

Berat isi beton bertulang	= 23,54kN/m ³
Berat <i>Steel deck</i> (canam asia)	= 2.43kN/m ²
Berat spesi	=20,601kN/m ³
Berat pasir progo	=25,3kN/m ³
Berat keramik	=0,097kN/m ²
Berat plafon	=0.2kN/m ²
Berat pasangan bata ringan	=1.96kN/m ²
Berat instalasi	=0.245kN/m ²

A. Beban Mati Pada Pelat Lantai

Pelat lantai merupakan *steeldeck* Canam Asia, dengan beban mati sebagai berikut:

Beban mati yang sudah ada pada ETABS

Beton bertulang = 23.544 kN/m³ pada ETABS

Steel Deck	=2.43 kN/m ² pada ETABS
Beban mati yang akan diinput	
Keramik	= 0,097kN/m ²
Spesi	= 0.025 x 20,601 =0,515 kN/m ³
Plafon / langit-langit	=0.2 kN/m ²
Pasir progo	=0.05 x 25.30 = 1,265 kN/m ³
Instalasi ME	=0.245kN/m ²
Q_d	=2,322kN/m ²

B. Beban Mati Pada Plat Atap

Pelat lantai merupakan *steeldeck* Canam Asia, dengan beban mati sebagai berikut:

Beban mati yang sudah ada pada ETABS

Steel Deck	= 2.43kN/m ² pada ETABS
Beban mati yang akan diinput	
Plafon	= 0.2kN/m ²
IntalasiME	=0.245 kN/m ²
Lapisan kedap air	=0.025 x 18.285 = 0.457125 kN/m ²
Q_d	= 0,9kN/m ²

C. Beban Mati Pada Balok Induk

Dinding menggunakan bata ringan dengan berat jenis sesuai peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung 1987, diatur sebagai berikut:

H Lantai	= 3,2 m
h Balok min	=0.3 m
H Tembok	= H Lantai - h Balok min
	=2,9 m
b Tembok	=0,15 m
Berat dinding	=1.96 kN/m ²
Q_d	= H Tembok x b Tembok x BJ Dinding
	=2,9x 0,15 x 1,96

$$=0,852 \text{ kN/m}$$

5.1.2 Beban Hidup

Berdasarkan peraturan SNI 1727 2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain, beban hidup diatur sebagai berikut:

Ruang Kantor	= 2,4 kN/m ²
Hall/Loby	=4.79 kN/m ²
Kamar	=1,92 kN/m ²
Gudang ringan	=6 kN/m ²
<i>Meeting room</i>	=4,79 kN/m ²
Koridor lantai pertama	=4.79 kN/m ²
Koridor koridor lantai lainnya	=3,83 kN/m ²

5.1.3 Beban Tangga

Berdasarkan SNI 1727 2013 Pasal 4.5 tentang pembebanan pada tangga, maka besaran nilai beban ditentukan sebagai berikut.

1. Beban Mati

a. Pelat tangga

Berat Pelat	= 2,943 kN/m ³
Berat anak tangga	= 1,85 kN/m ³
Spesi	= 0,515 kN/m ³
Keramik	= 0,092 kN/m ²
Pegangan tangan	= 0,045 kN/m ²

b. Bordes

Berat Pelat	= 2,943 kN/m ³
Spesi	= 0,515 kN/m ³
Keramik	= 0,097 kN/m ²

2. Beban Hidup

Beban hidup tangga	= 1,33 kN/m ²
--------------------	--------------------------

5.1.4 Beban Hujan

Diasumsikan bahwa kedalaman air yang menggenang pada atap pada drainase primer dan sekunder adalah setinggi 100 mm.

$$\begin{aligned} R &= 0.0098 (d_s + d_h) \\ &= 0.0098 \times 100 \\ &= 0.98 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

5.1.5 Beban Angin

Berdasarkan SNI 1727 2013 parameter dasar untuk penentuan beban angin adalah sebagai berikut:

1. Kecepatan angin dasar (BMKG)

$$\begin{aligned} V &= 33.336 \text{ km/jam} \times 0.621 \\ &= 20.702 \text{ mph} \end{aligned}$$

2. Faktor arah angin, K_d

Faktor arah angin K_d dapat dilihat pada Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Faktor arah angin K_d

Tipe Struktur	Faktor Arah Angin K_d^*
Bangunan Gedung	
Sistem Penahan Beban Angin Utama	0,85
Komponen dan Klading Bangunan Gedung	0,85
Atap Lengkung	0,85
Cerobong asap, Tangki, dan Struktur yang sama	
Segi empat	0,90
Segi enam	0,95
Bundar	0,95
Dinding pejal berdiri bebas dan papan reklame pejal berdiri bebas dan papan reklame terikat	0,85
papan reklame terbuka dan kerangka kisi	0,85
Rangka batang menara	
Segi tiga, segi empat, persegi panjang	0,85
Penampang lainnya	0,95

Sumber : SNI 1727-2013

Berdasarkan Tabel 5.2 maka dapat dipilih faktor arah angin K_d 0.85

3. Kategori eksposur

Untuk setiap arah angin yang diperhitungkan, eksposur lawan angin didasarkan pada kekasaran permukaan tanah yang di tentukan dari topografi alam, vegetasi dan fasilitas bangunan, berdasarkan SNI 1727 2013 maka kategori eksposur termasuk kategori B

4. Faktor topografi, K_{zt}

Kondisi situs dan lokasi gedung struktur memenuhi kondisi K_{zt} 1

5. Faktor pengaruh tiupan angin

Menurut SNI 1727-2013 faktor efek tiupan angin untuk suatu bangunan gedung dan struktur lain yang kaku boleh diambil sebesar 0.85

6. Klasifikasi ketertutupan

Semua bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai bangunan tertutup, tertutup sebagian atau terbuka seperti pada pasal klasifikasi ketertutupan II.

7. Koefisien tekanan internal (GC_{pi})

Untuk bangunan tertutup sebagian yang memiliki sebuah ruangan besar tanpa sekat koefisien tekanan internal bangunan gedung tertutup dengan nilai +0.18 dan -0.18 dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Koefisien Tekanan Internal

Klasifikasi Ketertutupan	(GC_{pi})
Bangunan gedung terbuka	0,00
Bangunan gedung tertutup sebagian	+ 0,55 - 0,55
Bangunan gedung tertutup	+ 0,18 - 0,18

Sumber :SNI 1727-2013

Parameter-parameter yang didapatkan dari SNI 1727-2013 dimasukkan kedalam ETABS untuk perhitungan beban angin.

5.1.6 Beban Notional

Metode *Direct Analysis Method* (DAM) memperhitungkan pengaruh cacat bawaan (*initial imperfection*) atau ketidaksempurnaan awal bahan, dengan cara salah satunya penggunaan beban imajinatif (*notional load*). Beban notional harus digunakan sebagai beban lateral pada semua level. Beban ini harus ditambahkan ke beban lateral lainnya dan harus digunakan pada semua kombinasi beban.

$$N_i = 0.002 \sigma Y_i$$

Keterangan :

N_i = beban notional di level i

Y_i = beban gravitasi di level i hasil kombinasi LRFD

$\sigma = 1$ (untuk kombinasi LRFD)

Berikut perhitungan beban notional untuk lantai 1:

1. Beban gravitasi

a. Beban mati

Komponen = Volume Komponen x BJ x Luas

$$\text{Spesi} = 20,601 \times 0.025 \times 400,5 = 206,27 \text{ kN}$$

$$\text{Pasir} = 25,3 \times 0.05 \times 400,5 = 506,63 \text{ kN}$$

$$\text{Plafond} = 0.2 \times 400,5 = 80,1 \text{ kN}$$

$$\text{Keramik} = 0.097 \times 400,5 = 39,11 \text{ kN}$$

$$\text{Instalasi} = 0.245 \times 400,5 = 98,123 \text{ kN}$$

$$\text{Dinding} = 1.96 \times 212,95 = 1126,9 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat struktur (kolom,balok,pelat)} &= 2186,1 \text{ kN} \\ &= 4243,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Beban hidup

Komponen = Beban Minimum x Luas

$$\text{Kamar} = 1,92 \times 55,5 = 106,56 \text{ kN}$$

$$\text{Koridor} = 3,83 \times 67,5 = 258,53 \text{ kN}$$

$$\text{Gudang ringan} = 6 \times 5 = 30 \text{ kN}$$

$$= 395,09 \text{ kN}$$

Kombinasi = $1.2 D + 1.6 L$

$$= 1.2 \times 4243,2 + 1.6 \times 395,09$$

$$= 5724 \text{ kN}$$

$$Y_i \text{ arah x (tiap joint)} = 5724 / 34 = 168,35 \text{ kN}$$

$$Y_i \text{ arah y (tiap joint)} = 5724 / 34 = 168,35 \text{ kN}$$

Jadi,

$$N_i \text{ (arah x)} = 0.002 \sigma Y_i$$

$$=0.002 \times 1 \times 168,35$$

$$= 0,336 \text{ kN}$$

$$N_i \text{ (arah y)} = 0.002 \sigma Y_i$$

$$=0.002 \times 1 \times 168,35$$

$$= 0,336 \text{ kN}$$

Cara yang sama dilakukan pada level berikutnya, dapat di rekap seperti Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Nilai Beban Notional Tiap Level

Level	Ni (kN)	
	Arah x	Arah y
GF	0,387	0,387
1	0,336	0,336
2	0,330	0,330
3	0,330	0,330
4	0,330	0,330
5	0,324	0,324
Atap	0,297	0,297

5.1.7 Koreksi Kekakuan

Pada analisis struktur untuk menentukan kekuatan perlu dari komponen harus menggunakan kekakuan yang direduksi, sebagai berikut.

$$EI = 0.8 \tau_b EI \quad \text{untuk kekakuan aksial}$$

$$EA = 0.8 EA \quad \text{untuk kekakuan lentur, dengan syarat:}$$

$$\text{a. Jika } \frac{\sigma Pr}{P_y} \leq 0.5 \text{ maka } \tau_b = 1$$

$$\text{b. Jika } \frac{\sigma Pr}{P_y} \geq 0.5 \text{ maka } \tau_b = 4 \frac{Pr}{P_y} \left(1 - \frac{Pr}{P_y}\right)$$

Koreksi kekakuan pada kolom K1 sebagai berikut:

$$Pr = 1740169,9 \text{ N}$$

$$Py = (F_y \cdot As) + (F_{yr} \cdot Asr) + (F'c \cdot Ac)$$

$$= 380 \times 13600 + 400 \times 985,96 + 25 \times 360000$$

$$= 14562384 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}\sigma &= 1(\text{LRFD}) \\ &= \frac{1740169,9}{14562384} \\ &= 0,119 \leq 0.5\end{aligned}$$

maka, Kondisi a

$$\begin{aligned}\tau_b &= 1 \\ EI &= 0.8 \tau_b EI \\ &= 0.8 \cdot 1 \cdot EI \\ &= 0.8 EI \\ EA &= 0.8 EA \\ &= 0.8 EA\end{aligned}$$

5.1.8 Beban Gempa

Perhitungan beban gempa menggunakan statik ekuivalen dengan memasukan koordinat lintang dan bujur pada situs Puskim desain spektra serta berdasarkan ketentuan SNI 1726 2012 dengan perhitungan sebagai berikut.

1. Parameter percepatan batuan dasar, S_s (periode pendek) dan S_1 (periode 1 detik)
 - a. S_s (periode 0,2 detik) = 1,2 – 1,5 g = 1,213 g (Gambar 3.1)
 - b. S_1 (periode 1 detik) = 0,3 – 0,5 g = 0,445 g (Gambar 3.2)
2. Menentukan Koefisien terpetakan, $C_{rs0,2}$ dan C_{rs1}
 - a. C_{rs} (periode 0,2 detik) = 0,95 – 1 g = 1 g
 - b. C_{r1} (periode 1 detik) = 0,95 – 1 g = 1 g
3. Menentukan Koefisien situs
 Faktor amplifikasi F_a dan F_v dapat dilihat dalam tabel 3.4 dan tabel 3.5 dengan jenis tanah merupakan tanah sedang (SD) maka dapat diambil nilai
 - a. F_a = 1,015
 - b. F_v = 1,555
4. Perhitungan parameter spektrum untuk periode pendek (S_{ms}) dan periode 1 detik (S_{m1})

$$\begin{aligned}
 S_{MS} &= F_a \cdot S_s \cdot C_{rs} \text{ 0,2 detik} \\
 &= 1.015 \times 1.213 \times 1 \\
 &= 1.231
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{mI} &= F_v \cdot S_I \cdot C_{rs} \text{ 1 detik} \\
 &= 1.556 \times 0,444 \times 1 \\
 &= 0,691
 \end{aligned}$$

5. Perhitungan parameter spektrum untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1})

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= 2/3 \cdot S_{MS} \\
 &= 2/3 \times 1.213 \\
 &= 0.821
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= 2/3 \cdot S_I \\
 &= 2/3 \times 0,691 \\
 &= 0,461
 \end{aligned}$$

6. Perhitungan periode fundamental pendekatan (T_a)

- a. Periode fundamental struktur (T_a) dihitung untuk digunakan pada perhitungan nilai S_a

$$\text{Tinggi lantai } (h_1) = 4 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi lantai } (h_{3-5}) = 3,2 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi total } (H) = n \cdot h = 23,2 \text{ m}$$

$$C_t = 0.0724 \text{ Hal 56 SNI 1726 2012}$$

$$x = 0.8 \text{ Hal 56 SNI 1726 2012}$$

$$\begin{aligned}
 T_a &= C_t \cdot H^x \\
 &= 0.0724 \times 23,2 \times 0.8 \\
 &= 0,895 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

- b. Periode fundamental computed hasil analisis ETABS (T_c)

Dari hasil analisis komputer (analisis dinamik/ eigenvalue analysis) didapat nilai $T_c = 1,045$. Karena nilai $T_c > T_a$, maka T_a boleh menggunakan koefisien pengali C_u seperti Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Koefisien Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung (SNI 1726-2012)

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

Didapat nilai $C_u = 1.4$ maka $T_a.C_u = 0,895 \times 1.4 = 1,253$. Karena $T_c > T_a.C_u$ Maka periode getar struktur yang digunakan, $T = 1,045$

7. Penggambaran kurva respon desain

$$T_s = \frac{SD1}{SDS}$$

$$= \frac{0.4606}{0.821}$$

$$= 0.562$$

$$T_o = 0.2.T_s$$

$$= 0.2 \times 0.562$$

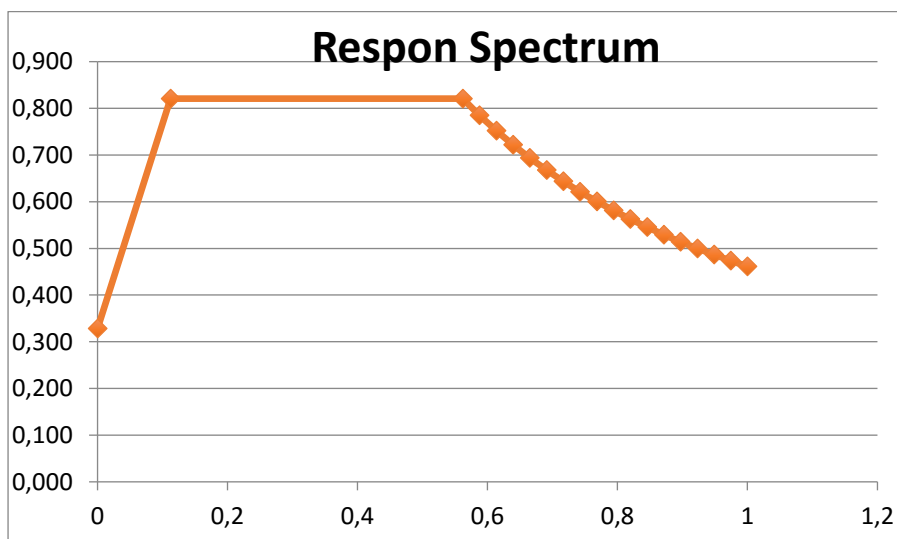
$$= 0.112$$

Untuk $T_a < T_o$, $S_a = SDS \cdot (0.4 + 0.6 \frac{T}{T_o})$

Untuk $T_o \leq T_a \leq T_s$, $S_a = SDS$

Untuk $T_a > T_s$, $S_a = \frac{SD1}{T}$

Nilai tersebut dimasukkan dan didapat kurva respon spektrum seperti Gambar 5.1.



Gambar 5.1 Grafik Respon Spektrum Desain

8. Penentuan faktor keutamaan gempa (I)

Dengan mengetahui fungsi bangunan maka dapat diketahui kategori risiko berdasarkan Tabel 5.5.

Tabel 5.5 Jenis Pemanfaatan Bangunan (SNI 1726 2012)

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

Selanjutnya untuk mengetahui faktor keutamaan gempa maka dapat dilihat pada Tabel 5.6.

Tabel 5.6 Faktor Keutamaan Gempa I_e

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, I
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Sumber : SNI 1726-2012

Berdasarkan Tabel 5.9 dan Tabel 5.10 Jenis pemanfaatan sebagai gedung asrama dan fasilitas pendidikan sehingga nilai termasuk kategori resiko = IV sedangkan faktor keutamaan gempa $I_e = 1$.

9. Penentuan kategori desain seismik

Kategori desain seismik dievaluasi berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik yaitu nilai S_{DS} dan S_{DI} . Dapat dilihat pada Tabel 5.7 dan Tabel 5.8.

Tabel 5.7 Parameter Respons Percepatan Periode Pendek

Nilai S_{Ds}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SDS < 0,33$	B	C
$0,33 \leq SDS < 0,5$	C	D
$0,5 < SDS$	D	D

Sumber : SNI 1726-2012

Tabel 5.8 Parameter Respons Percepatan Periode 1 Detik

Nilai S_{Ds}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$SDS < 0,167$	A	A
$0,167 \leq SD1 < 1,33$	B	C
$0,133 \leq SD1 < 0,5$	C	D
$0,2 < SDS$	D	D

Sumber : SNI 1726-2012

Berdasarkan Tabel 5.9 dan 5.10 karena nilai $S_{DS} = 0.821$ dan $S_{D1} = 0.461$ maka didapatkan kategori desain seismik D.

10. Penentuan faktor modifikasi respon (R)

Berdasarkan Tabel 3.9, sistem yang dipakai dalam perencanaan ini merupakan rangka baja pemikul momen khusus dengan nilai R adalah 8.

11. Gaya Geser Dasar

Dari parameter parameter yang didapatkan dari perhitungan sebelumnya maka dapat dicari gaya geser dasar sebagai berikut.

$$I = \text{Faktor keutamaan struktur} = 1$$

$$R = \text{Tingkat daktilitas struktur} = 8$$

$$C_s = S_{DS} \cdot I / R$$

$$= 0.821 \times 1 / 8$$

$$= 0.103$$

$$C_s \text{ upper bound } V = S_{D1} \cdot I / T \cdot R$$

$$= 0.461 \times 1 / 1,045 \times 8$$

$$= 0.05$$

$$C_S \text{ lower bound } V = 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I$$

$$= 0.044 \times 0,821 \times 1$$

$$= 0.036$$

$$C_S \text{ Menentukan } = 0.0891$$

$$V = C_s \cdot W$$

$$= 0.05 W$$

12. Gaya Horizontal Gempa Statik Ekivalen (F_i)

$$T = 1.045 \text{ detik}$$

Ketentuan:

$$T \leq 0.5 \text{ detik}, k=1$$

$$T \geq 2.5 \text{ detik}, k=2$$

$$0.5 < T < 2.5, k=2 \quad \text{atau Interpolasi}$$

Dengan interpolasi, maka didapat $k = 1,272$

$$W_t = 24715,406 \text{ kN}$$

$$C_S = 0.05$$

$$V = C_s \cdot W_t$$

$$= 0.05 \times 24715,406$$

$$= 1363,83 \text{ kN.m}$$

Gaya gempa horizontal dapat dilihat sesuai Tabel 5.9.

Tabel 5.9 Gaya Gempa Horizontal

Nama Lantai	W	H	H ^k	W.H ^k	V = C _s .W	F _i
Atap	2604,0003	23,2	54,649156	142306,42	1363,83	287,8386214
5	3596,7179	20	45,243966	162729,78	1363,83	329,1483035
4	3683,2053	16,8	36,241491	133484,85	1363,83	269,9955232
3	3650,5336	13,6	27,696715	101107,79	1363,83	204,5074748
2	3649,3164	10,4	19,686791	71843,328	1363,83	145,3151914
1	3743,7282	7,2	12,329788	46159,374	1363,83	93,36508303
Groundfloor	3787,9044	3,2	4,3934263	16641,879	1363,83	33,66099368
Total	24715,4061			674273,43		1363,831191

13. *Base Reaction Respon Spectrum (V)*

$$V \text{ statik ekivalen} = 1363,83 \text{ kN.m}$$

$$V \text{ respon spectrum X} = 1282,264 \text{ kN.m}$$

V respon spectrum Y = 1124,979 kN.m

Syarat

85% V statik ekivalen $\leq V$ respon spectrum

$$85\% \cdot 1363,83 = 1159,25$$

$$1159,25 > 1124,979 \quad \text{NOT OKE}$$

Jika belum oke maka harus re-scaling pada scale factornya.

$$\frac{I_g}{R} \times 0,85 \times \frac{V \text{ statik ekivalen}}{V \text{ respon spectrum}}$$

$$1225,831 \times 0,85 \times \frac{1363,83}{1124,979}$$

$$1263,181$$

Hasil setelah dilakukan re-scaling pada scale factor

V respon spectrum X = 1321,333kN.m

V respon spectrum Y = 1159,258 kN.m

$$85\% \cdot 1363,83 = 1159,25$$

$$1159,25 \leq 1159,258 \quad \text{OKE}$$

5.2 KOMBINASI PEMBEBANAN

Kombinasi beban faktor beban hanya digunakan pada kasus-kasus dimana kombinasi pembebanan dan beban terfaktor tersebut secara spesifik diatur oleh standar perencanaan yang sesuai. Komponen struktur harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor.

Beban notional (N_i) sebagai syarat *Direct Analysis Method* (DAM) harus ditambahkan pada setiap kondisi kombinasi pembebanan.

Kombinasi yang diperhitungkan menjadi sebagai berikut:

1. Bila kuat perlu U untuk menahan beban mati D , dan beban hidup L , dan juga beban atap L_r atau beban hujan R , paling tidak harus sama dengan:

$$U = 1.4 D + N1$$

$$U = 1.4 D + N2$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ atau } R) + N1$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ atau } R) + N2$$

2. Bila ketahanan struktur terhadap beban angin W , maka harus dipertimbangkan dalam perencanaan. Pengaruh kombinasi D , L dan W yang akan dihitung menentukan nilai U yang terbesar, yaitu:

$$U = 1.2 D + 1.0W + 1.0L + 0,5 (Lr \text{ atau } R) + N1$$

$$U = 1.2 D + 1.0W + 1.0L + 0,5 (Lr \text{ atau } R) + N2$$

3. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa E , maka harus dipertimbangkan dalam perencanaan. Pengaruh kombinasi D , L dan W yang akan dihitung menentukan nilai U yang terbesar, yaitu:

$$U = 1.2 D + 1 Lr \pm 0.3 (\rho Q_{EX} + 0.2 S_{DS} D) \pm 1 (\rho Q_{EY} + 0.2 S_{DS} D) + N1$$

$$U = 1.2 D + 1 Lr \pm 0.3 (\rho Q_{EX} + 0.2 S_{DS} D) \pm 1 (\rho Q_{EY} + 0.2 S_{DS} D) + N2$$

$$U = 1.2 D + 1 Lr \pm 1.0 (\rho Q_{EX} + 0.2 S_{DS} D) \pm 0.3 (\rho Q_{EY} + 0.2 S_{DS} D) + N1$$

$$U = 1.2 D + 1 Lr \pm 1.0 (\rho Q_{EX} + 0.2 S_{DS} D) \pm 0.3 (\rho Q_{EY} + 0.2 S_{DS} D) + N2$$

$$U = 0.9 D \pm 0.3 (\rho Q_{EX} - 0.2 S_{DS} D) \pm 1 (\rho Q_{EY} - 0.2 S_{DS} D) + N1$$

$$U = 0.9 D \pm 0.3 (\rho Q_{EX} - 0.2 S_{DS} D) \pm 1 (\rho Q_{EY} - 0.2 S_{DS} D) + N2$$

$$U = 0.9 D \pm 1 (\rho Q_{EX} - 0.2 S_{DS} D) \pm 0.3 (\rho Q_{EY} - 0.2 S_{DS} D) + N1$$

$$U = 0.9 D \pm 1 (\rho Q_{EX} - 0.2 S_{DS} D) \pm 0.3 (\rho Q_{EY} - 0.2 S_{DS} D) + N2$$

5.3 PENGECEKAN TORSI BANGUNAN

Ketidakteraturan torsi terjadi bila simpangan antar tingkat pada ujung suatu bangunan lebih besar dari 1.2 kali simpangan rata-rata pada dua ujung bangunan. Ketidakberaturan torsi dapat juga ditentukan dengan menghitung faktor pembesaran torsi A_y . Berikut tabel hasil perhitungan faktor pembesaran torsi A_x pada struktur baja SRPMK, seperti pada Tabel 5.10.

Tabel 5.10. Faktor Pembesaran Torsi A_y

Lantai	Arah Y						Keterangan
	Δa (mm)	Δb (mm)	Δ_{maks} (mm)	$\delta_{rata-rata}$ (mm)	$1,2\delta_{rata-rata}$ (mm)	A_y (mm)	
Atap	21,3	18,8	21,3	20,05	24,06	0,784	Tidak ada
5	20,2	17,8	20,2	19	22,8	0,785	Tidak ada

4	18,2	16,1	18,2	17,15	20,58	0,782	Tidak ada
---	------	------	------	-------	-------	-------	-----------

Lanjutan **Tabel 5.10.** Faktor Pembesaran Torsi Ay

Lantai	Arah Y						Keterangan
	Δa (mm)	Δb (mm)	Δ_{maks} (mm)	$\delta_{rata-rata}$ (mm)	$1,2\delta_{rata-rata}$ (mm)	Ay (mm)	
3	15,5	13,7	15,5	14,6	17,52	0,783	Tidak ada
2	12,1	10,7	12,1	11,4	13,68	0,782	Tidak ada
1	8,1	7,1	8,1	7,6	9,12	0,789	Tidak ada
GF	2,4	2,1	2,4	2,25	2,7	0,790	Tidak ada

Berikut tabel hasil perhitungan faktor pembesaran torsi Ax pada struktur baja SRPMK, seperti pada Tabel 5.11.

Tabel 5.11. Faktor Pembesaran Torsi Ax

Lantai	Arah X (mm)						Keterangan
	Δa (mm)	Δb (mm)	Δ_{maks} (mm)	$\delta_{rata-rata}$ (mm)	$1,2\delta_{rata-rata}$ (mm)	Ay (mm)	
Atap	17,7	17,8	17,8	17,75	21,3	0,698	Tidak ada
5	16,9	17	17	16,95	20,34	0,699	Tidak ada
4	15,4	15,6	15,6	15,5	18,6	0,703	Tidak ada
3	13,3	13,5	13,5	13,4	16,08	0,705	Tidak ada
2	10,6	10,7	10,7	10,65	12,78	0,701	Tidak ada
1	7,3	7,4	7,4	7,35	8,82	0,704	Tidak ada
GF	2,2	2,3	2,3	2,25	2,7	0,726	Tidak ada

Dapat dilihat bahwa nilai $\delta_{max} < 1.2 \delta_{rata-rata}$ atau faktor pembesaran torsi $A_x < 1$ dan juga $A_y < 1$, sehingga struktur gedung termasuk kategori tanpa ketidakberaturan torsi.

5.4 DATA PADA ETABS

Analisis kekuatan perlu menggunakan software aplikasi ETABS 2015. Input data harus di dasarkan pada peraturan-peraturan yang sesuai dan pemodelan struktur semirip mungkin dengan desain.

5.4.1 Define - Material

Material yang digunakan meliputi:

1. Baja Profil (default)

$$W = 76.972 \text{ kN/m}^3$$

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

$$\text{Poisson} = 0,3$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$f_u = 380 \text{ MPa}$$

2. Beton

$$W = 23.54 \text{ kN/m}^3 \text{ (beton bertulang)}$$

$$E = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 23500 \text{ MPa}$$

$$\text{Poisson} = 0,2$$

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

3. Tulangan Pokok

$$W = 76.972 \text{ kN/m}^3$$

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

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

$$f_u = 410 \text{ MPa}$$

4. Tulangan Sengkang

$$W = 76.972 \text{ kN/m}^3$$

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

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$f_u = 270 \text{ MPa}$$

5.4.2 Define – Property

Memuat informasi atau data-data dari elemen struktur tiga dimensi. Elemen struktur yang digunakan berupa:

1. Balok baja

Untuk balok merupakan balok baja, dapat dilihat pada Tabel 5.12.

Tabel 5.12 Data-Data Elemen Balok Pada Analisis ETABS

Nama	Profil
B1	IWF 450x300

2. Kolom komposit

Untuk kolom komposit perpaduan dua material baja dan beton menjadi satu komponen sehingga perlu membuat material baru pada Section designer. Misal K1 berdimensi total (500x500) digambarkan meliputi profil baja IWF 300x300, tulangan longitudinal 4D-20 dan beton normal, dapat dilihat pada Tabel 5.13.

Tabel 5.13 Data-Data Elemen Kolom Komposit Pada Analisis ETABS

Nama	Dimensi (mm)		Profil (mm)	Tul Pokok (mm)
K1	500	500	IWF-300-300	4D-20

Koreksi kekakuan dimasukkan dalam *setting Set Modifiers* pada kotak “*Cross-section (axial)area*” untuk nilai reduksi A dan pada kotak “*Moment of Inertia about 2 axis-3 axis*” untuk nilai reduksi I . Sehingga nilai pada E (modulus elastisitas) tanpa direduksi.

3. Pelat *Steel Deck*

Pelat merupakan *steeldeck* diasumsikan menerima gaya vertikal akibat beban mati dan hidup, juga menerima gaya horisontal/lateral akibat gempa. Tebal pelat adalah 125 mm dan menggunakan properties dari *canam asia*.

5.4.3 *Define- Load Pattern*

Memuat jenis beban yang akan dibebankan pada elemenstruktur. Beban-beban tersebut sebagai berikut:

Beban Mati = *Dead (Selfweight =1)*

Beban hidup = *Live*

Beban atap = *Roof Live*

Beban gempa = *Quake (E_x, E_y)*

Beban notional= *Notional (N_x, N_y)*

5.4.4 *Define Load Case*

Memuat tipe analisis pembebanan. Berikut macam-macam tipe analisis pada beban-beban:

1. Beban mati , Beban Hidup

Load case type = Linear Static

Load type = Load Pattern

Load Name = Dead , Live

Scale factor = 1

2. Beban Gempa (Ex dan Ey)

Load case type = Response Spektrum

Load type = Acceleration

*Load Name = U1 (Gempa arah X) ,
U2 (Gempa arah Y)*

Function = RS Gedung Seni

Directional comb = SRSS

3. Notional Load (Nx, Ny)

Load case type = Non Linear Static

Initial Conditions = Zero (dibulatkan)

Load type = Load Pattern

Load type = Nx, Ny

Scale factor = 1

Geometric NL = P-Delta

Load name = Dead dengan scale factor = 1,2

Live dengan scale factor = 1

5.4.5 Define- Load Combination

Untuk kombiansi pembebanan cukup memasukkan kombinasi pembebanan non linear ditambah beban gempa. Misal 1,2D+1E1+L+Nx.

Combination type = linear add

5.4.6 Define-Function

Untuk beban gempa menggunakan *function response spectrum* pada ETABS dengan memasukkan data sebagai berikut:

$S_s = 1.213$

$$S_I = 0.445$$

$$\text{Site Class} = S_D$$

5.4.7 Define-Mass source

Massa yang digunakan untuk analisis yaitu

1. Massa dari berat sendiri elemen struktur (beban mati struktur) dan beban tambahan (beban mati tambahan)
2. Selain beban mati, yaitu beban hidup dan beban atap (beban gempa bukan merupakan beban tetapi percepatan)

Pada pilihan *Mass Source* dipilih kedua massa seperti dijelaskan di atas. Beban hidup boleh direduksi sebesar 20% pada kotak *Multiplier* seperti yang tercantum pada peraturan pembebanan minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain SNI 1727 2013 dan untuk beban atap tanpa direduksi.

5.4.8 Assign-Joint-Diaphragms

Pelat lantai dianggap sebagai diafragma dengan balok sehingga gerakan pelat menjadi satu kesatuan dalam arah yang sama tetapi masih bisa menerima lenturan pada arah tegak lurus pelat (arah z). Oleh karena itu pelat didefinisikan sebagai pengaku (diaphragma) dengan memilih semua joint yang terhubung. Dengan adanya sebagai pengaku maka joint yang berada dalam satu kelompok yang sama akan bergerak sebagai satu kesatuan bersamasama.

5.4.9 Assign-Joint-Restraints

Tumpuan berupa jepit diasumsikan kolom terjepit pada pondasi. Hal ini diharapkan tumpuan dapat menahan translasi arah x,y,z dan rotasi dengan kata lain terjepit kaku.

5.4.10 Assign-Load

Beban-beban dibawah ini dimasukkan pada program ETABS 2015 untuk mewakili nilai beban pada analisis.

$$\text{Frame Load} = Q_D \text{Dinding} = 1.96 \text{ kN/m}$$

<i>Shell Load</i>	= Q_D Plat lantai	= 2,322 kN/m ²
	Plat atap	= 0,9 kN/m ²
	Q_L Kamar	= 1.92 kN/m ²
	Ruang Kantor	= 2,4 kN/m ²
	Hall/Loby	=4.79 kN/m
	Gudang ringan	=6 kN/m ²
	Meeting room	=4,79 kN/m ²
	Koridor lantai pertama	=4.79 kN/m ²
	Koridor koridor lantai lainnya	= 3,83 kN/m ²

Tabel 5.14 Nilai Beban Notional Tiap Level

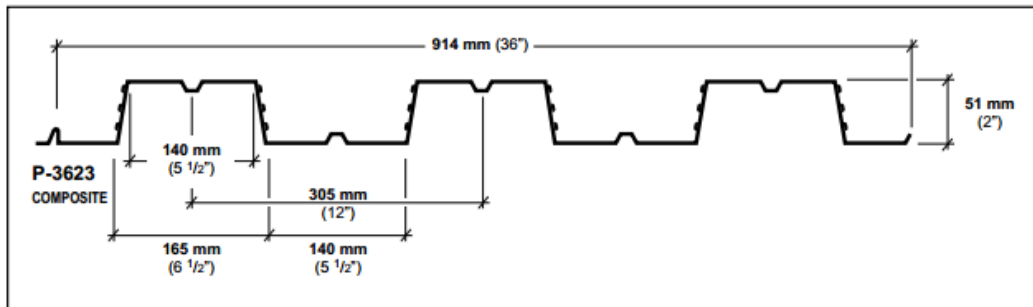
Level	Ni (kN)	
	Arah x	Arah y
GF	0,387	0,387
1	0,336	0,336
2	0,330	0,330
3	0,330	0,330
4	0,330	0,330
5	0,324	0,324
Atap	0,297	0,297

5.4.11 Analyze-Run

Software analisis ETABS 2015 siap memproses hasil analisis stabilitas sesuai dengan asumsi asumsi perencana . Hasil keluaran yang diharapkan dapat dilihat di *display-show table* berupa gaya-gaya dalam,lendutan,gaya geser gempa,berat struktur, pergeseran joint, dll.

5.5 PERENCANAAN STEELDECK

Steeldeck direncanakan menggunakan tipe 22 P-3623 *composite* dari *Canam Asia*. *Steeldeck* bertumpu pada balok anak dan mempunyai dimensi dan properties seperti pada Gambar 5.2 dan Tabel 5.15.



Gambar 5.2 Steeldeck P-3623 Composite (Canam Asia)

Tabel 5.15 Physical Properties Steeldeck P-3623 Composite (Canam Asia)

Type	Nominal Thickness	Design Thickness	Overall Depth	Weight	Section Modulus		Moment of Inertia	Steel Area	Center of Gravity
	mm (in.)	mm (in.)	mm (in.)	kg/m ² (lb/ft ²)	M ⁺ mm ³ (in ³)	M ⁻ mm ³ (in ³)	mm ⁴ (in ⁴)	mm ² (in ²)	mm (in.)
22	0.76 (0.030)	0.762 (0.0300)	50.8 (2.00)	8.50 (1.74)	15 350 (0.2855)	15 350 (0.2855)	430 932 (0.3156)	1 016 (0.480)	25.40 (1.00)
20	0.91 (0.036)	0.909 (0.0358)	51.0 (2.01)	10.07 (2.06)	19 473 (0.3622)	19 473 (0.3622)	532 353 (0.3898)	1 212 (0.573)	25.47 (1.00)
18	1.21 (0.048)	1.217 (0.0479)	51.3 (2.02)	13.26 (2.72)	27 996 (0.5207)	27 996 (0.5207)	717 655 (0.5255)	1 622 (0.766)	25.63 (1.01)

5.5.1 Perencanaan Awal Pelat Komposit

Steeldeck direncanakan menggunakan tipe P-3623 composite dari Canam Asia. Dengan layanan seperti yang tertera pada Tabel 5.16.

Tabel 5.16 Service Load P-3623

Slab Thick. (mm)	Deck Thick. (mm)	Maximum Unshored Span			Self Weight (kPa)	Comp. Mom. of Inertia (10 ⁶ mm ⁴)	SPAN (mm)														
		Single (mm)	Double (mm)	Triple (mm)			1 500	1 650	1 800	1 950	2 100	2 250	2 400	2 550	2 700	2 850	3 000	3 150	3 300		
100																					
	0.76	2 280	2 430	2 530	1.84	5.718	20.00	18.78	16.05	13.91	12.20	10.80	9.65	8.68	7.87	7.17	6.57	6.05	5.59		
	0.91	2 670	2 920	3 015	1.85	6.080	20.00	20.00	20.00	17.40	15.25	13.50	12.05	10.84	9.82	8.94	8.19	7.54	6.97		
	1.21	3 115	3 485	3 575	1.88	6.772	20.00	20.00	20.00	20.00	18.28	16.17	14.44	12.98	11.75	10.71	9.80	9.02	8.34		
125																					
	0.76	2 035	2 035	2 120	2.43	10.841	20.00	20.00	20.00	18.58	16.29	14.42	12.88	11.59	10.51	9.58	8.77	8.08	7.47		
	0.91	2 425	2 675	2 765	2.44	11.498	20.00	20.00	20.00	20.00	18.02	16.09	14.48	13.11	11.94	10.94	10.07	9.31			
	1.21	2 845	3 195	3 265	2.47	12.758	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.29	17.35	15.71	14.31	13.10	12.05	11.14			
140																					
	0.76	1 855	1 855	1 930	2.78	15.050	20.00	20.00	20.00	20.00	18.74	16.59	14.82	13.34	12.09	11.02	10.10	9.29	8.59		
	0.91	2 310	2 550	2 640	2.80	15.938	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.52	16.66	15.09	13.74	12.59	11.59	10.71			
	1.21	2 720	3 050	3 125	2.82	17.647	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.96	18.08	16.46	15.08	13.87	12.82			
150																					
	0.76	1 750	1 750	1 825	3.02	18.390	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.04	16.12	14.51	13.14	11.98	10.98	10.11	9.34		
	0.91	2 245	2 420	2 525	3.03	19.456	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.11	16.40	14.94	13.69	12.60	11.64			
	1.21	2 650	2 965	3 040	3.06	21.511	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.66	17.90	16.39	15.08	13.94			
165																					
	0.76	1 615	1 615	1 685	3.37	24.277	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.06	16.25	14.72	13.42	12.30	11.32	10.47		
	0.91	2 155	2 235	2 330	3.38	25.643	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.38	16.74	15.34	14.11	13.05		
	1.21	2 555	2 850	2 930	3.41	28.288	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	18.37	16.90	15.62	
190																					
	0.76	1 430	1 430	1 395	3.96	36.664	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.16	17.36	15.82	14.50	13.35	12.34	
	0.91	1 980	1 980	2 065	3.97	38.628	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.74	18.08	16.64	15.38
	1.21	2 425	2 680	2 770	4.00	42.447	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	19.94	18.42	

1. Beban *Finishing*

a. Spesi = 0,515 kN/m

b. Pasir Progo = 1,265 kN/m

c. Penggantung = 0,2 kN/m

d. Instalasi ME = 0.245 kN/m

e. Keramik = 0,097 kN/m

$$Q_d = 2,322 \text{ kN/m}$$

2. Beban Hidup

a. Beban ruang hotel $Q_l = 2,5 \text{ kN/m}$

3. Beban Berguna

b. Beban Terfaktor = $1.2 Q_D + 1.6 Q_L$

$$= 1.2 \times 2,322 + 1.6 \times 2,5$$

$$= 6,787 \text{ kN/m}$$

4. Beban Desain

Beban desain adalah beban yang dapat ditahan oleh steeldeck (Untuk bentang 3000 mm , tebal slab 125 mm, dan tebal pelat 0,76 mm) Beban desain = 8,77 kN/m

Cek kemampuan beban desain terhadap beban berguna

$$\text{Beban desain} = 8,77 \text{ kN/m} > \text{Beban Terfaktor} = 6,787 \text{ kN/m OKE}$$

5.5.2 Kontrol Kapasitas Tampang Pelat

1. Pembebanan

a. Beban Mati (W_d) :

Berat Pelat = 2.43 kN/m

Berat beban finishing = 2,322 kN/m

$$4,752 \text{ kN/m}$$

b. Beban Hidup (W_L) : =2,5 kN/m

c. Beban Terfaktor (W_u) = $1.2 W_d + 1.6 W_L$

$$= 1,2 \times 4,752 + 1,6 \times 2,5$$

$$= 9,703 \text{ kN/m}$$

2. Momen Layanan Terfaktor

- a. Momen Tumpuan/Negative (Mu^-) = $0.10 W_u L^2$
= $0.1 \times 9,703 \times 3^2$
= 8,732 kN.m
- b. b.Momen Lapangan/Positif (Mu^+) = $0.08 W_u L^2$
= $0.08 \times 9,703 \times 3^2$
=6,98 kN.m
- c. Gaya Geser Terfaktor (Vu) = $0.50 W_u L$
= $0.50 \times 9,703 \times 3$
=14,55 kN

3. Kontrol Lendutan

Terhadap beban permanen

$$\text{Berat beton } (W_c) = 2.43 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat beban berguna} = 6,787 \text{ kN/m}$$

$$=9,217 \text{ kN/m}$$

$$I_{\text{composite}} = 10.841 \text{ 1000000 mm}^4$$

$$\Delta = \frac{5 W_u L^4}{384 E I_c} \leq \frac{L}{480}$$

$$= \frac{5 \times 9,217 \times 3000}{384 \times 2000000 \times 10841000} \leq \frac{3000}{480}$$

$$=2,37 \text{ mm} \leq 5,625 \text{ mm} \quad \text{OKE}$$

5.5.3 Kontrol Kapasitas Momen Pelat

Kapasitas momen pelat dikontrol apakah momen pada daerah momen positif / lapangan dan daerah momen negative/lapangan aman.

1. Kontrol Kapasitas Momen Pelat

$$\text{Beban mati } (W_D) = 4,757 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban hidup } (W_L) = 2,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban terfaktor } (W_U) = 9,703 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momen tumpuan / negative } (Mu^-) = 8,73 \text{ kN.m}$$

$$\text{Momen lapangan / positif } (Mu^+) = 6,98 \text{ kN.m}$$

2. Kapasitas Momen Lapangan (Mu^+)

Data-data pelat

$$\text{Luas (As)} = 1016 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lebar pelat (b)} = 914 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif (d)} = 125 \text{ mm}$$

$$\text{Tegangan leleh (fy)} = 400 \text{ MPa}$$

$$C = T$$

$$a = \frac{As fy}{0.85 f'c b}$$

$$= \frac{1016 \cdot 400}{0.85 \cdot 25 \cdot 914}$$

$$= \frac{484800}{19422,5}$$

$$= 20,924 \text{ mm}$$

Maka momen nominal

$$\phi Mn = 0.9 As fy \left(d - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \cdot 1016 \cdot 400 \left(125 - \frac{1}{2} \cdot 20,924 \right)$$

$$= 41893384,89 \text{ N.mm}$$

$$= 41,89338489 \text{ kN.m}$$

$$\phi Mn = 41,893 \text{ kN.m} > Mu = 5,658 \text{ kN.m OKE}$$

3. Kapasitas Momen Tumpuan (Mu -)

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

$$D \text{ Tulangan} = 10 \text{ mm}$$

$$H \text{ pelat lantai} = 125 \text{ mm}$$

$$\text{Tegangan leleh (fy)} = 400 \text{ MPa}$$

$$ds \text{ Tulangan Pokok} = Pb + \frac{D \text{ tulangan pokok}}{2}$$

$$= 20 + \frac{10}{2}$$

$$d \text{ Tulangan Pokok} = h - ds$$

$$= 125 - 25$$

$$= 100 \text{ mm}$$

$$Mu = 8,733 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
&= \frac{8,733}{0,9} \\
&= 9,7 \text{ kNm} \\
Rn &= \frac{Mn}{\phi 1000000} \\
&= \frac{9,7}{914 \cdot 10000} \\
&= 1,062 \\
m &= \frac{fy}{0,85 f'c} \\
&= \frac{400}{0,85 \cdot 25} \\
&= 18,823 \\
\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot r_n}{fy}} \right) \\
&= \frac{1}{18,823} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,823 \cdot 1,062}{400}} \right) \\
&= 0,00272 \\
\text{As Pakai} &= \rho \cdot b \cdot d \\
&= 0,00272 \cdot 914 \cdot 100 \\
&= 248,96 \text{ mm}^2 \\
\text{S Perlu} &= \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot 914}{As} \\
&= \frac{0,25 \cdot 3,141593 \cdot 10^2 \cdot 914}{248,962} \\
&= 288,337 \\
\text{S pakai} &= 300 \text{ mm}
\end{aligned}$$

5.6 PERENCANAAN BALOK

Dimensi balok didapat dengan coba-coba profil setelah dilakukan analisis kekuatan perlu menggunakan aplikasi ETABS. Gaya dalam yang diperlukan dalam analisis kuat tersedia ini adalah momen dan gaya lintang. Semua balok akan diperiksa ketersediaan kekuatannya.

5.6.1 Balok Induk

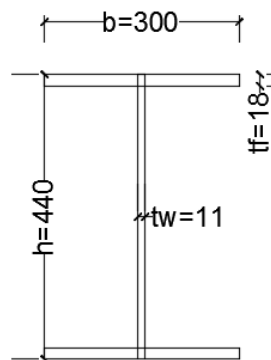
Balok yang telah di analisis dapat diketahui kekuatannya, daftar balok-balok tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.17.

Tabel 5.17 Rekapitulasi Balok Induk *Output* ETABS

Nama	Profil	$Mu +$ (kN.m)	$Mu -$ (kN.m)	$Vu +$ (kN)	$Vu -$ (kN)	f (mm)	L (mm)
B1	IWF 450x300	257,223	325,552	229,955	225,001	4,6	8100

A. Data Profil

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan pada balok B1 menggunakan IWF 450x300. Data profil balok B1 dapat dilihat pada Gambar 5.3 dan Tabel 5.18



Gambar 5.3 Profil B1 WF 450x300

Tabel 5.18 Data Profil B1 WF 600x300

Properties	Nilai	Satuan	Properties	Nilai	Satuan
f_y	240	MPa	A	15740	mm^2
E	200000	MPa	I_x	561000000	mm^4
W	124	kg/m	I_y	81100000	mm^4
h	440	mm	i_x	18,9	cm
bf	300	mm	i_y	7,18	cm
tw	11	mm	Z_x	2230000	mm^3
tf	18	mm	Z_y	257000	mm^3

B. Cek Profil

1. Cek Lendutan Ijin

$$\begin{aligned} f' &= \frac{L}{360} \\ &= \frac{7400}{360} \\ &= 20,55 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi di ETABS (*Deflections*)

$$f = 6,3 \text{ mm}$$

Syarat,

$$f = 6,3 \text{ mm} < f' = 20,55 \text{ mm OKE}$$

2. Cek Klasifikasi Profil

a. Sayap

$$\frac{0.5 b}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{0.5 \cdot 300}{18} \leq 0.38 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

8,33 ≤ 10.969, Profil sayap kompak

b. Badan

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{440}{11} \leq 3.76 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

40 ≤ 108.541, Profil badan kompak

3. Cek Tekuk Lateral

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{81100000}{15740}}$$

$$= 71,78 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 71,78 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 3646,953 \text{ mm}$$

$$= 3,647 \text{ m}$$

$$C = 1$$

$$h_o = h - t_f$$

$$= 440 - 18$$

$$= 440 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$$

$$= \frac{81100000 \times 422^2}{4}$$

$$= 3610653100000 \text{ mm}^6$$

$$r_{2ts} = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}$$

$$= \frac{\sqrt{81100000 \times 3610653100000}}{2230000}$$

$$= 7673,587$$

$$r_{ts} = 87,599 \text{ mm}$$

$$J_c = \frac{1}{3} ((2xtf^3 \cdot xbf) + (tw^3 \cdot xho))$$

$$= \frac{1}{3} ((2 \times 18^3 \times 300) + (11^3 \times 422))$$

$$= 1353627,33 \text{ mm}^4$$

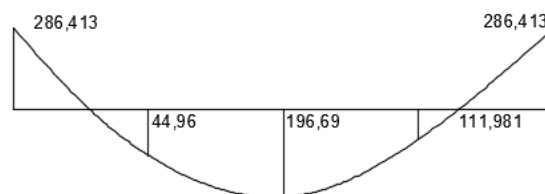
$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot f_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 1,95 \cdot 87,599 \frac{200000}{0,7 \cdot 240} \sqrt{\frac{1353627,33}{22320000 \times 422} + \sqrt{\left(\frac{1353627,33}{22320000 \times 422}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot 240}{200000}\right)^2}}$$

$$= 12947,06 \text{ mm}$$

$$= 12,947 \text{ m}$$

faktor C_b untuk memasukkkan pengaruh bentuk momen antara dua pertambahan lateral, Diagram BMD Balok B1 dapat dilihat pada Gambar 5.4



Gambar 5.4 Diagram BMD Balok B1

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \text{Momen Max} && = 286,4139 \text{ kN.m} \\
 M_A &= \text{Momen } 1/4 \text{ Bentang} && = 44,964 \text{ kN.m} \\
 M_B &= \text{Momen } 1/2 \text{ Bentang} && = 196,69 \text{ kN.m} \\
 M_C &= \text{Momen } 3/4 \text{ Bentang} && = 111,981 \text{ kN.m} \\
 C_b &= \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \\
 &= \frac{12.5 \cdot 286,4139}{2,5 \cdot 325,552 + 3 \cdot 44,964 + 4 \cdot 196,7 + 3 \cdot 111,981} \\
 &= 2,048
 \end{aligned}$$

digunakan jarak pertambahan lateral

$$L_b = 2,466 \text{ m} < L_p$$

Kuat lentur maksimum pada batas Plastis (Maksimum)

$$\begin{aligned}
 M_p &= Z_x \cdot f_y \\
 &= 2230000 \times 240 \\
 &= 535200000 \text{ N.mm} \\
 &= 535,2 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 286,413 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_p \\
 &= 535,2 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi M_p \\
 &= 0,9 \cdot 535,2 \\
 &= 481,68 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ratio} &= \frac{M_u}{\phi M_n} \\
 &= \frac{286,413}{481,68} \\
 &= 0.594 \approx \text{OKE karena nilai ratio kurang dari } 1
 \end{aligned}$$

4. Cek Kuat Geser

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat } \frac{h}{t_w} &< 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
 \frac{440}{11} &< 2.24 \sqrt{\frac{200000}{240}}
 \end{aligned}$$

$$40 < 64.663$$

Maka,

$$\phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

Kuat geser nominal pelat badan profil

$$\phi V_n = \phi_v 0.6 f_y A_w C_v$$

$$= 1 \times 0.6 \times 240 \times 440 \times 11 \times 1$$

$$= 696960 \text{ N}$$

$$= 696,96 \text{ kN}$$

$$V_u = 239,44 \text{ kN}$$

$$\text{Ratio} = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{239,44}{696,96} = 0,343 < 1 \text{ OKE karena nilai ratio kurang dari 1}$$

Selanjutnya dengan cara yang sama didapatkan hasil perhitungan, dapat dilihat pada Tabel 5.19.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Balok Induk

Nam a	Profil	M_u Max (kN.m)	ϕM_n (kN.m)	V_u Max (kN)	ϕV_n (kN)	f (mm)	f' (mm)
B1	IWF 450x300	286,413	481,68 0	239,44	696,96	6,3	20,55
OKE						OKE	

Penelitian ini juga mencoba alternatif dimensi propertis balok induk yang berbeda dengan tujuan mendapatkan hasil yang lebih efisien. Berikut ini adalah rekapitulasi analisis menggunakan dimensi profil yang berbeda pada balok induk, dapat dilihat pada Tabel 5.20

Tabel 5.20 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Alternatif Profil Balok Induk B1

No Alternatif	Profil	Cek Momen				Cek Geser			
		M_u Max (kN.m)	ϕM_n (kN.m)	Ratio	Ket	V_u Max (kN)	ϕV_n (kN)	Ratio	Ket
1	IWF 450x300	233,5924	612,101	0,382	Oke	199,2349	696,960	0,286	Oke
2	IWF 300x200	211,8216	217,188	0,975	Oke	196,3498	386,208	0,508	Oke

Pada penelitian ini balok induk tidak mengalami tekuk torsi lateral, maka tidak dibutuhkan *stiffener*.

5.6.2 Balok Anak

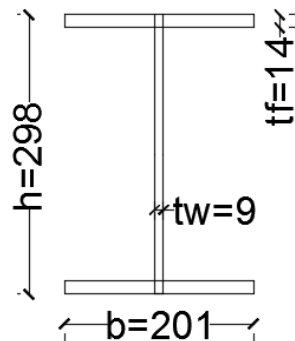
Dimensi balok didapat dengan coba-coba profil setelah dilakukan analisis kekuatan perlu menggunakan aplikasi ETABS. Semua balok akan diperiksa ketersediaan kekuatannya, daftar balok dapat dilihat pada Tabel 5.21.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Balok Anak Sebelum Komposit

Nama	Profil	$Mu +$ (kN.m)	$Mu -$ (kN.m)	$Vu +$ (kN)	$Vuy -$ (kN)	f (mm)	L (mm)
Ba-1	IWF 300X200	62,893		64,955		2,3	4050

A. Data Profil

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan pada balok BA-1 menggunakan IWF 300 x 200. Data profil balok BA1 dapat dilihat pada Gambar 5.5 dan Tabel 5.22.



Gambar 5.5 Profil Balok Anak BA-1 WF 300x200

Tabel 5.22 Data Profil BA-1 WF 300x200

Properties	Nilai	Satuan	Properties	Nilai	Satuan
f_y	240	MPa	t_w	9	mm
E	200.000	MPa	t_f	14	mm
f'_c	25	MPa	A	8336	mm ²
t pelat	125	mm	I_x	133000000	mm ⁴
L	4050	mm	I_y	19000000	mm ⁴
b_{eff}	1850	mm	i_x	12,6	cm

Lanjutan **Tabel 5.22** Data Profil BA-1 WF 300x200

W	6,6	kN/m	i_y	4,77	cm
h	298	mm	Z_x	893000	mm ³
bf	201	mm	Z_y	189000	mm ³

B. Kondisi Balok Anak Sebelum Komposit

1. Beban Mati

$$\text{berat pelat steel deck} = 2,44 \times 1 = 2,44 \text{ kN/m}$$

$$\text{berat pelat beton} = 0,125 \times 2,4 = 0,3 \text{ kN/m}$$

$$\text{berat sendiri profil IWF} = 6,66 \text{ kN/m}$$

$$Q_d = 9,39 \text{ kN/m}$$

2. Kombinasi Beban

$$Q_u = 1,2 Q_d$$

$$= 1,2 \times 9,39$$

$$= 11,276 \text{ kN/m}$$

3. Momen, Gaya Geser, Dan Lendutan Yang Terjadi

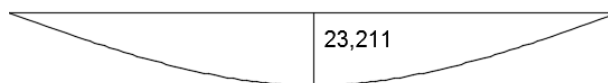
a. Gaya Momen

$$M_u = \frac{1}{8} Q_u L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 11,276 \times 4,05^2$$

$$= 23,211 \text{ kN.m}$$

Diagram BMD dapat dilihat pada Gambar 5.6



Gambar 5.6 Diagram BMD Balok Anak

b. Gaya Geser

$$V_u = \frac{1}{2} Q_u L$$

$$= \frac{1}{2} \times 11,276 \times 4,05$$

$$= 22,83 \text{ kN}$$

Diagram BMD dapat dilihat pada Gambar 5.7



Gambar 5.7 Diagram SFD Balok Anak

c. Lendutan

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{5 q_{all} L^4}{384 E I_x} \\
 &= \frac{5 \times 11,276 \times 4050^4}{384 \times 20000 \times 13300000} \\
 &= 1,485 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

C. Cek Profil Sebelum Komposit

1. Cek Lendutan Ijin

$$\begin{aligned}
 f' &= \frac{L}{360} \\
 &= \frac{4050}{360} \\
 &= 11,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{5 q_{all} L^4}{384 E I_x} \\
 &= \frac{5 \times 11,276 \times 4050^4}{384 \times 20000 \times 11300000} \\
 &= 1,485 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat $f < f'$

$f = 1,485 \text{ mm} < f' = 11,25 \text{ mm} \approx \text{OKE}$

2. Cek Klasifikasi Profil

a. Sayap

$$\frac{0.5 b}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{0.5 \times 201}{14} \leq 0.38 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$7,178 \leq 10,969$ Profil sayap kompak

b. Badan

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{298}{9} \leq 3.76 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$33,11 \leq 108.541 \quad \text{Profil badan kompak}$$

3. Cek Tekuk Lateral

$$\begin{aligned} Mn &= Mp = Zx \cdot fy \\ &= 893000 \times 240 \\ &= 214320000 \text{ N.mm} \\ &= 214,32 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0.9 \times 214,32 \\ &= 192,88 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$Mu \text{ Max} = 23,11 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} \text{Ratio} &= \frac{Mu}{\phi Mn} \\ &= \frac{23,11}{192,88} \end{aligned}$$

$$= 0,119 \approx \text{OKE karena nilai rasionya kurang dari 1}$$

4. Cek Kuat Geser

$$\text{Syarat } \frac{h}{tw} < 2.24 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{298}{9} < 2.24 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$33,11 < 64.663$$

$$\phi v = 1$$

$$Cv = 1$$

Kuat geser nominal pelat badan profil

$$\begin{aligned} \phi Vn &= \phi v \cdot 0.6 \cdot fy \cdot Aw \cdot Cv \\ &= 1 \times 0.6 \times 240 \times 298 \times 9 \times 1 \\ &= 386208 \text{ N} \\ &= 386,208 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Vu = 22,83 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Ratio} &= \frac{Vu}{\phi Vn} \\ &= \frac{22,83}{386,20} \end{aligned}$$

$$= 0,059 < 1 \text{ OKE karena nilai rasionya kurang dari 1}$$

D. Kondisi Balok Anak Setelah Komposit

Balok anak yang dimodelkan pada software ETABS merupakan balok anak komposit, oleh karena itu nilai gaya dalam untuk balok anak setelah komposit diambil dari hasil analisis dari ETABS.

E. Cek Profil Setelah Komposit

1. Cek Klasifikasi Profil

a. Sayap

$$\frac{0.5 b}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{0.5 \cdot 201}{14} \leq 0.38 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$7,178 \leq 10.969 \quad \text{Profil sayap kompak}$$

b. Badan

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{298}{9} \leq 3.76 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$33,11 \leq 108.541 \quad \text{Profil badan kompak}$$

2. Lebar Efektif Pelat Beton

b_{eff} diambil dari nilai terkecil ketentuan berikut

$$b_{eff} \leq \frac{1}{4} L$$

$$b_{eff} \leq 0.25 \cdot 4050$$

$$b_{eff} \leq 1012,5 \text{ mm}$$

$$b_{eff} \leq b$$

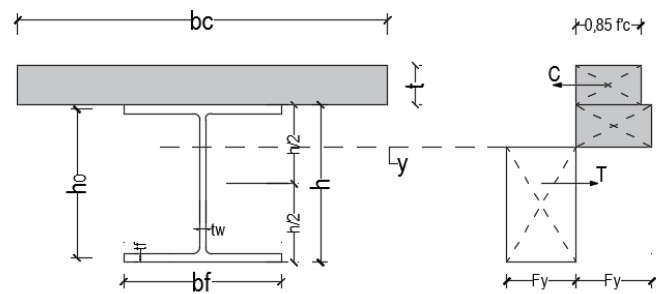
$$b_{eff} \leq 4050 \text{ mm}$$

Maka

$$b_{eff} = 1012,5 \text{ mm}$$

3. Menentukan Gaya Kopel Maksimum

4. Untuk menghitung momen plastis balok komposit dicari posisi sumbu netral terlebih dahulu, seperti Gambar 5.8 dibawah ini.



Gambar 5.8 Diagram Tegangan –Regangan Balok Komposit

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \cdot f_y \\
 &= 8336 \times 240 \\
 &= 2000640 \text{ N} \\
 &= 2000,64 \text{ kN} \\
 C &= 0.85 f'_c A_c \\
 &= 0.85 \times 25 \times 1012,5 \times 125 \\
 &= 2689453,125 \text{ N} \\
 &= 2689,453 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$C > T$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b e f f} \\
 &= \frac{8336 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1012,5} \\
 &= 92,98 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Y_c = h_r + t_c = 125 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Y_2 &= Y_c - \frac{1}{2} a \\
 &= 125 - \frac{1}{2} \times 92,98 \\
 &= 78,50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5. Menghitung Kekuatan Nominal Penampang Komposit

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s f_y \left(Y_2 + \frac{1}{2} d \right) \\
 &= 8336 \times 240 \times \left(78,5 + \frac{1}{2} \times 298 \right) \\
 &= 455160158,034 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$= 455,16 \text{ kN.m}$$

$$\phi Mn = 0.9 Mn$$

$$= 0,9 \times 455,16 \text{ kN.m}$$

$$= 409,644 \text{ kN.m}$$

$$Mu = 62,893 \text{ kN.m}$$

$$\text{Ratio} = \frac{Mu}{\phi Mn}$$

$$= \frac{62,893}{409,644}$$

$$= 0,154 \text{ OKE}$$

6. Menghitung Luasan Transformasi Beton Ke Baja

$$W_c = 2.4 \text{ kN/m}^2$$

$$E_c = 0.043 W_c^{1.5} \sqrt{f'c}$$

$$= 0.043 \cdot 2.4^{1.5} \sqrt{25}$$

$$= 0,79910000$$

$$= 7993,837 \text{ MPa}$$

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

$$beff = 1012,5 \text{ mm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$= \frac{200000}{7993,837}$$

$$= 25,019$$

$$btr = \frac{beff}{n}$$

$$= \frac{1012,5}{25,019}$$

$$= 40,46 \text{ mm}$$

$$Atr = btr \times t_{\text{pelat}}$$

$$= 40,46 \times 125$$

$$= 5058,6 \text{ mm}^2$$

7. Menentukan Letak Garis Netral

$$Yna = \frac{\frac{Atr \cdot t_{\text{plat beton}}}{2} + (As(t_{\text{plat beton}} + \frac{d}{2}))}{(Atr + As)}$$

$$= \frac{\frac{5058,6 \times 125}{2} + (8336(125 + \frac{298}{2}))}{(5058,6 + 8336)}$$

$$= 194,124 \text{ mm}$$

8. Menentukan Nilai momen Inersia Penampang Transformasi

$$I_{tr} = \frac{b t r (t_{pelat})^3}{12} + A_{tr} (Y_{na} - \frac{t_{pelat}}{2})^2 + I_x + A_s ((\frac{d}{2} + t_{pelat}) - Y_{na})^2$$

$$= \frac{40,46 (125)^3}{12} + 5058,6 (194,124 - \frac{125}{2})^2 + 13300000 + 8336 \times$$

$$((\frac{298}{2} + 125) - 194,12) ^2$$

$$= 273877466,8 \text{ mm}^4$$

9. Kontrol Lendutan

a. Cek Lendutan

Lendutan Ijin :

$$f' = \frac{L}{360}$$

$$= \frac{4050}{360}$$

$$= 11,25 \text{ mm}$$

Lendutan yang terjadi di ETABS

$$f = 2,3 \text{ mm}$$

$$f = 2,3 \text{ mm} < f' = 11,25 \text{ mm} \approx \text{OKE}$$

10. Cek Kuat Geser

$$\text{Syarat } \frac{h}{t_w} < 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{298}{9} < 2.24 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$33,11 < 64.663$$

Maka

$$\phi_v = 1$$

$$C_v = 1$$

Kuat geser nominal pelat badan profil

$$\phi V_n = \phi_v 0.6 f_y A_w C_v$$

$$= 1 \times 0.6 \times 240 \times 298 \times 9 \times 1$$

$$= 386208 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
&= 386,208 \text{ kN} \\
V_u &= 64,958 \text{ kN} \\
\text{Ratio} &= \frac{V_u}{\phi V_n} \\
&= \frac{64,958}{386,208} \\
&= 0,168 < 1 \text{ OKE}
\end{aligned}$$

1.6.3 Perencanaan Penghubung Geser Balok

Penyatuan perilaku komposit dimungkinkan hanya jika tidak terjadi geseran horizontal antara dua material. Untuk menahan geseran horizontal antar permukaan ini, berikut contoh perhitungan penghubung geser pada Balok Ba1 dengan bentang 7,4 m.

A. Data Awal

Adapun data-data yang diperlukan untuk perencanaan penghubung geser adalah sebagai berikut.

Penghubung geser tipe	= <i>Shear - stud</i>
Diameter Shear stud (tr)	= 3/4"
	= 19.05 mm
Tinggi stud	= 80 mm
f'_c	= 25 MPa
f_y	= 240 MPa
f_u	= 380 MPa
$f_u \text{ stud}$	= 410 MPa
As Profil	= 8336 mm ²
L Balok Anak	= 7400 mm

B. Perhitungan Penghubung Geser

1. Syarat diameter stud

$$\phi \text{ stud} \leq 2.5 \text{ tr}$$

$$19.05 \leq 2.5 \times 19.05$$

$$19.05 \leq 47.625 \quad \text{OKE}$$

2. Jarak maksimum dan minimum

$$\begin{aligned} \text{Smin longitudinal} &= 6 \phi \\ &= 6 \times 19.05 \\ &= 114.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Smin transversal} &= 4 \phi \\ &= 4 \times 19.05 \\ &= 76.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Smax} &= 8 \phi \text{ atau } 900 \text{ mm} \\ &= 8 \times 19.05 \\ &= 152.4 \text{ mm} \\ &\text{atau } = 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Pengaruh Pelat Beton Komposit - Dek Baja

$$\begin{aligned} \text{Asa} &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19.05^2 \\ &= 285.022 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

$$Q_n = 0.5 \cdot \text{Asa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g R_p \text{Asa} F_u$$

$$\begin{aligned} Q_n &= 0.5 \cdot \text{Asa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \\ &= 0.5 \times 285,022 \times \sqrt{25 \cdot 23500} \\ &= 109232,978 \text{ N} \end{aligned}$$

$$R_g = 0.7$$

$$R_p = 0.75$$

$$\begin{aligned} Q_n &= R_g \cdot R_p \cdot \text{Asa} \cdot F_u \\ &= 61351.191 \text{ N} \end{aligned}$$

diambil yang menentukan

$$Q_n = 61351.191 \text{ N}$$

4. *Shear Stud* Perlu

$$Q_n = 61351.191 \text{ N}$$

$$V' = T = F_y \cdot A_s$$

$$= 3264000 \text{ N}$$

$$N = V' / Q_n$$

$$= 32,609$$

$$= 33 \text{ buah untuk } 1/2 \text{ bentang}$$

5. Jarak longitudinal antar stud (jika dipasang 2 baris)

Dipasang stud = 2 Baris

$$S = \frac{0.5 L}{\frac{N}{2}}$$

$$= \frac{0.5 \cdot 4050}{33}$$

$$= 122,72 \text{ mm}$$

$$= 130 \text{ mm}$$

Cek syarat

$$76,2 \leq 130 \leq 152,4 \approx \text{OKE}$$

Penelitian ini juga mencoba alternatif dimensi propertis balok anak yang berbeda dengan tujuan mendapatkan hasil yang lebih efisien. Berikut ini adalah rekapitulasi analisis menggunakan dimensi profil yang berbeda pada balok induk, dapat dilihat pada Tabel 5.23

Tabel 5.23 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Alternatif Profil Balok Anak BA1

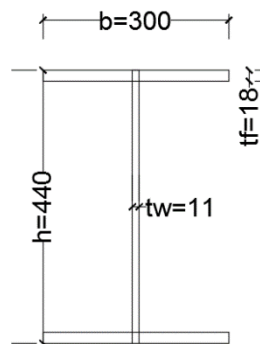
No Alternatif	Profil	Cek Momen				Cek Geser			
		Mu Max (kN.m)	ϕ Mn (kN.m)	Ratio	Ket	Vu Max (kN)	ϕVn (kN)	Ratio	Ket
1	IWF 300x200	23,119	217,188	0,106	Oke	22,834	386,208	0,059	Oke
2	IWF 200x200	40,085	289,087	0,139	Oke	47,233	352,512	0,13399	Oke

5.6.4 Balok Kantilever

Balok kantilever adalah balok yang satu ujungnya teredapat tumpuan jepit dan ujung lainnya menggantung, adapun perhitungan balok kantilever untuk desain kali ini adalah sebagai berikut.

A. Data Profil

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan pada balok B3 menggunakan IWF 450x300. Data profil balok B3 dapat dilihat pada Gambar 5.9 dan Tabel 5.24



Gambar 5.9 Profil Balok B3 WF 450x300

Tabel 5.24 Data Profil B3 WF 450x300

Properties	Nilai	Satuan	Properties	Nilai	Satuan
f_y	240	MPa	A	157,4	mm^2
E	200000	MPa	I_x	56100	mm^4
W	124	kg/m	I_y	8110	mm^4
h	440	mm	i_x	18,9	cm
bf	300	mm	i_y	7,18	cm
tw	11	mm	Z_x	2230	mm^3
tf	18	mm	Z_y	257	mm^3

B. Cek Profil

1. Cek Lendutan Ijin

$$\begin{aligned}
 f' &= \frac{L}{150} \\
 &= \frac{1350}{150} \\
 &= 9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi di ETABS (*Deflections*)

$$f = 2,1 \text{ mm}$$

Syarat,

$$f = 2,1 \text{ mm} < f' = 9 \text{ mm} \quad \text{OKE}$$

2. Cek Klasifikasi Profil

a. Sayap

$$\frac{0.5 b}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{0.5 \cdot 300}{18} \leq 0.38 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$8,33 \leq 10,969, \text{ Profil sayap kompak}$$

b. Badan

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{440}{11} \leq 3.76 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$40 \leq 108,541, \text{ Profil badan kompak}$$

3. Cek Tekuk Lateral

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$= \sqrt{\frac{90200000}{19250}}$$

$$= 68,452 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 68,452 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 3646,953 \text{ mm}$$

$$= 3,647 \text{ m}$$

$$C = 1$$

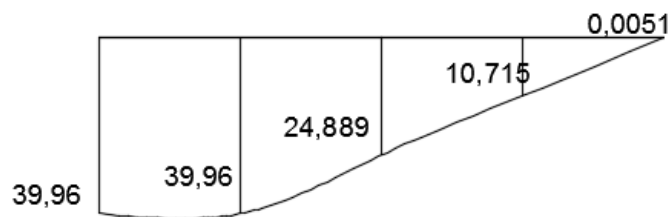
$$h_o = h - t_f$$

$$= 440 - 18$$

$$= 422 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
C_w &= \frac{I_y h_o^2}{4} \\
&= \frac{81100000 \times 422^2}{4} \\
&= 3610653100000 \text{ mm}^6 \\
r_{2ts} &= \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} \\
&= \frac{\sqrt{81100000 \times 3610653100000}}{2230000} \\
&= 7673,58 \\
r_{ts} &= 87,59 \text{ mm} \\
J_c &= \frac{1}{3}((2x t_f^3 x b_f) + (t_w^3 x h_o)) \\
&= \frac{1}{3}((2 \times 18^3 \times 300) + (11^3 \times 422)) \\
&= 1353627,33 \text{ mm}^4 \\
L_r &= 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \cdot f_y}{E}\right)^2}} \\
&= 1,95 \times 87,599 \frac{200000}{0,7 \cdot 240} \sqrt{\frac{1353627,33}{2230000 \times 422} + \sqrt{\left(\frac{1353627,33}{2230000 \times 568}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot 240}{200000}\right)^2}} \\
&= 12947,06 \text{ mm} \\
&= 12,947 \text{ m}
\end{aligned}$$

faktor C_b untuk memasukkkan pengaruh bentuk momen antara dua pertambahan lateral, Diagram BMD Balok B1 dapat dilihat pada Gambar 5.10



Gambar 5.10 Diagram BMD Balok Kantilever

$$\begin{aligned}
M_{\max} &= \text{Momen Max} &= 39,96 \text{ kN.m} \\
M_A &= \text{Momen } 1/4 \text{ Bentang} &= 39,96 \text{ kN.m} \\
M_B &= \text{Momen } 1/2 \text{ Bentang} &= 24,889 \text{ kN.m} \\
M_C &= \text{Momen } 3/4 \text{ Bentang} &= 10,7159 \text{ k N.m} \\
&& \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Cb &= \\
 &= \frac{12.5 \cdot 39,96}{2,5 \cdot 39,96 + 3 \cdot 39,96 + 4 \cdot 24,889 + 3 \cdot 10,715} \\
 &= 1,390
 \end{aligned}$$

digunakan jarak pertambahan lateral

$$Lb = 1,35 \text{ m } Lb < Lp$$

Kuat lentur maksimum pada batas Plastis (Maksimum)

$$\begin{aligned}
 Mp &= Zx \cdot fy \\
 &= 2147500 \times 240 \\
 &= 515400000 \text{ N.mm} \\
 &= 515,4 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$Mu = 39,965 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= Mp \\
 &= 515,4 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi Mn &= \phi Mp \\
 &= 0,9 \times 515,4 \\
 &= 463,86 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ratio} &= \frac{Mu}{\phi Mn} \\
 &= \frac{42,521}{463,86} \\
 &= 0,086 < 1 \text{ OKE}
 \end{aligned}$$

4. Cek Kuat Geser

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat } \frac{h}{tw} &< 2.24 \sqrt{\frac{E}{fy}} \\
 \frac{440}{11} &< 2.24 \sqrt{\frac{200000}{240}} \\
 40 &< 64.663
 \end{aligned}$$

Maka,

$$\phi v = 1$$

$$Cv = 1$$

Kuat geser nominal pelat badan profil

$$\phi Vn = \phi v \cdot 0.6 \cdot fy \cdot Aw \cdot Cv$$

$$\begin{aligned}
&= 1 \times 0,6 \times 240 \times 15740 \times 1 \times 1 \\
&= 22266560 \text{ N} \\
&= 2266,56 \text{ kN} \\
Vu &= 51,744 \text{ kN} \\
\text{Ratio} &= \frac{Vu}{\phi Vn} = \frac{51,74}{2266,56} = 0,022 < 1 \text{ OKE karena nilai rasionya kurang dari 1}
\end{aligned}$$

5.7 PERENCANAAN KOLOM KOMPOSIT

5.7.1 Kuat Tekan Kolom

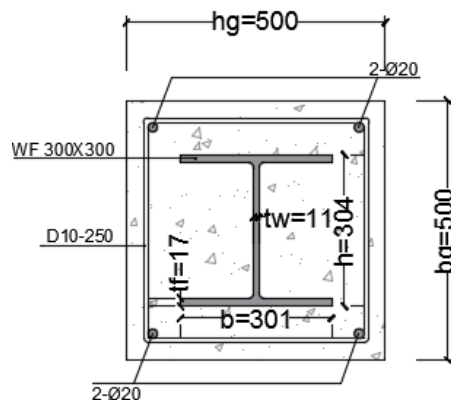
Dalam perencanaan ulang ini gaya yang diperlukan dalam analisis kuat tersedia ini adalah momen dan gaya normal (aksial). Kolom-kolom akan diperiksa ketersediaan kekuatannya, berikut daftar kolom-kolom tersebut beserta nilai output hasil analisis ETABS pada Tabel 5.25.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Kolom

Na ma	Dimensi (mm)		Profil (mm)	Tul Pokok (mm)	L (mm)	Mux (kN.m)	Muy (kN.m)	Pu (kN)
K1	500	500	IWF- 300-300	4D-22	4000	181,937	117,402	1956, 69

A. Data Profil

Selanjutnya dilakukan pemeriksaan pada kolom K1 menggunakan IWF 300x300. Data kolom K1 dapat dilihat pada Gambar 5.11 dan Tabel 5.26.



Gambar 5.11 Profil Kolom K1 WF 300x300

Tabel 5.26 Profil KolomK1 WF 300x300

Properties	Nilai	Satuan	Properties	Nilai	Satuan
b	500	mm	<i>H</i>	304	mm
h	500	mm	<i>Bf</i>	301	mm
<i>H</i> (Kolom)	4000	mm	<i>tw</i>	11	mm
<i>Wc</i>	2400	N/mm ²	<i>tf</i>	17	mm
<i>f'c</i>	25	MPa	<i>A</i>	13480	mm ²
<i>fysr</i>	400	MPa	<i>Ix</i>	234000000	mm ⁴
<i>fy</i>	240	MPa	<i>Iy</i>	77300000	mm ⁴
<i>E</i>	200.000	MPa	<i>ix</i>	13,2	cm
<i>n Tulangan</i>	4	buah	<i>iy</i>	7,57	cm
<i>D.Tul pokok</i>	20	mm	<i>Zx</i>	1540000	mm ³
<i>D.Tul sengkang</i>	10	mm	<i>Zy</i>	514000	mm ³
<i>W</i>	0,79	kN/m			

B. Syarat Syarat Dimensi

1. Material

a. Kekuatan beton normal

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

$$21\text{MPa} \leq f'c \leq 70\text{MPa}$$

$$21\text{MPa} \leq 25 \leq 70 \text{ MPa} \quad \text{OKE}$$

b. Kekuatan baja

$$fy \leq 525\text{MPa} (75 \text{ Ksi})$$

$$fy = 240\text{MPa}$$

$$250 < 240 \text{ MPa} \quad \text{OKE}$$

c. Kekuatan tulangan baja

$$fy \leq 525\text{MPa} (75 \text{ Ksi})$$

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

$$400 < 525 \text{ MPa} \quad \text{OKE}$$

2. Syarat Luas Penampang

$$A_s \geq 1\% A_g$$

$$b_g = 500 \text{ mm}$$

$$h_g = 500 \text{ mm}$$

$$A_g = b_g \times h_g$$

$$= 500 \times 500$$

$$= 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 13480 \text{ mm}^2$$

$$13480 \geq 1\% 250000$$

$$13480 \geq 2500 \quad \text{OKE}$$

3. Syarat Jarak Sengkang/Pengikat Lateral

$$\text{Spasi maksimum} = 0.5 \times (b \text{ atau } h \text{ terkecil}) \text{ dan } 305 \text{ mm}$$

$$= 0.5 \times 500$$

$$= 250 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Diambil tulangan lateral} = \phi 10-200$$

$$\text{Maka } 200 \leq 250$$

$$200 \leq 305 \quad \text{OKE}$$

4. Syarat Rasio Tulangan Longitudinal

$$\rho_{sr \text{ min}} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.004$$

$$\rho_{sr \text{ max}} = \frac{A_{sr}}{A_g} = 0.008$$

$$\text{Diambil} = 4\text{-D}22$$

$$\begin{aligned} A_{sr} &= n \times \frac{1}{4} \pi d^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \pi 20^2 \\ &= 1256,637 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka

$$\frac{A_{sr}}{A_g} = \frac{1256,637}{250000}$$

$$= 0,00503$$

$$0.004 \leq 0.00503 \leq 0.008 \quad \text{OKE}$$

5. Syarat Jarak Tulangan Longitudinal

$$\begin{aligned}
 S_{min} &= 1.5 \phi \\
 &= 1.5 \times 20 \\
 &= 30 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Spasi tul longitudinal ke flens baja arah y

$$\begin{aligned}
 y &= \frac{hg}{2} - \frac{d}{2} - \text{selimut beton} - \frac{\phi}{2} \\
 &= \frac{500}{2} - \frac{304}{2} - 40 - \frac{20}{2} \\
 &= 48 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka $= 48 > 30 \approx \text{OKE}$

Spasi tulangan longitudinal ke flens baja arah x

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{bg}{2} - \frac{bf}{2} - \text{selimut beton} - \frac{\phi}{2} \\
 &= \frac{500}{2} - \frac{301}{2} - 40 - \frac{20}{2} \\
 &= 49,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka $= 49,5 > 30 \approx \text{OKE}$

C. Perhitungan Kuat Tekan

1. Perhitungan Awal

$$P_u \text{ Maks} = 1956,69 \text{ kN}$$

$$bg = 500 \text{ mm}$$

$$hg = 500 \text{ mm}$$

$$Ag = 250000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 E_c &= 0.043 W_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \\
 &= 0.043 \cdot 2400^{1.5} \sqrt{25} \\
 &= 25278.7 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$Asr = 1256,63 \text{ mm}^2$$

$$As = 13480 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 Ac &= Ag - Asr - As \\
 &= 250000 - 1256,63 - 13480 \\
 &= 235263,36 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2. Momen Inersia Baja Profil

$$Isx = 234000000 \text{ mm}^4$$

$$I_{sy} = 773000000 \text{ mm}^4$$

3. Momen Inersia Tulangan Longitudinal

$$\begin{aligned} I_{srt} &= \frac{1}{64} \pi d^4 \\ &= \frac{1}{64} \pi 20^4 \\ &= 7853,98 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= \frac{hg}{2} - sb - \frac{\emptyset}{2} \\ &= \frac{500}{2} - 40 - \frac{20}{2} \\ &= 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dx &= \frac{bg}{2} - sb - \frac{\emptyset}{2} \\ &= \frac{500}{2} - 40 - \frac{20}{2} \\ &= 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{srx} &= \sum i_{srt} + \sum A_{srt} dy^2 \\ &= 4 \times 7853,98 + 4 \times 1256,63 \times 200^2 \\ &= 201093345,8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{sry} &= \sum i_{srt} + \sum A_{srt} dx^2 \\ &= 4 \times 7853,98 + 4 \times 1256,63 \times 200^2 \\ &= 201093345,8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

4. Momen Inersia Beton

$$\begin{aligned} I_{cx} &= 1/12 bg hg^3 - I_{sx} - I_{srx} \\ &= 1/12 \times 500 - 500^3 - 234000000 - 201093345,8 \\ &= 4773239988 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{cy} &= 1/12 bg hg^3 - I_{sy} - I_{sry} \\ &= 1/12 \times 500 - 500^3 - 773000000 - 201093345,8 \\ &= 4929939988 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C1 &= 0.1 + 2 \frac{A_s}{A_s + A_c} \leq 0.3 \\ &= 0.1 + 2 \frac{13480}{13480 + 235263,36} \leq 0,3 \\ &= 0,208 \leq 0.3 \text{ OKE} \end{aligned}$$

$$E_{ieff}(x) = E_s I_{sx} + 0.5 E_s I_{srx} + C1 E_c I_{cx}$$

$$\begin{aligned}
&= 200000 \times 234000000 + 0,5 \times 200000 \times 201093345,8 + 0,208 \times \\
&\quad 25278,73 \times 4773239988 \\
&= 9,205E+13 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
E_{ieff}(y) &= E_s I_{sy} + 0,5 E_s I_{sry} + C_1 E_c I_{cy} \\
&= 200000 \times 773000000 + 0,5 \times 200000 \times 201093345,8 + 0,208 \times \\
&\quad 25278,734 \times 4929939988 \\
&= 6,153E+13 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Eieff dipilih yang terbesar

$$K = 1 \text{ (Khusus metode DAM)}$$

5. Kuat Tekan Kolom

$$\begin{aligned}
P_e &= \frac{n^2 E_{ieff}}{(KL)^2} \\
&= \frac{n^2 252756E+14}{(1 \times 4000)^2} \\
&= 56783134,22 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{no} &= F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} + 0,85 f'c A_c \\
&= 240 \times 13480 + 400 \times 1256,63 + 0,85 \times 25 \times 235263,363 \\
&= 8737201,287 \text{ N}
\end{aligned}$$

Kondisi:

- jika $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2,25$ maka $P_n = P_{no} [0,658 \frac{P_{no}}{P_e}]$
- jika $\frac{P_{no}}{P_e} \geq 2,25$ maka $P_n = 0,877 P_e$

$$\begin{aligned}
\frac{P_{no}}{P_e} &= \frac{8737201,287}{56783134,22} \\
&= 0,153 \leq 2,25 \quad \text{Kondisi a}
\end{aligned}$$

Maka

$$\begin{aligned}
P_n &= P_{no} [0,658 \frac{P_{no}}{P_e}] \\
P_n &= 8737201,287 [0,658 \frac{8737201,287}{56783134,22}] \\
&= 8192242,925 \text{ N} \\
\phi P_n &= 0,9 \times 8192242,925 \\
&= 7373018,633 \text{ N} \\
&= 7373,018 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Sehingga

$$\begin{aligned} P_u \text{ Maks} &= 1956,694 \text{ kN} \\ &= 1956,69 \text{ N} \leq 7373018,633 \text{ N} \quad \text{OKE} \end{aligned}$$

Maka didapatkan hasil perhitungan, dapat dilihat pada Tabel 5.27.

Tabel 5.27 Rekapitulasi Kekuatan Aksial Kolom Komposit

Kolom	Dimensi (mm)		Pu (kN)	ϕP_n (kN)	Kontrol
K1	600	600	1956,69	7373,018	OKE

5.7.2 Interaksi Momen dan Aksial Kolom

A. Perhitungan Momen Lentur Tersedia

Untuk struktur yang menahan gaya aksial dan momen lentur maka harus dicek kekuatannya menurut syarat dibawah ini:

1. Untuk $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$ maka $\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1.0$
2. Untuk $\frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.2$ maka $\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1.0$

Maka dapat dihitung sebagai berikut:

$$P_u = 1956,69 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 7373,018 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ Maks} = 181,937 \text{ kN.m}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1956,69}{7373,018}$$

$$= 0,266 \geq 0,2 \text{ Kondisi a}$$

$$c = \text{Jarak pusat tul longitudinal sampai serat terluar}$$

$$c = \frac{\phi \text{tul longitudinal} + S_b}{2}$$

$$= \frac{20}{2} + 40$$

$$= 50 \text{ mm}$$

$$Z_{rx} = A_{sr} \left(\frac{hg}{2} - c \right)$$

$$= 1256,637 \left(\frac{500}{2} - 50 \right)$$

$$= 251327,412 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ry} = A_{sr} \left(\frac{bg}{2} - c \right)$$

$$\begin{aligned}
&= 1256,637\left(\frac{500}{2}-50\right) \\
&= 251327,412 \text{ mm}^3 \\
Z_x &= 1540000 \text{ mm}^3 \\
Z_y &= 5140000 \text{ mm}^3 \\
Z_{cx} &= \frac{bg \cdot hg^2}{4} - Z_x - Z_{rx} \\
&= \frac{500 \cdot 500^2}{4} - 1540000 - 251327,412 \\
&= 29458672,59 \text{ mm}^3 \\
Z_{cy} &= \frac{bg \cdot hg^2}{4} - Z_y - Z_{ry} \\
&= \frac{500 \cdot 500^2}{4} - 5140000 - 251327,412 \\
&= 30484672,59 \text{ mm}^3 \\
M_{nx} &= Z_x \cdot f_y + Z_{rx} \cdot f_{yr} + Z_{cx} \cdot 0,85 \cdot f'_c \\
&= 1540000 \times 240 + 251327,412 \times 400 + 29458672,59 \times 0,85 \times 25 \\
&= 1096127757 \text{ N.mm} \\
&= 1096,127 \text{ kN.m} \\
M_{ny} &= Z_y \cdot f_y + Z_{ry} \cdot f_{yr} + Z_{cy} \cdot 0,85 \cdot f'_c \\
&= 5140000 \times 240 + 251327,412 \times 400 + 30484672,59 \times 0,85 \times 25 \\
&= 871690257,4 \text{ N.mm} \\
&= 871,6902 \text{ kN.m} \\
\phi M_{nx} &= 0,9 \times 1096,127 \\
&= 986,514 \text{ kN.m} \\
\phi M_{ny} &= 0,9 \times 871,6902 \\
&= 784,521 \text{ kN.m} \\
\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} &= \frac{181,937}{986,514} \\
&= 0,184 \\
\frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} &= \frac{117,402}{784,521} \\
&= 0,149
\end{aligned}$$

Kontrol pakai, Kondisi a

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{1956,694}{7373,018} + \frac{8}{9} \left(\frac{181,937}{986,514} + \frac{117,402}{784,521} \right) \leq 1.0$$

$$0,562 \leq 1 \quad \text{OKE}$$

Tabel 5.28 Rekapitulasi Kombinasi Aksial Lentur Kolom

Kolom	Dimensi (mm)		M_{ux} (kN.m)	M_{uy} (kN.m)	ϕM_{nx} (kN.m)	ϕM_{ny} (kN.m)	Rasio Interaksi	Kontrol
K1	600	600	181,937	117,402	986,515	784,52	0,562	OKE

5.8 PERENCANAAN SAMBUNGAN

5.8.1 Sambungan Kolom-Kolom

Menyambungkan antar kolom diperlukan sambungan baut. Berikut perhitungan sambungan baut pada kolom K1 profil IWF 300x300 Lantai 1 dan Lantai 2.

A. Data Profil

Jenis baut = A325

ϕ Diameter = 7/8'
= 22.225 mm

Ab = 387.751mm²

f_{ub} = 825 MPa

Data Kolom :

f_u = 380 MPa

M_u Maks = 247,13 kN.m

V_u Maks = 63,41 kN
= 63,414 N

Data Pelat Penyambung :

f_y = 240 MPa

f_u = 380 MPa

B. Baut Pada Web(badan)

1. Tebal Pelat Penyambung

h pelat penyambung = 300 mm

I pelat penyambung > I badan

$$2 \left(\frac{1}{12}\right) t h p^3 > \left(\frac{1}{12}\right) t w h^3$$

$$2 \left(\frac{1}{12}\right) t 300 > \left(\frac{1}{12}\right) 11 304$$

$$4500000t < 25753258,7$$

$$t = \frac{25753258,7}{4500000}$$

$$t = 5,722 \text{ mm}$$

t pakai = 10 mm

Kontrol

$$4500000 \times 10 < 25753258,7$$

$$45000000 > 25753258,7 \quad \text{OKE}$$

2. Tahanan nominal baut geser dan tarik

$$R_n = F_n A_b$$

$$F_n = 620 \text{ MPa}$$

$$R_n = F_n \cdot A_b$$

$$= 620 \times 387,751$$

$$= 240405,62 \text{ N}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 240405,62$$

$$= 180304,215 \text{ N}$$

3. Tahanan tumpuan pada lubang

$$R_n = 3 d t F_u$$

$$R_n = 3 \times 22,225 \times 10 \times 380$$

$$= 253365 \text{ N}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 253365$$

$$= 190023,75 \text{ N}$$

Dipilih tahanan yang terkecil jadi R_n

$$R_n = 180304,215 \text{ N}$$

4. Jumlah baut dan syarat jarak baut

$$n = \frac{R_u}{\phi R_n}$$

$$n = \frac{63414,1}{180304,215}$$

$$= 0,351$$

n pakai = 2 baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak minimum (antar baut)} &= 3d \\ &= 3 \times 22.225 \\ &= 66.675 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak maksimum (antar baut)} &= 24t \\ &= 24 \times 10 \\ &= 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

atau pilih terkecil = 305 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi minimum} &= 1 \times 1/8' \\ &= 28.575 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi maksimum} &= 12 tw \\ &= 12 \times 11 \\ &= 132 \text{ mm} \end{aligned}$$

atau pilih terkecil = 180 mm

Jadi

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &= 66.675 \leq s \leq 305 \\ &= 66.675 \leq 180 \leq 305 && \text{OKE} \\ \text{Jarak tepi baut} &= 28.575 \leq s \leq 180 \\ &= 28.575 \leq 60 \leq 180 && \text{OKE} \end{aligned}$$

C. Baut Pada *Flens*(sayap)

Momen yang dipikul sayap dijadikan sepasang gaya kopel sehingga sambungan sayap menerima beban geser sentris.

1. Tebal Pelat Penyambung

$$\begin{aligned} M_{\text{badan}} &= \frac{I_{\text{badan}} M_u}{I_{\text{profil}}} \\ &= \frac{25753258,67}{234000000} \times 247133700 \\ &= 2719934990,2 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{sayap}} &= M_u - M_{\text{badan}} \\ &= 247133700 - 2719934990,2 \end{aligned}$$

$$= 219934990,2 \text{ N.mm}$$

$$T = \frac{M_{sayap}}{d_{profil}}$$

$$= \frac{219934990,2}{304}$$

$$= 723470,362 \text{ N}$$

hpelat penyambung = 300 mm

$$T = f_y A_g$$

$$723470,362 = 240 A_g$$

$$A_g = 3014,459 \text{ mm}^2$$

$$t_p = \frac{A_g}{h_p}$$

$$= \frac{3014,459}{300}$$

$$= 10,04 \text{ mm}$$

tp pakai = 20 mm

2. Jumlah baut yang diperlukan

$$n = \frac{T}{\phi R_n}$$

$$= \frac{723470,362}{190023,75}$$

$$= 3,80 \text{ baut}$$

$$= 4 \text{ baut}$$

Dengan cara yang sama maka dapat dilakukan perhitungan untuk tiap kolom, dapat ditampilkan seperti Tabel 5.30.

Tabel 5.30 Rekapitulasi Sambungan Kolom-Kolom

Kolom	Dimensi		Profil	Badan		Sayap	
				<i>t</i> (mm)	<i>n</i> (baut)	<i>t</i> (mm)	<i>n</i> (baut)
K1	500	500	IWF-300-300	10	2	20	4

5.8.2 Sambungan Kolom-Balok

Desain untuk sambungan kolom ke balok direncanakan menggunakan sambungan baut dengan pertimbangan lebih efisien dan lebih mudah pengerjaan. Perhitungan untuk sambungan baut dibawah ini dihitung pada sambungan antara

kolom dengan balok menggunakan sambungan las. Contoh perhitungan pada balok B1 berhubungan dengan K1 dilihat pada bagian berikut.

A. Data Profil

Data profil kolom dan balok dapat dilihat pada Tabel 31 dan Tabel 32 sebagai berikut.

Tabel 5.31 Profil KolomK1 WF 300x300

Properties	Nilai	Satuan	Properties	Nilai	Satuan
W	79,7	kN/m	I_x	234000000	mm ⁴
h	304	mm	I_y	77300000	mm ⁴
bf	301	mm	i_x	13,2	cm
tw	11	mm	i_y	7,57	cm
tf	17	mm	Z_x	1540000	mm ³
A	13480	mm ²	Z_y	514000	mm ³

Tabel 5.32 Data Profil B1 WF 450x300

Properties	Nilai	Satuan	Properties	Nilai	Satuan
f_y	240	MPa	A	15740	mm ²
E	200.000	MPa	I_x	561000000	mm ⁴
W	124	kg/m	I_y	81100000	mm ⁴
h	440	mm	i_x	18,9	cm
bf	300	mm	i_y	7,18	cm
tw	11	mm	Z_x	2230000	mm ³
tf	18	mm	Z_y	257000	mm ³

Baja :

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

$$f_y= 240 \text{ MPa}$$

$$f_u=380 \text{ MPa}$$

B. Perencanaan Pelat Ujung Balok

Pada Tabel 6.1 dari AISC 358-10 terdapat parameter-parameter yang telah teruji dan harus dipatuhi untuk perencanaan sambungan momen pelat ujung. Dapat dilihat pada Tabel 5.33.

Tabel 5.33 Parameter Perencanaan Sambungan (AISC 358-10)

TABLE 6.1 Parametric Limitations on Prequalification						
Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_{br}	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	1 (25)	$\frac{3}{16}$ (14)
b_{br}	$9\frac{1}{4}$ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	$12\frac{1}{4}$ (311)	$7\frac{1}{2}$ (190)
d	55 (1400)	$13\frac{3}{4}$ (349)	24 (610)	$13\frac{3}{4}$ (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	$2\frac{1}{4}$ (57)	$\frac{1}{2}$ (13)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$\frac{1}{2}$ (13)	$2\frac{1}{2}$ (64)	$\frac{3}{4}$ (19)
b_p	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	$10\frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	$3\frac{3}{4}$ (83)	6 (152)	5 (127)
p_{is}, p_{io}	$4\frac{1}{2}$ (114)	$1\frac{1}{2}$ (38)	$5\frac{1}{2}$ (140)	$1\frac{3}{4}$ (44)	2 (51)	$1\frac{1}{8}$ (41)
p_b	—	—	—	—	$3\frac{3}{4}$ (95)	$3\frac{1}{2}$ (89)

b_{br} – width of beam flange, in. (mm)
 b_p – width of end-plate, in. (mm)
 d – depth of connecting beam, in. (mm)
 g – horizontal distance between bolts, in. (mm)
 p_{is} – vertical distance between the inner and outer row of bolts in an 8ES connection, in. (mm)
 p_{io} – vertical distance from the inside of a beam tension flange to the nearest inside bolt row, in. (mm)
 p_{io} – vertical distance from the outside of a beam tension flange to the nearest outside bolt row, in. (mm)
 t_{br} – thickness of beam flange, in. (mm)
 t_p – thickness of end-plate, in. (mm)

Dari tabel diatas sambungan yang dipakai adalah sambungan momen dengan pelat ujung 4E dan 4ES karena kedalaman balok adalah 400 mm.

sh = Jarak dari muka kolom ke sendi plastis

$$=L_{st} + t_p$$

sh diperkirakan = 175 mm (Kemudian akan diperiksa)

Lh = Jarak antar dua sendi plastis

$$=L_{Balok} - (2 Sh)$$

$$=7400 - (2 \cdot 175)$$

$$=7050 \text{ mm}$$

$$M_u = 286,413 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 239,441 \text{ kN}$$

Pada muka kolom

Dari Pasal 6.10 dari AISC 358-10, Nilai M_f dapat dihitung sebagai berikut.

$$M_f = M_u + V_u \cdot sh$$

$$=286,413 + 239,441 \times 0,17$$

$$=328,316 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 M_f &= M_u - V_u \cdot s_h \\
 &= 286,413 - 239,441 \times 0,17 \\
 &= 244,511 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

1. Penentuan posisi baut Dengan mengacu pada parameter sambungan, maka dapat dilakukan perhitungan melihat Tabel 5.34.

Tabel 5.34 Parameter Sambungan 4ES (AISC 358-10)

TABLE 6.3 Summary of Four-Bolt Extended Stiffened End-Plate Yield Line Mechanism Parameter		
End-Plate Geometry and Yield Line Pattern		Bolt Force Model
Case 1 ($d_e \leq s$)	Case 2 ($d_e > s$)	
Case 1 ($d_e \leq s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_s} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{to}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_s + s) + h_0(d_e + p_{to})]$	
Case 2 ($d_e > s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_s} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{to}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_s + s) + h_0(s + p_{to})]$	
$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ Note: If $p_s > s$, use $p_s = s$.		

Dengan mengacu pada Tabel 5.32 dicoba parameter-parameter sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 b_p &= 300 \text{ mm} < \text{lebar sayap kolom } 301 \text{ mm} \\
 g &= 100 \text{ mm} \\
 P_{fo} = P_{fi} &= 50 \text{ mm Jarak antar baut} \\
 d_e &= 50 \text{ mm} \\
 t_{bf} &= 18 \text{ mm} \\
 b_{bf} &= 300 \text{ mm} \\
 d_b &= 440 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Posisi baut ditentukan dengan mengacu Tabel 5.32 AISC 358-10:

$$\begin{aligned}
 h_0 &= d_b + P_{fo} - \frac{t_{bf}}{2} \\
 &= 440 + 50 - \frac{18}{2} \\
 &= 481 \text{ mm} \\
 h_1 &= d_b - P_{fi} - t_{bf} - \frac{t_{bf}}{2} \\
 &= 440 - 50 - 18 - \frac{18}{2}
 \end{aligned}$$

$$= 363 \text{ mm}$$

2. Kuat Tarik Baut

Diameter baut yang diperlukan menurut Pasal 6.10-3 AISC 358-10.

Dicoba baut, Tipe:

ASTM A325

$$F_{nt} = 90 \text{ ksi}$$

$$= 620 \text{ MPa}$$

$$\phi_n = 0.75$$

$$\begin{aligned} db \text{ Perlu} &= \sqrt{\frac{2 M_f}{\pi \phi_n F_{nt} (h_o + h_1)}} \\ &= \sqrt{\frac{2 \times 328,316}{\pi \times 0.75 \times 620 \times (481 + 363)}} \\ &= 23,077 \text{ mm} \end{aligned}$$

dipakai baut diameter

$$db = 25 \text{ mm}$$

$$P_t = \text{kuat tarik baut}$$

$$= F_{nt} A_b$$

$$= 620 \times 0.25 \times 3.14 \times 25^2$$

$$= 304341,788 \text{ N}$$

$$= 304,341 \text{ kN}$$

$$M_{np} = 2 P_t (h_o + h_1)$$

$$= 2 \times 304,341 \times (481 + 363)$$

$$= 513728,938 \text{ N.m}$$

$$= 513,72 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_{np} = \phi M_{np}$$

$$= 0.9 \times 513,728$$

$$= 462,35 \text{ kN.m}$$

$$M_f = 328,316 \text{ kN.m}$$

$$\text{Syarat} = \phi M_{np} > M_f \quad \text{OKE}$$

3. Tebal pelat ujung

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b p x g}$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{300 \times 100}$$

$$= 86.602 \text{ mm}$$

$$de = 50 < 86,602 \quad \text{OKE}$$

$$Yp = \frac{bp}{2} \left[h1 \left(\frac{1}{Pft} + \frac{1}{s} \right) + ho \left(\frac{1}{Pfo} + \frac{1}{s2} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h1 (Pft + s) + ho (de + Pfo) \right]$$

$$= \frac{300}{2} \left[363 \left(\frac{1}{50} + \frac{1}{86.602} \right) + 481 \left(\frac{1}{50} + \frac{1}{86.602} \right) \right] + \frac{2}{100} \left[363 (50 + 86.802) + 481 (50 + 50) \right]$$

$$= 5124,088$$

Tegangan leleh pelat ujung

$$fyp = 240$$

Pasal 6.10-5 AISC 358-10

$$tp \text{ perlu} = \sqrt{\frac{1.11 Mf}{\phi d Fyp Yp}}$$

$$= \sqrt{\frac{1.11 \times 328,31}{0.9 \times 240 \times 5124,1}}$$

$$= 18,145 \text{ mm}$$

ambil tebal pelat

$$tp = 20 \text{ mm} \quad \text{OKE}$$

4. Tebal dan panjang dari pelat pengaku

$$ts \text{ min} = tw \frac{fy}{fy \text{ pelat}}$$

$$= 11 \frac{240}{240}$$

$$= 11 \text{ mm}$$

$$\text{Coba } ts = 15 \text{ mm} \quad \text{OKE}$$

$$hst = Pfo + de$$

$$= 50 + 50$$

$$= 100 \text{ mm}$$

$$Lst = \frac{hst}{\tan 30^\circ}$$

$$= \frac{100}{0.577}$$

$$= 173,205 \text{ mm}$$

L_{st} Pakai = 175 OKE

5. Periksa terhadap kemungkinan terjadi tekuk setempat

Pasal 6.9-10 AISC 358-10

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

$$f_y \text{ Pelat} = 240 \text{ MPa}$$

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$$\frac{100}{11} \leq 0.56 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$9,09 < 16.165 \text{ OKE}$$

Maka dipakai pengaku 15x100x175mm

6. Periksa kuat geser dari baut pada sayap desak

Pasal 6.10-11 AISC 358-10

$$V_u < \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_v A_b$$

$$\phi_n = 0.75$$

$$A_b = \frac{1}{4} n_b d^2$$

$$= \frac{1}{4} n_b \times 25^2$$

$$= 490,873 \text{ mm}^2$$

n_b = Jumlah baut pada sayap desak

$$= 4$$

F_v = Tegangan geser nominal baut

$$= 330 \text{ MPa}$$

$$\phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_v A_b$$

$$= 0.75 \times 4 \times 330 \times 490,873$$

$$= 485965,113 \text{ N}$$

$$= 485,965 \text{ kN}$$

$$V_u = 239,441 \text{ kN OKE, } V_u < \phi_n R_n$$

7. Periksa kegagalan tumpu/sobek pada pelat ujung dan sayap kolom

Pasal 6.10-12 AISC 358-10

$$V_u < \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o)$$

n_i = Jumlah baut sebelah dalam

$$= 2$$

no = jumlah baut sebelah luar

$$= 2$$

$$tef = 17 \text{ mm}$$

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

$$t = 17 \text{ mm}$$

$$Lc = pfo + pfi + tbf - (db + ni)$$

$$= 50 + 50 + 18 - (25 + 2)$$

$$= 91 \text{ mm}$$

$$rni = 1.2 Lc t Fu < 2.4 db t Fu$$

$$rno = 1.2 Lc t Fu < 2.4 db t Fu$$

$$rni = rno = 1.2 Lc t Fu$$

$$= 1.2 \times 91 \times 17 \times 380$$

$$= 705432 \text{ N}$$

$$= 705,432 \text{ kN/Baut}$$

$$rni = rno = 2.4 db t Fu$$

$$= 2.4 \times 25 \times 17 \times 380$$

$$= 387600 \text{ N}$$

$$= 387,6 \text{ kN/Baut}$$

$$Vu = 239,441 \text{ kN}$$

$$\phi n Rn = \phi n (ni) rni + \phi n (no) rno$$

$$= 0,75 \times 2 \times 387,6 + 0,75 \times 2 \times 387,6$$

$$= 1162,8 \text{ kN}$$

$$\text{Syarat} = Vu < \phi n Rn$$

$$= 239,441 < 1162,8 \quad \text{OKE}$$

C. Perencanaan Pelat Pada Bagian Kolom

Parameter yang dipakai untuk pemeriksaan bagian kolom mengikuti Tabel

5.35.

Tabel 5.35 Pelat Pada Bagian Kolom (AISC 358-10)

TABLE 6.5 Summary of Four-Bolt Extended Column Flange Yield Line Mechanism Parameter	
Unstiffened Column Flange Geometry and Yield Line Pattern	Stiffened Column Flange Geometry and Yield Line Pattern
Unstiffened Column Flange	$Y_c = \frac{b_{ef}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_2 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{ef} g}$
Stiffened Column Flange	$Y_c = \frac{b_{ef}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{st}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{st}} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (s + p_{st}) + h_2 (s + p_{st}) \right]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{ef} g} \text{ Note: If } p_{st} > s, \text{ use } p_{st} = s.$

- Periksa sayap kolom yang tidak diperkaku terhadap leleh lentur

$$b_{ef} = 301 \text{ mm}$$

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

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{ef} \times g}$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{301 \times 100}$$

$$= 86,74 \text{ mm}$$

c = jarak vertikal antar baut

$$= 118 \text{ mm}$$

$$h_o = 481 \text{ mm}$$

$$h_l = 363 \text{ mm}$$

Hitung Y_c

$$Y_c = \frac{b_{ef}}{2} \left[h_l \left(\frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_l \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_o \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

$$= \frac{301}{2} \left[363 \left(\frac{1}{86,74} \right) + 481 \left(\frac{1}{86,74} \right) \right] + \frac{2}{100} \left[363 \left(86,746 + \frac{3 \times 118}{4} \right) + \right.$$

$$\left. 481 \left(86,747 + \frac{118}{4} \right) + \frac{118}{2} \right] + \frac{100}{2}$$

$$= 4044,11 \text{ tanpa pelat pengaku}$$

Periksa sayap kolom yang tidak diperkaku terhadap leleh lentur

Pasal 6.10-13 AISC 358-10

$$\begin{aligned}
 t_{cf} &\geq \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi d F_{yp} Y_p}} \\
 &\geq \sqrt{\frac{1.11 \cdot 328,316}{0.9 \cdot 240 \cdot 6115,4}} \\
 &\leq 20,42 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tebal sayap kolom , t_{cf}

$t_{cf} = 17$ mm tidak perlu dipasang pelat penerus

Dicoba dengan pelat pengaku, t_s

$$t_s = 80 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 P_{so} &= P_{si} = \frac{c - t_s}{2} \\
 &= \frac{118 - 80}{2}
 \end{aligned}$$

$$= 19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Y_c &= \frac{bcf}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{P_{si}} \right) + h_o \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{P_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (s + P_{si}) + \right. \\
 &\quad \left. h_o (s + P_{so}) \right] \\
 &= \frac{301}{2} \left[363 \left(\frac{1}{86,7} + \frac{1}{19} \right) + 481 \left(\frac{1}{86,74} + \frac{1}{19} \right) \right] + \frac{2}{100} \left[363 (86,74 + 19) + \right. \\
 &\quad \left. 481 (86,74 + 19) \right] \\
 &= 6325,16 \text{ dengan pelat pengaku}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_{cf} &\geq \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi d F_{yp} Y_c}} \\
 &\geq \sqrt{\frac{1.11 \cdot 328,316}{0.9 \cdot 240 \cdot 6325,2}} \\
 &\geq 16,33 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$17 \geq 17 \text{ mm OKE}$$

2. Hitung kekuatan sayap kolom tanpa pengaku

Pasal 6.10-14 AISC 358-10

$Y_c = 4044,11$ tanpa pelat pengaku

$$\begin{aligned}
 \phi M_{cf} &= \phi d F_{yc} Y_{ccf} t_{cf}^2 \\
 &= 0.9 \times 240 \times 4044,11 \times 17 \\
 &= 252449556,7
 \end{aligned}$$

$$= 252,449 \text{ kN.m}$$

Sehingga gaya rencana ekuivalen pada sayap kolom adalah

Pasal 6.10-15 AISCC 358-10

$$\phi d R_n = \frac{\phi d M_c f}{d - t_b f}$$

$$= \frac{252,449}{440 - 18}$$

$$= 598,221 \text{ kN}$$

$\phi d R_n$ dipakai untuk menentukan gaya desak yang diperlukan untuk merencanakan pelat pengaku.

3. Hitung kuat leleh lokal badan kolom yang tidak diperkaku pada posisi sayap balok

$$F_{ju} = \frac{M_f}{d - t_b f}$$

$$= \frac{328,316}{440 - 18}$$

$$= 778,001 \text{ kN}$$

$$C_t = 1$$

$$\phi d = 1$$

$$\phi d R_n = C_t \phi d (6 k_c + t_b f + 2 t_p) F_{yc} t_{cw}$$

$$= 1 \cdot 1 (6 \times 48 + 18 + 2 \times 20) \cdot 240 \cdot 11$$

$$= 913440 \text{ N}$$

$$= 913,44 \text{ kN} > 778,001 \text{ kN}$$

F_{ju} tidak perlu pelat pengaku pada sayap kolom

4. Hitung kuat tekuk badan kolom yang tidak diperkuat pada posisi sayap desak balok

Pasal 6.10-19 AISC 358-10

h = jarak bersih antar sayap

$$= d_c - 2 k_c$$

$$= 304 - 2 \times 48$$

$$= 208 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{24 t_2 c_w \sqrt{E F_{yc}}}{h}$$

$$= \frac{24 \cdot 11 \cdot \sqrt{200000 \cdot 240}}{208}$$

$$= 1064012,135 \text{ N}$$

$$= 1064,012 \text{ kN}$$

$$\phi d R_n = 0,75 \times 1064,012$$

$$= 798,009 \text{ kN} > F_{ju} 778,001 \text{ kN}$$

OKE, tidak perlu pelat pengaku

5. Hitung web crippling strength dari badan kolom yang tidak diperkuat pada posisi sayap desak balok

Menurut Pasal 6.10-22 AISC 358-10 adapun perhitungan sebagai berikut.

$$R_n = 0.8 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right) \right] 1.5 \sqrt{\frac{F_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}}$$

$$= 0.8 \cdot 11 \left[1 + 3 \left(\frac{18}{304} \right) \left(\frac{11}{17} \right) \right] 1.5 \sqrt{\frac{240 \cdot 17}{11}}$$

$$= 2036,63 \text{ kN}$$

$$\phi d R_n = 0.75 \times 2036,63$$

$$= 1527,47 > F_{ju} 778,001 \text{ kN}$$

OKE, tidak perlu pelat pengaku

6. Gaya untuk mendesain pelat penerus sebagai pengaku

Menurut Pasal 6.10-22 AISC 358-10 adapun perhitungan sebagai berikut.

$$F_{su} = F_{ju} - \min \phi R_n$$

$$= 778,001 - 598,22$$

$$= 179,778 \text{ kN}$$

Luas bidang kontak dari pelat menerus ke sayap kolom

$$b_{pl\text{-menerus}} = \frac{b_{cf} - t_w}{2}$$

$$= \frac{301 - 11}{2}$$

$$= 145 \text{ mm}$$

$$W_{pl\text{-menerus}} = b_{pl\text{ menerus}} - t_{cf} - t_w/2$$

$$= 145 - 17 - 5,5$$

$$= 122,5 \text{ mm}$$

$$= 130 \text{ mm}$$

$\phi (1.8) f_y A_{pl\text{ menerus}} \geq F_{su}$

$$\begin{aligned}
 A_{pl} \text{ menerus perlu} &= \frac{F_{su}}{\phi (1.8) f_y} \\
 &= \frac{179778,718}{0,9 (1,8) 240} \\
 &= 462,393 \text{ mm}^2 < 130 \times 80 \\
 &= 462,393 \text{ mm}^2 < 10400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Pakai dua pasang pelat menerus sejajar sayap balok 130x80 sejajar sayap balok.

D. Periksa Zona Panel Pada Kolom

1. Mencari nilai R_u

$$\begin{aligned}
 dz = dp &= \text{tebal zona panel antar pelat menerus} \\
 &= db - t_{pl} \text{ menerus} \\
 &= 440 - 160 \\
 &= 280 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_z &= \text{Lebar zona panel antara sayap kolom} \\
 &= d_{ef} - 2 t_f \\
 &= 304 - 2 \times 17 \\
 &= 270 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_f &= 328,316 \text{ kN.m} \\
 &= 244,511 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_u &= \frac{\sum M_f}{dz} \\
 &= \frac{328,316 \times 244,511}{280} \\
 &= 2045,81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung kuat geser zona panel

$$\begin{aligned}
 \phi R_v &= \phi (0.6) f_y d_c t_w \left[1 + \frac{3 b c f_t c f^2}{d_b d_c t_w} \right] \\
 &= 1 \times 0.6 \times 240 \times 304 \times 11 \times \left[1 + \frac{3 \times 301}{440 \times 304} \right] \\
 &= 566,94 \text{ kN} < 2045,814 \text{ kN} \text{ perlu pelat pengganda}
 \end{aligned}$$

3. Periksa tebal minimum zona panel (AISC 341-10, E3-7)

$$\begin{aligned}
 t_w &> \frac{dz + W_z}{90} \\
 &= \frac{280 + 270}{90}
 \end{aligned}$$

$$= 6,111$$

$$tw = 11$$

$$tw > \frac{dz+Wz}{90}$$

$$11 > 6,11 \text{ OKE}$$

4. Hitung tebal pelat pengganda

$$t_{\text{double-pl}} = \frac{Ru - \phi 0.6 Fyc \frac{3 bcf tcf^2}{db}}{\phi 0.6 Fyc dc} - tcw$$

$$= \frac{2045,813 - 0.9 \times 0.6 \times 240 \frac{3 \times 301 \times 17}{440}}{0.9 \times 0.6 \times 240 \times 304} - 16$$

$$= 38,975 \text{ mm}$$

$$= 40 \text{ mm}$$

Pakai sepasang pelat pengganda dengan tebal 20 mm.

5.8.3 Sambungan Balok Anak - Balok Induk

Balok induk dengan balok anak dihubungkan dengan sambungan las.

Contoh perhitungan pada balok B1 dengan Ba1 pada lantai 1

A. Data Profil

Data las :

Memakai elektrode las=E70xx

$$Fu_w = 602 \text{ MPa}$$

Data balok :

$$fy \text{ Baja} = 240 \text{ MPa}$$

$$fu \text{ Baja} = 380 \text{ MPa}$$

$$Mu \text{ Maks} = 62,893 \text{ kN.m}$$

$$= 62893000 \text{ MPa}$$

$$Vu \text{ Maks} = 64,958 \text{ kN}$$

$$= 64958,1 \text{ N}$$

B. Las Pada Web (badan)

1. Persyaratan ukuran las

$$tw = 9 \text{ mm}$$

menurut SNI 1729-2015 pasal J2.2 ketentuan jarak las adalah sebagai berikut.

jika $6 \geq tw \leq 13$ mm maka

$$a \text{ min} = 5 \text{ mm}$$

$$a \text{ maks} = tw > 5 \text{ mm}$$

$$= tw - 2$$

$$= 9 - 2$$

$$= 7 \text{ mm}$$

Sehingga diambil

$$a \text{ pakai} = 7 \text{ mm}$$

$$te = 0.707 a \text{ (ukuran sama kaki)}$$

$$= 0.707 \times 7$$

$$= 4,949 \text{ mm}$$

2. Kuat rencana logam las (per-mm panjang)

$$\phi Rn = 0.75 F_{nw} A_{we}$$

$$= 0.75 \times 0.6 \times f_{uw} \times te$$

$$= 0.75 \times 0.6 \times 602 \times 4,949$$

$$= 1340,684 \text{ N}$$

3. Kuat rencana logam dasar (per-mm panjang)

$$\phi Rn = 0.75 F_{nBM} A_{BM}$$

$$= 0.75 \times 0.6 \times f_{utw}$$

$$= 0.75 \times 0.6 \times 380 \times 9$$

$$= 1539 \text{ N}$$

Diambil kekuatan rencana yang terkecil, maka

$$\phi Rn = 1340,684 \text{ N}$$

4. Panjang total las yang dibutuhkan

$$L_w = \frac{R_u}{\phi Rn}$$

$$= \frac{64958,1}{1340,684}$$

$$= 48,45 \text{ mm}$$

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

Syarat panjang las sudut = L_{min}

$$\begin{aligned}L_{min} &= 4 a \\ &= 4 \times 7 \\ &= 28 \text{ mm}\end{aligned}$$

C. Las Pada Flens (sayap)

1. Persyaratan ukuran las

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

menurut tabel pada SNI 1729-2015 pasal J2.2, jika

jika $6 \geq t_f \leq 13 \text{ mm}$ maka

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

dan jika $t_f > 6 \text{ mm}$

$$a_{maks} = t_f - 2 \text{ mm}$$

$$= 14 - 2$$

$$= 12 \text{ mm}$$

Sehingga diambil

$$a \text{ pakai} = 12 \text{ mm}$$

$$t_e = 0.707 a \text{ (ukuran sama kaki)}$$

$$= 0.707 \times 12$$

$$= 8,484 \text{ mm}$$

2. Kuat rencana logam las (per-mm panjang)

$$\phi R_n = 0.75 F_n w A_w e$$

$$= 0.75 \times 0.6 \times F_u w t_e$$

$$= 0.75 \times 0.6 \times 602 \times 8,484$$

$$= 2298,315 \text{ N}$$

3. Kuat rencana logam dasar (per-mm panjang)

$$\phi R_n = 0.75 F_n B M A B M$$

$$= 0.75 \times 0.6 \times f_u t_f$$

$$= 0.75 \times 0.6 \times 380 \times 14$$

$$= 2394 \text{ N}$$

Diambil kekuatan rencana yang terkecil, maka

$$\phi R_n = 2298,315 \text{ N}$$

4. Panjang total las yang dibutuhkan

$$R_u = \frac{M_u}{d_{profil}}$$

$$= \frac{62893000}{298}$$

$$= 211050,335 \text{ N}$$

$$L_w = \frac{R_u}{\phi R_n}$$

$$= \frac{64958,1}{2298,315}$$

$$= 28,26 \text{ mm}$$

L_w pakai = 50 mm

Syarat panjang las sudut = L_{min}

$$L_{min} = 4 a$$

$$= 4 \times 12$$

$$= 48 \text{ mm}$$

Dengan cara yang sama, maka dapat dilakukan perhitungan untuk tiap tipikal. Dapat dilihat pada Tabel 5.36.

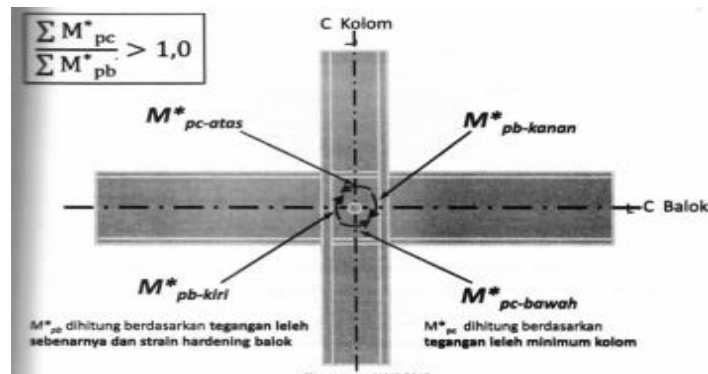
Tabel 5.36 Rekapitulasi Tebal Dan Panjang Las Sudut

Balok Induk	Profil IWF	Balok Anak	Profil IWF	Badan		Sayap	
				a (mm)	L_w (mm)	a (mm)	L_w (mm)
B1	IWF 450x300	Ba-1	300 x 200	7	100	12	50

5.9 HUBUNGAN BALOK – KOLOM

5.9.1 Rasio Momen Kolom dan Momen Balok

Kolom direncanakan lebih kuat daripada balok yang leleh dan mencapai *strain hardening*, berikut pemeriksaan kekuatan tersebut agar memenuhi persyaratan bangunan tahan gempa seperti pada Gambar 5.12



Gambar 5.12. Hubungan Balok – Kolom (*Short course HAKI*)

A. Data Profil

Data profil kolom dan balok dapat dilihat pada Tabel 37 dan Tabel 38 sebagai berikut.

Tabel 5.37 Profil KolomK1 WF 400x400

Properties	Nilai	Satuan	Properties	Nilai	Satuan
W	79,7	kN/m	I_x	2,3E+08	mm ⁴
h	304	mm	I_y	7,7E+07	mm ⁴
bf	301	mm	i_x	13,2	cm
tw	11	mm	i_y	7,57	cm
tf	17	mm	Z_x	1540000	mm ³
A	13480	mm ²	Z_y	514000	mm ³

Tabel 5.38 Data Profil B1 WF 600x300

Properties	Nilai	Satuan	Properties	Nilai	Satuan
f_y	240	MPa	A	15740	mm ²
E	200.000	MPa	I_x	5,6E+08	mm ⁴
W	124	kg/m	I_y	8,1E+07	mm ⁴
h	440	mm	i_x	18,9	cm
bf	300	mm	i_y	7,18	cm
tw	11	mm	Z_x	2230000	mm ³
tf	18	mm	Z_y	257000	mm ³

B. Perhitungan Awal

1. Kolom

AISC 341-10, E3-2a

$$P_u = 4171,159 \text{ kN} \text{ Dari analisis struktur}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{pc} &= 2 Z_x \left(250 - \frac{P_u}{A_g} \right) \\ &= 2 \times 1540000 \left(250 - \frac{1956,69}{247500} \right) \\ &= 769975650 \text{ N.mm} \\ &= 769,975 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

2. Balok Bentang Kiri

$$\begin{aligned}\text{Bentang kiri} &= 7,4 \text{ m} \\ &= 7400 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$M_{pr} = 233,592 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}sh &= \text{Jarak muka kolom ke sendi plastis} \\ &= 175 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L_h &= \text{Jarak antar dua sendi plastis} \\ &= L_{\text{balok}} - 2 sh \\ &= 7400 - 2 \times 175 \\ &= 6746 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{pr} &= 2 \times \frac{M_u}{L_h} \\ &= 2 \times \frac{233,592}{6746} \\ &= 69,253 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V_u = 199,59 \text{ kN}$$

3. Balok Bentang Kanan

$$\begin{aligned}\text{Bentang kiri} &= 3 \text{ m} \\ &= 3000 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$M_{pr} = 233,592 \text{ kN.m}$$

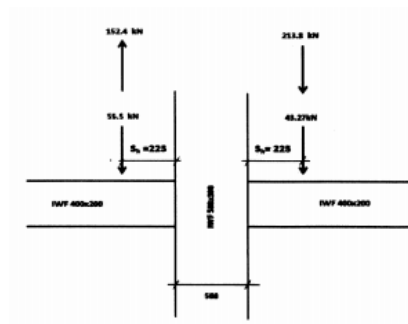
$$\begin{aligned}sh &= \text{Jarak muka kolom ke sendi plastis} \\ &= 175 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$L_h = \text{Jarak antar dua sendi plastis}$$

$$\begin{aligned}
&= L \text{ balok-2 sh} \\
&= 3000 - 2 \times 175 \\
&= 2346 \text{ mm} \\
V_{pr} &= 2 \times \frac{Mu}{Lh} \\
&= 2 \times \frac{233,592}{2346} \\
&= 199,141 \text{ kN} \\
V_u &= 199,234 \text{ kN}
\end{aligned}$$

C. Pertemuan Balok Kolom

Pertemuan pada balok-kolom diperiksa untuk mengetahui apakah gaya-gaya yang terjadi memenuhi persyaratan sesuai peraturan atau tidak, dapat dilihat pada Gambar. 5.13



Gambar 5.13 Gaya – Gaya Pada Pertemuan Kolom

$$\begin{aligned}
M_v &= [(V_{pr} \text{ kiri} + V_u \text{ kiri}) + (V_{pr} \text{ kanan} + V_u \text{ kanan})] \times (sh + \frac{dc}{2}) \\
&= [(69,253 + 199,059) + (199,141 + 199,235)] \times (175 + \frac{304}{2}) \\
&= 218007,208 \text{ N.mm} \\
&= 218,007 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

AISC 341-10, E3-3a

$$\begin{aligned}
\Sigma M_{pb} &= M_{pr} \text{ kiri} + M_{pr} \text{ kanan} + M_v \\
&= 233,592 + 233,592 + 218,007 \\
&= 685,192 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

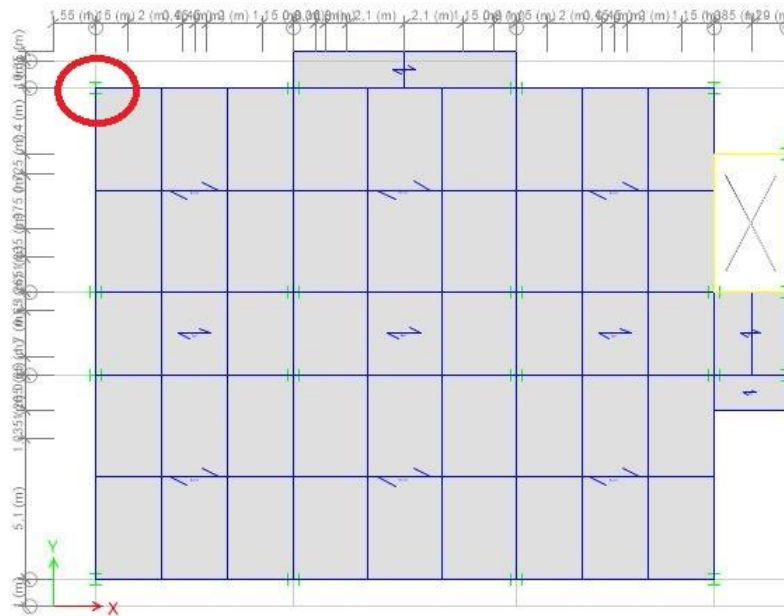
$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1 = \frac{769,975}{685,192}$$

$$= 1,123 > 1$$

OKE, SCWB

5.10 SIMPANGAN ANTAR LANTAI

Suatu sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari rangka momen pada struktur yang dirancang untuk kategori seismik D,E, dan F, maka simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi $\Delta_1 < \Delta_a$ untuk semua tingkat. Kolom yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 5.14



Gambar 5.14 Kolom Yang Ditinjau Untuk Simpangan Antar Lantai

5.10.1 Data Awal

$$I_e = 1$$

$$R = 8$$

$$C_d = 5.5$$

$$\Delta_1 = \frac{(\delta e_2 - \delta e_1) C_d}{I_e} \leq \Delta_a$$

$$\Delta_a = 0.025 h_{sx} \text{ (Tabel 16 SNI 1726-2012)}$$

$$h_{sx} = \text{tinggi tingkat dibawah tingkat } x \text{ (} h_1 - h_0 \text{)}$$

5.10.2 Kinerja Batas Layan Arah X

Didapatkan perpindahan elastis (δe) pada lantai dasar dan lantai 1.

$$\begin{aligned} \delta_{e0} &= 0 \\ \delta_{e1} &= 2,2 \text{ mm} \\ h_0 &= 0 \text{ m} \\ h_1 &= 3200 \text{ mm} \\ \Delta 1 &= \frac{(\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d}{I_e} \\ &= \frac{2,2 - 0 \cdot 5,5}{1} \\ &= 12,1 \text{ mm} \\ \Delta a &= 0,025 h_{sx} \\ &= 0,025 \times (3200 - 0) \\ &= 80 \text{ mm} \\ \text{Syarat} &= \Delta 1 \leq \Delta a \\ &= 12,1 < 80 \quad \text{OKE} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama didapatkan simpangan lantai arah x yang lain sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 5.39.

Tabel 5.39 Simpangan Antar Lantai Arah X

Lantai	Tinggi (m)	δ_e (mm)	$\Delta 1$ (mm)	Δa (mm)	Kontrol
Base	0	0	0	0	OKE
GF	3,2	3200	2,2	12,100	OKE
1	7,2	7200	7,3	28,050	OKE
2	10,4	10400	10,6	18,150	OKE
3	13,6	13600	13,3	14,850	OKE
4	16,8	16800	15,4	11,550	OKE
5	20	20000	16,9	8,250	OKE
Atap	23,2	23200	17,7	4,400	OKE

5.10.3 Kinerja Batas Layan Arah Y

Didapatkan perpindahan elastis (δ_e) pada lantai dasar dan lantai 1

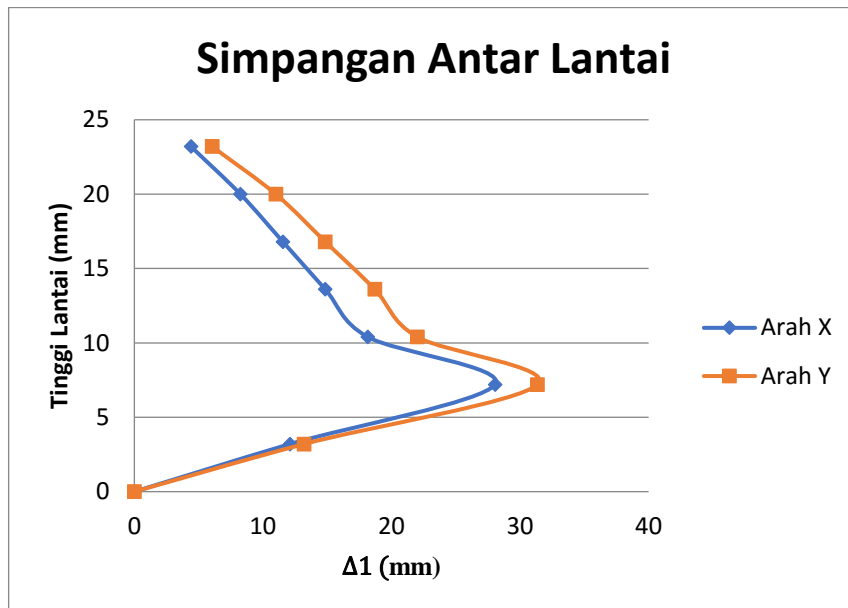
$$\begin{aligned} \delta e_0 &= 0 \\ \delta e_1 &= 2,4 \text{ mm} \\ h_0 &= 0 \text{ mm} \\ h_1 &= 3200 \text{ mm} \\ \Delta l &= \frac{(\delta e_2 - \delta e_1) C d}{I_e} \\ &= \frac{(2,4 - 0) 5.5}{1} \\ &= 13,2 \text{ mm} \\ \Delta a &= 0.025 h_{sx} \\ &= 0.025 \times 3200 \\ &= 80 \text{ mm} \\ \text{Syarat } \Delta l &\leq \Delta a \\ &= 13,2 < 80 \quad \text{OKE} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama didapatkan simpangan antar lantai arah x yang lain sebagai berikut. Dapat dilihat pada Tabel 5.40.

Tabel 5.40 Simpangan Antar Lantai Arah Y

Lantai	Tinggi (m)	δe (mm)	Δl (mm)	Δa (mm)	Kontrol
Base	0	0	0	0	OKE
GF	3,2	2,4	13,200	80,000	OKE
1	7,2	8,1	31,350	100,000	OKE
2	10,4	12,1	22,000	80,000	OKE
3	13,6	15,5	18,700	80,000	OKE
4	16,8	18,2	14,850	80,000	OKE
5	20	20,2	11,000	80,000	OKE
Atap	23,2	21,3	6,050	80,000	OKE

Agar lebih jelas, simpangan antar lantai yang terjadi pada Arah X dan Arah Y dibuat dalam bentuk grafik dapat dilihat pada Gambar 5.15.



Gambar 5.15 Simpangan Antar Lantai Komposit

5.11 PERBANDINGAN PERENCANAAN

Gedung yang telah direncanakan ulang dengan struktur komposit baja beton akan dibandingkan dengan kondisi gedung eksisting berdasarkan berat struktur dan simpangan bangunan. Berikut perbandingan gedung tersebut antara kondisi eksisting dan hasil perencanaan ulang.

5.11.1 Berat Bangunan

Berat bangunan diambil dari hasil keluaran yang ada pada ETABS 2015, bangunan kondisi eksisting merupakan bangunan beton bertulang. Dapat dilihat pada Tabel 5.41.

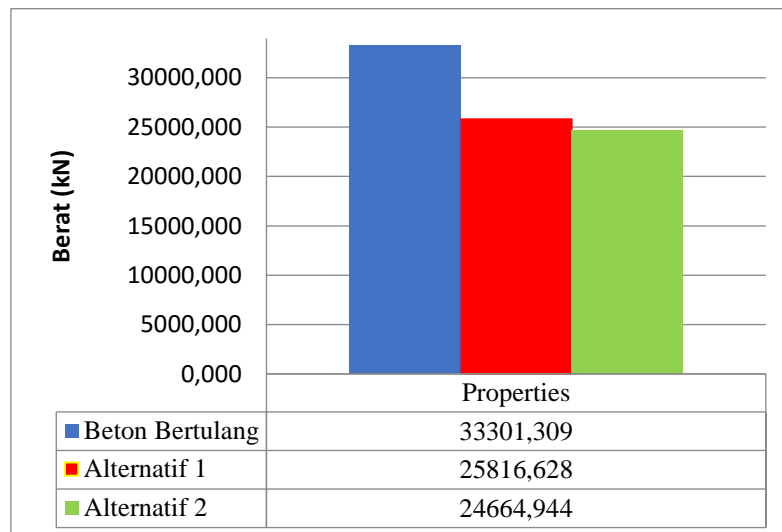
Tabel 5.41 Perbandingan Berat Bangunan

Lantai	Beton Bertulang	Komposit Baja-Beton	
	Massa (kN)	Alternatif 1	Alternatif 2
Atap	3392,5331	2604,0003	2459,8274
5	4599,6875	3596,7179	3451,9966
4	4643,0153	3683,2053	3538,484
3	4610,3436	3650,5336	3505,8123

Lanjutan **Tabel 5.41** Perbandingan Berat Bangunan

Lantai	Beton Bertulang	Komposit Baja-Beton	
	Massa (kN)	Alternatif 1	Alternatif 2
2	4610,3436	3649,3164	3504,7771
1	4672,8156	3743,7282	3599,1889
GF	4627,5674	3787,9044	3651,9313
BASE	2145,0029	1101,2222	952,9265
Total	33301,309	25816,628	24664,944

Berat bangunan yang didapatkan dibuat dalam bentuk grafik. Dapat dilihat pada Gambar 5.16.



Gambar 5.16 Berat Bangunan Eksisting dan *Redesign*

Didapat selisih berat antara bangunan eksisting, komposit baja-beton alternatif 1 dan komposit baja-beton alternatif 2 dengan nilai selisih 7484,6811 kN antara eksisting dengan alternatif 1, dan 1151,684 kN antara alternatif 1 dengan alternatif 2. Berat bangunan hasil perencanaan ulang mengalami penurunan sebesar 22,47 % dari bangunan eksisting. Hasil menunjukkan bahwa bangunan komposit baja beton lebih ringan dibandingkan bangunan eksisting. Hal ini dikarenakan penampang komposit baja beton dimensinya lebih kecil dibandingkan dengan penampang beton bertulang. Sehingga dimensi tersebut berpengaruh pada volume material yang juga lebih kecil.

5.11.2 Periode Bangunan

Periode bangunan diambil dari hasil keluaran yang ada pada ETABS 2015. Diperoleh hasil periode struktur komposit alternatif 1 1,045 detik, periode alternatif 2 0,98 dan periode struktur eksisting 1,368 detik . Periode bangunan pada struktur komposit baik alternatif 1 dan 2 lebih kecil dibandingkan struktur eksisting. Hal ini dikarenakan pelat lantai dan balok baja terhubung secara monolit dengan adanya penghubung geser sehingga tumpuan pelat menjadi jepit. Hal ini menyebabkan kekakuan lantai komposit lebih tinggi dari kekakuan lantai beton (eksisting). Dalam aksi komposit pelat beton bekerja sebagai pelat satu arah sepanjang balok baja yang memanfaatkan dan menggabungkan kedua kekuatan dari komponen material tersebut kekakuan akan meningkat. Sehingga gaya gempa yang diterima oleh struktur bangunan komposit lebih kecil.

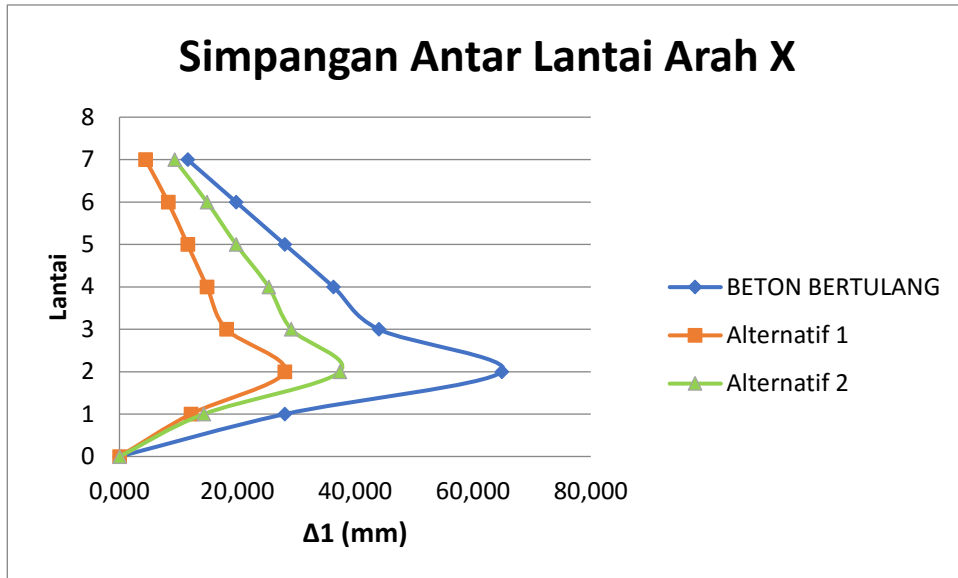
5.11.3 Simpangan Antar Lantai Bangunan

Simpangan antar lantai bangunan yang telah dihitung berdasarkan perpindahan elastis ditinjau untuk gedung pada hasil redesign dan juga gedung eksisting yang telah di model ulang. Maka dapat disimpulkan sesuai pada Tabel 5.42.

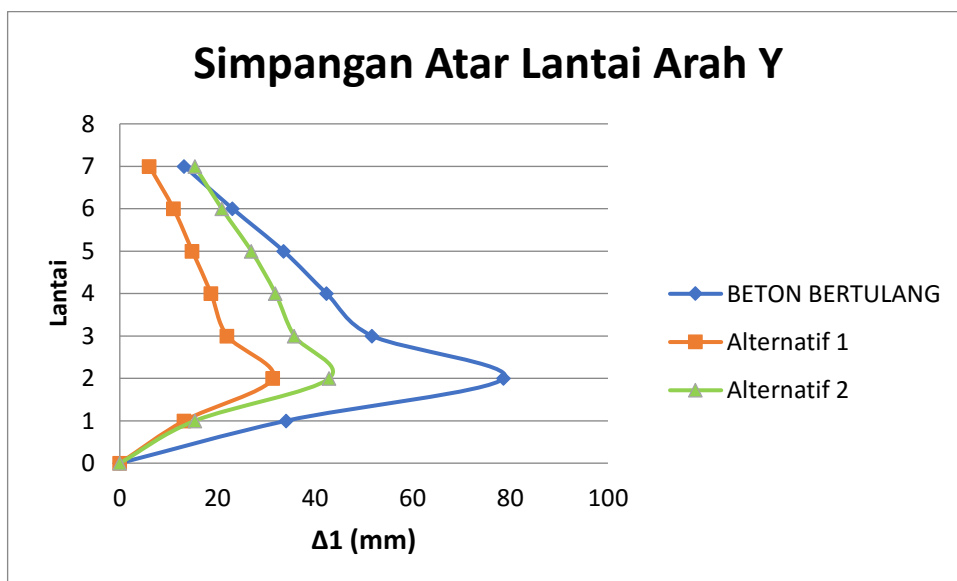
Tabel 5.42 Perbandingan Simpangan Antar Lantai Bangunan

Tinggi (m)	Arah X			Arah Y		
	Beton Bertulang	Alternatif 1	Alternatif 2	Beton Bertulang	Alternatif 1	Alternatif 2
	$\Delta 1$ (mm)	$\Delta 1$ (mm)	$\Delta 1$ (mm)	$\Delta 1$ (mm)	$\Delta 1$ (mm)	$\Delta 1$ (mm)
-3,2	0,000	0,000	0	0	0,000	0
0	28,050	12,100	14,3	34,1	13,200	15,4
4	64,900	28,050	37,4	78,65	31,350	42,9
7,2	44,000	18,150	29,15	51,7	22,000	35,75
10,4	36,300	14,850	25,3	42,35	18,700	31,9
13,6	28,050	11,550	19,8	33,55	14,850	26,95
16,8	19,800	8,250	14,85	23,1	11,000	20,9
20	11,550	4,400	9,35	13,2	6,050	15,4

Agar lebih jelas, simpangan antar lantai yang terjadi pada Arah X dan Arah Y dibuat dalam bentuk grafik dapat dilihat pada Gambar 5.17 dan Gambar 5.18.



Gambar 5.17 Simpangan Komposit Antar Lantai Arah X



Gambar 5.18 Simpangan Komposit Antar Lantai Arah Y

Dari Gambar 5.17 dan Gambar 5.18 didapat perbedaan simpangan antar lantai bangunan pada arah x dan arah y untuk bangunan eksisting serta bangunan komposit baja beton alternatif 1 dan alternatif 2. Simpangan antar lantai pada kolom tertentu pada bangunan beton bertulang lebih besar dibandingkan simpangan pada bangunan komposit baja-beton. Hal tersebut dikarenakan penampang komposit

baja beton lebih kaku dalam menahan gaya gaya dibandingkan bangunan beton bertulang, dimana nilai simpangan yang terjadi sangat dipengaruhi oleh kinerja kolom dan balok yang memikul gaya gaya yang terjadi pada bangunan tersebut. Menurut (Salmon and Johnson 1994), keuntungan dalam struktur komposit baja-beton yaitu (1) penghematan berat baja (2) penampang balok baja yang digunakan lebih kecil, (3) kekakuan lantai meningkat, (4) kapasitasmenahan beban lebih besar, (5) panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar.

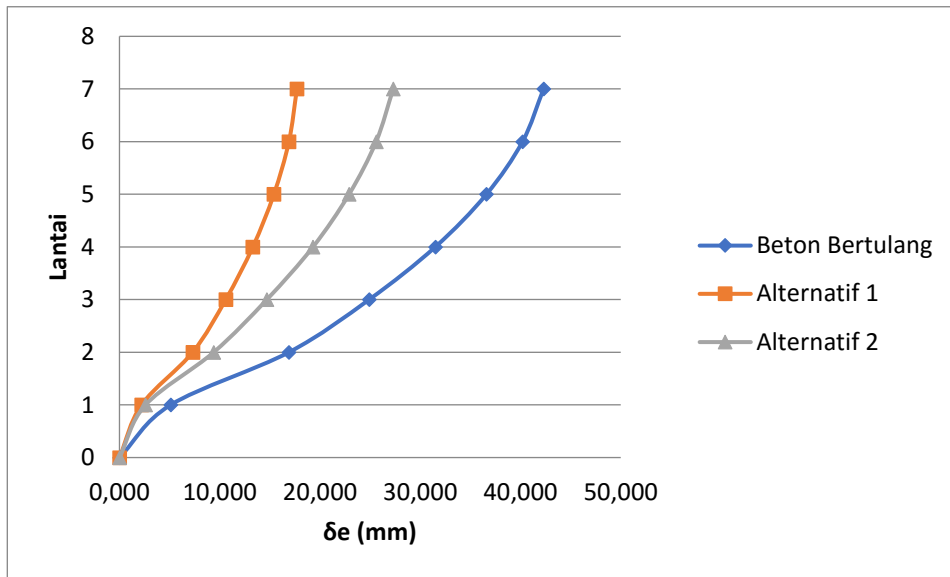
5.11.4 Simpangan Lantai Bangunan

Simpangan lateral dari suatu sistem struktur akibat beban gempa yang telah dihitung pada hasil redesign dan juga gedung eksisting yang telah di model ulang. Maka dapat disimpulkan sesuai pada Tabel 5.43.

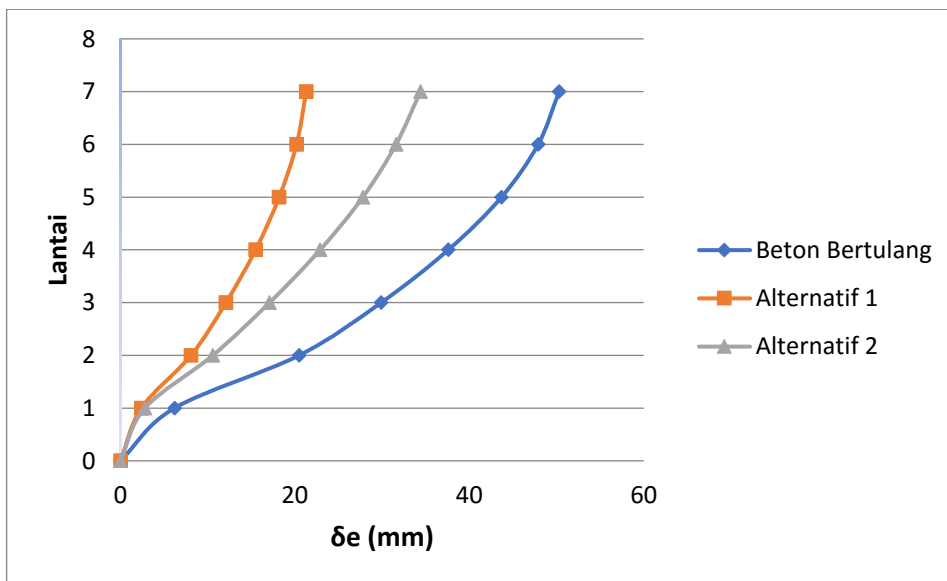
Tabel 5.43 Perbandingan Simpangan Lantai Bangunan

Tinggi (m)	Arah X			Arah Y		
	Beton Bertulang	Alternatif 1	Alternatif 2	Beton Bertulang	Alternatif 1	Alternatif 2
	δ_e (mm)	δ_e (mm)	δ_e (mm)	δ_e (mm)	δ_e (mm)	δ_e (mm)
-3,2	0,000	0,000	0	0	0,000	0
0	5,100	2,200	2,6	6,2	2,400	2,8
4	16,900	7,300	9,4	20,5	8,100	10,6
7,2	24,900	10,600	14,7	29,9	12,100	17,1
10,4	31,500	13,300	19,3	37,6	15,500	22,9
13,6	36,600	15,400	22,9	43,7	18,200	27,8
16,8	40,200	16,900	25,6	47,9	20,200	31,6
20	42,300	17,700	27,3	50,3	21,300	34,4

Agar lebih jelas, simpangan antar lantai yang terjadi pada Arah X dan Arah Y dibuat dalam bentuk grafik dapat dilihat pada Gambar 5.19 dan Gambar 5.20



Gambar 5.19 Simpangan Lantai Arah X



Gambar 5.20 Simpangan Lantai Arah Y

Dari Gambar 5.19 dan Gambar 5.20 didapat perbedaan simpangan lantai bangunan pada arah x dan arah y untuk bangunan eksisting serta bangunan komposit baja beton alternatif 1 dan alternatif 2, simpangan pada kolom tertentu pada bangunan beton bertulang lebih besar dibandingkan simpangan pada bangunan komposit baja-beton. Hal tersebut dikarenakan penampang komposit baja beton lebih kaku dalam menahan gaya-gaya dibandingkan bangunan beton bertulang, sehingga gaya gempa yang diterima oleh beton bertulang lebih besar dibandingkan komposit baja-beton.

BAB VI

SIMPULAN DAN SARAN

Setelah perhitungan pada perencanaan ulang Hotel Gedong Agung Yogyakarta menggunakan struktur komposit baja-beton ini selesai, maka dapat diambil kesimpulan berdasarkan hasil perhitungan. Dari hasil tugas akhir ini juga dapat diberikan saran untuk tugas akhir-tugas akhir selanjutnya.

6.1. SIMPULAN

Berdasarkan hasil modifikasi ulang struktur atas Hotel Gedong Agung Yogyakarta menggunakan komposit baja-beton, didapat hasil sebagai berikut.

1. Pemodelan pada struktur rangka komposit baja beton pada Hotel Gedong Agung Yogyakarta menggunakan pemodelan tiga dimensi dengan pembebanan berupa beban mati, beban hidup, beban gempa dan beban *notional*. Dinding (tidak termasuk jendela) dimodelkan, tetapi tangga tidak dimodelkan dan tidak diperhitungkan pada struktur. Hasil analisis yang didapatkan lebih dominan terhadap beban gempa. Redesain struktur bangunan Hotel Gedong Agung Yogyakarta.
 - a. Pada balok induk direncanakan menggunakan struktur baja dengan alternatif 1 profil WF 450x300x11x18 untuk tipe B1 dan kantilever. Balok anak direncanakan menggunakan profil WF 300x200x9x14 sedangkan kolom direncanakan dengan profil WF 300x300x11x17 untuk tipe K1 dengan pembungkus beton berukuran 500x500.
 - b. Perencanaan sambungan menggunakan sambungan berupa las dan sambungan baut, perencanaan dilakukan pada 3 bagian yaitu sambungan antar kolom, sambungan antara kolom dengan balok induk dan sambungan antara balok induk dengan balok anak.
2. Dari hasil perbandingan modifikasi ulang struktur atas Hotel Gedong Agung Yogyakarta dan eksisting beton bertulang dapat disimpulkan sebagai berikut.
 - a. Berat struktur bangunan pada gedung yang dimodifikasi ulang (komposit baja-beton) alternatif 1 sebesar 25816,62 kN , alternatif 2 sebesar 24664,94 dan pada gedung eksisting (beton bertulang) didapat nilai

sebesar 33301,309 kN. Gedung struktur komposit baja beton alternatif 1 memiliki berat struktur lebih ringan 22,47 % dibandingkan dari struktur beton bertulang, dan alternatif 2 memiliki berat struktur lebih ringan 25,93% dibandingkan struktur beton bertulang.

- b. Periode bangunan pada struktur komposit baja-beton alternatif 1 lebih kecil 30,90 % dibandingkan struktur eksisting (beton bertulang), dan alternatif 2 memiliki periode lebih kecil 39,57% dibandingkan struktur eksisting (beton bertulang).
- c. Simpangan antar lantai bangunan pada gedung yang dimodifikasi ulang (komposit baja-beton) untuk arah X dan arah Y baik alternatif 1 maupun alternatif 2 nilainya lebih kecil dibandingkan gedung eksisting (beton bertulang)

6.2. SARAN

Dengan mempertimbangkan hasil analisis dan perhitungan pada perencanaan ulang struktur atas menggunakan struktur komposit baja-beton, maka dapat diberikan beberapa saran untuk tugas akhir selanjutnya yaitu sebagai berikut.

1. Perlu adanya desain ulang tugas akhir dengan menggunakan profil pipa baja diisi beton pada perencanaan kolom, karena sebagian besar perencanaan ulang pada bagian kolom menggunakan profil baja dibungkus beton.
2. Perlu adanya perhitungan rancangan anggaran biaya (RAB) dari *redesign* struktur ini agar dapat diketahui perbandingan biaya antara struktur komposit baja-beton dengan struktur beton bertulang.
3. Perlu adanya perhitungan pondasi atau perhitungan struktur bawah

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim., 1987, Tata Cara Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung SKBI-1.3.53.1987. Departemen Pekerjaan Umum : Jakarta.
- Anonim., 2002, SNI Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung SNI 03-1729-2002. Badan Standarisasi Nasional : Jakarta.
- Anonim., 2012, SNI Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 03-1726-2012. Badan Standarisasi Nasional: Jakarta.
- Anonim., 2013, SNI Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta.
- Anonim., 2013, SNI Tata Cara Perhitungan Beton Untuk Bangunan Gedung SNI-03-2847-2013. Badan Standarisasi Nasional : Jakarta.
- Dipohusodo, Istimawan., 1994, Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI T-15-1991-03 Departemen Pekerjaan Umum RI. Gramedia Pustaka Umum: Jakarta.
- Fahruda, Agus Imam., 2016, Perencanaan Ulang Gedung Penghubung Hotel Alimar Malang Dengan Konstruksi Baja Komposit Menggunakan Metode LRFD. Malang.
- Indraharja, Ferry., 2011, Modifikasi Perencanaan Struktur Baja Komposit Pada Gedung Perpustakaan Universitas Negeri Jember. Surabaya
- Indriani, Lilis., dan Tohir, Ahmad., 2012, Kuat Lentur Balok Komposit Baja-Beton Pasca Bakar.

Salmon, C.G., Johnson, J.E. 1996. Struktur Baja Desain dan Perilaku. Jilid 1 & 2.
Gramedia Pustaka Utama : Jakarta

Setiawan, Agus., 2008. Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD
(Berdasarkan SNI 03-1729-2002). Penerbit Erlangga : Jakarta.

Setiawan, Haris Budi., 2015. Perencanaan Struktur Baja Komposit Pada Gedung
Hotel-Q Denpasar Bali Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen. Jember

Widodo.(2001). Respons Dinamik Struktur Elastik. Penerbit UII Press. Yogyakarta

Balok Induk

	P	V2	V3	T	M2	M3
GF	1,102	229,956	0,2793	0,0717	0,0572	257,224
1	1,8705	174,921	0,4584	0,5344	0,0885	189,621
2	2,9454	173,989	0,0784	0,0868	0,0815	186,396
3	1,7819	172,949	0,5097	0,0652	0,0973	186,283
4	1,8844	172,234	0,5389	0,0599	0,1031	186,78
5	2,0581	171,55	0,5853	0,062	0,1123	184,529
Atap	2,12	145,323	0,7185	0,0496	0,1145	171,967

Balok Anak

	P	V2	V3	T	M2	M3
GF	1,0495	133,558	0,0926	0,0527	0,0684	203,664
1	1,5338	96,5953	0,0926	0,0428	0,0684	143,381
2	2,455	96,5889	0,0926	0,0427	0,068	143,359
3	1,7056	96,6054	0,0926	0,0426	0,0684	143,405
4	1,8036	96,6392	0,0926	0,0425	0,0684	143,499
5	1,9587	96,5282	0,0926	0,0424	0,0684	143,191
Atap	1,8365	87,544	0,075	0,0393	0,0553	130,905

Balok Kantilever

	P	V2	V3	T	M2	M3
1	0,0405	36,9118	0,0405	0,1416	0,0048	11,0735
2	0,0405	36,9118	0,0405	0,1412	0,0048	11,0735
3	0,0405	36,9118	0,0405	0,1422	0,0048	11,0735
4	0,0405	36,9118	0,0405	0,141	0,0048	11,0735
5	0,0405	36,9118	0,0405	0,1453	0,0048	11,0735
Atap	0,0328	29,394	0,0328	0,1029	0,0039	8,8182

Kolom

	P	V2	V3	T	M2	M3
GF	777,578	107,864	111,964	6,6343	255,861	265,566
1	602,033	106,252	114,995	12,6385	241,081	228,292
2	406,057	105,848	116,056	11,2428	175,521	156,63
3	250,432	90,7422	95,4991	9,5015	140,899	135,05
4	134,029	83,6738	76,5833	7,6254	109,128	129,914
5	55,4668	79,3579	60,9892	5,468	99,9799	127,59
Atap	15,8154	103,992	82,2077	3,2658	136,204	148,228

