

SKRIPSI

**ALTERNATIF STRUKTUR ATAP
GEDUNG RUMAH SAKIT MARINA PERMATA HOSPITAL
MENGUNAKAN BAJA CASTELLA**



Disusun Oleh:

IBNU SALASTINOR

12 21 107

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016

SKRIPSI

ALTERNATIF STRUKTUR ATAP GEDUNG RUMAH SAKIT MARINA PERMATA HOSPITAL MENGUNAKAN BAJA CASTELLA



Disusun Oleh:

IBNU SALASTINOR

12 21 107

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

**ALTERNATIF STRUKTUR ATAP
GEDUNG RUMAH SAKIT MARINA PERMATA HOSPITAL
MENGUNAKAN BAJA CASTELLA**

*Diajukan sebagai Salah Satu Syarat untuk Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1
Institut Teknologi Nasional Malang*

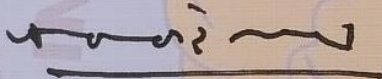
Disusun Oleh:

IBNU SALASTINOR

12 21 107

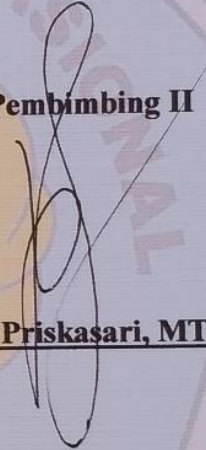
Menyetujui:

Dosen Pembimbing I



Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc.

Dosen Pembimbing II



Ir. Ester Priskasari, MT.

Mengetahui:

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1



Ir. A. Agus Santosa, MT.

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016

LEMBAR PENGESAHAN

SKRIPSI

**ALTERNATIF STRUKTUR ATAP
GEDUNG RUMAH SAKIT MARINA PERMATA HOSPITAL
MENGUNAKAN BAJA CASTELLA**

*Dipertahankan di Hadapan Dewan Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata Satu (S-1)
Institut Teknologi Nasional Malang
pada Hari : Kamis
Tanggal : 11 Agustus 2016
dan Diterima untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1*

Disusun Oleh:

IBNU SALASTINOR

12 21 107

Disahkan Oleh:

Ketua

Sekretaris

Ir. A. Agus Santosa, MT.

Ir. Munasih, MT.

Anggota Penguji:

Penguji I

Penguji II

Ir. A. Agus Santosa, MT.

Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 51431 Malang

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Ibnu Salastinor
NIM : 12 21 107
Jurusan : Teknik Sipil S-1
Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya yang berjudul:

ALTERNATIF STRUKTUR ATAP
GEDUNG RUMAH SAKIT MARINA PERMATA HOSPITAL
MENGUNAKAN BAJA CASTELLA

Adalah benar-benar merupakan hasil karya saya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya. Apabila di kemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan bahwa tugas akhir ini merupakan hasil duplikasi atau mengambil karya tulis dan pemikiran orang lain, saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut.

Malang, 24 Agustus 2016

Yang Membuat Pernyataan,



Ibnu Salastinor

Alternatif Struktur Atap Gedung Marina Permata Hospital Menggunakan Baja Castella

Oleh: Ibnu Salastinor, NIM. 12.21.107.

Pembimbing I: Ir. Sudirman Indra, M.Sc.

Pembimbing II: Ir. Ester Priskasari, M.T.

Program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi nasional Malang.

ABSTRAKSI

Baja castella digunakan untuk mendapatkan profil yang lebih tinggi dari profil aslinya sehingga memiliki kekuatan yang lebih besar. Lubang yang ada di dalam profil baja castella mengurangi berat profil jika dibandingkan dengan profil baja lain yang memiliki tinggi serupa. Dengan pertimbangan aspek tersebut, maka dicoba perencanaan struktur rangka atap dengan alternatif baja castella.

Kajian ini berupa data perencanaan Rumah Sakit Marina Permata Hospital, dengan bentang atap 18.60 m dan panjang atap 16.80 m menggunakan struktur baja. Perencanaan struktur disesuaikan dengan peraturan SNI 1727:2013, SNI 1727:2002, dan SNI 1729:2015. Permodelan dan analisa struktur menggunakan program bantu StaadPro V8i 2007. Seluruh perencanaan struktur atap menggunakan metode Desain Faktor Beban dan Ketahanan atau yang lebih dikenal dengan metode LRFD (*Load Resistance and Factor Design*).

Hasil yang didapatkan dari alternatif ini yaitu: desain baja castella untuk kuda-kuda dengan dimensi Castella 441.200.8.12 yang merupakan modifikasi dari baja H.294.200.8.12 diambil dengan sudut pemotongan 45° dengan nilai momen (Mp) 284115250 N mm > momen nominalnya (Mn) 19789434 N mm; desain kolom yang menumpu kuda-kuda menggunakan profil H 150.150.7.10; desain sambungan menggunakan ketebalan plat penyambung 10 mm dengan 4 buah baut Ø 20mm; serta base plate didesain dengan dimensi 250×250×10 mm menggunakan 4 buah angkur berdiameter 19 mm.

Kata kunci: Baja Castella, Kolom, Sambungan, dan Base Plate.

DAFTAR ISI

Halaman Judul.....	i
Lembar Pengesahan	ii
Lembar Persetujuan	iii
Daftar Isi.....	iv
Daftar Gambar.....	vi
Daftar Tabel	viii
Abstraksi	ix
<i>Bab I Pendahuluan</i>	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Batasan Masalah.....	2
1.4. Tujuan	3
1.5. Manfaat	4
<i>Bab II Kajian Pustaka</i>	5
2.1. Material Baja.....	5
2.2. Pembebanan Struktur	6
2.3. Desain Kekuatan Berdasarkan Desain Faktor Beban dan Ketahanan.....	12
2.3.1. Faktor Reduksi	13
2.3.2. Batang Lentur.....	14
2.4. Baja Castella.....	16
2.4.1. Geometri Penampang Castella Beam.....	17
2.4.2. Desain Penampang Balok Castella Beam	18
2.5. Perencanaan Kolom Baja	27
2.6. Perencanaan Sambungan.....	30
2.6.1. Sambungan Balok - Kolom.....	31
2.6.2. Sambungan Balok Ujung - Balok Ujung	34
2.6.3. Sambungan Las pada Plat Ujung	34
2.7. Base Plate	36

Bab III Data Perencanaan	43
3.1. Data Bangunan	43
3.2. Bagan Alir Analisis	44
Bab IV Perencanaan Struktur.....	46
4.1. Perencanaan Pembebanan	46
4.2. Perencanaan Gording	60
4.3. Perencanaan Ikatan Angin.....	65
4.4. Pembebanan Struktur Atap	67
4.5. Perencanaan Balok Castella	72
4.6. Perencanaan Kolom Baja	88
4.6.1. Hasil Analisa Struktur Profil Castella	88
4.6.2. Perhitungan Perencanaan Kolom	88
4.7. Perencanaan Sambungan.....	93
4.7.1. Sambungan Rafter Puncak	93
4.7.2. Sambungan Rafter Tepi.....	102
4.8. Perencanaan <i>Base Plate</i>	112
Bab V Penutup	116
5.1. Kesimpulan	116
5.2. Saran	117
Daftar Pustaka	118
Lampiran	119

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1.	Distribusi tegangan pada level beban berbeda.....	14
Gambar 2.2.	Diagram hubungan tegangan-regangan material baja.....	15
Gambar 2.3.	Hexagonal castellated beam.....	17
Gambar 2.4.	Circular castellated beam.....	17
Gambar 2.5.	Octagonal castellated beam.....	17
Gambar 2.6.	Dimensi geometri penampang castella beam.....	21
Gambar 2.7.	Penampang T.....	24
Gambar 2.8.	Gaya geser pada penampang T.....	25
Gambar 2.9.	Diagram nomogram rangka bergoyang.....	28
Gambar 2.10.	Sambungan kolom-balok.....	31
Gambar 2.11.	Interaksi geser dan Tarik pada baut.....	32
Gambar 2.12.	Sambungan balok ujung-balok ujung.....	34
Gambar 2.13.	Tebal (throat) efektif las sudut.....	34
Gambar 2.14.	Notasi pada plat landasan (base plate).....	37
Gambar 2.15.	Beban yang bekerja pada base plate.....	40
Gambar 2.16.	Base plate dengan eksentrisitas beban.....	40
Gambar 4.1.	Arah beban pada gording.....	56
Gambar 4.2.	Gaya tarik pada trekstang.....	64
Gambar 4.3.	Gaya tarik pada ikatan angin.....	65
Gambar 4.4.	Pembebanan berat sendiri portal.....	67
Gambar 4.5.	Pembebanan akibat beban mati.....	67
Gambar 4.6.	Pembebanan akibat beban hidup.....	68
Gambar 4.7.	Pembebanan akibat beban air hujan.....	69
Gambar 4.8.	Pembebanan akibat beban angin.....	70
Gambar 4.9.	Perbandingan tinggi balok castella dengan tinggi profil sesungguhnya.....	73
Gambar 4.10.	Tinggi pemotongan zig-zag.....	74
Gambar 4.11.	Penampang balok T.....	75
Gambar 4.12.	Tegangan geser pada badan castella.....	76
Gambar 4.13.	Tegangan yang bekerja pada balok castella.....	82

Gambar 4.14. Pemotongan web profil H yang digunakan.....	86
Gambar 4.15. Dimensi profil castella yang digunakan.....	86
Gambar 4.16. Nilai momen balok castella diambil dari program bantu STAAD Pro V8i	86
Gambar 4.17. Diagram nomogram rangka bergoyang.....	90
Gambar 4.18. Diagram tegangan baut pada sambungan puncak	98
Gambar 4.19. Model sambungan rafter puncak.....	99
Gambar 4.20. Diagram tegangan baut pada sambungan tepi.....	105
Gambar 4.21. Pengaku sambungan balok-kolom	111
Gambar 4.22. Perletakan kolom baja dan kolom beton dihubungkan dengan base plate	112
Gambar 4.23. Notasi base plate	113

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1.	Jenis baja	5
Tabel 2.2.	Kategori resiko bangunan gedung.....	9
Tabel 2.3.	Faktor arah angin (K_d).....	10
Tabel 2.4.	Koefisien tekanan internal (GC_{pi})	11
Tabel 2.5.	Jarak tepi minimum untuk baut.....	31
Tabel 2.6.	Ukuran minimum las sudut	35
Tabel 2.7.	Tipe elektroda las	35
Tabel 4.1.	Maximum support spacing (mm)	46
Tabel 4.2.	Masses zinalume lysaght klip-lok TM 700	47
Tabel 4.3.	Kategori resiko RS. Marina Permata Hospital	51
Tabel 4.4.	Kecepatan angin BMKG	52
Tabel 4.5.	Faktor arah angin yang berlaku.....	52
Tabel 4.6.	Koefisien tekanan internal (GC_{pi}) yang Berlaku	54
Tabel 4.7.	Kekuatan nominal pengencang dan bagian berulir	94
Tabel 4.8.	Jarak tepi minimum yang digunakan	94
Tabel 4.9.	Ukuran minimum las sudut yang digunakan.....	99
Tabel 4.10.	Tipe elektroda las yang digunakan.....	101
Tabel 4.11.	Ukuran minimum las sudut yang digunakan.....	107
Tabel 4.12.	Tipe elektroda las yang digunakan.....	108

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Kayu sebagai bahan konstruksi struktur rangka atap (*wooden truss*) sudah mulai ditinggalkan. Pada perkembangannya setelah ditemukan bahan baja, kini atap didesain dengan berbagai macam bentuk menggunakan baja. Terlepas dari semua kekurangan dan kelebihan, struktur baja sangat cocok digunakan pada konstruksi bentang panjang.

Dalam mendesain struktur atap menggunakan baja, akan muncul pertanyaan mengenai jenis baja yang digunakan. Ada banyak kemungkinan yang bisa diambil, sehingga kreativitas dan kemampuan perencana memainkan peran besar dalam menjawabnya. Kreativitas perencanaan menjadi sangat penting dalam menentukan material yang akan digunakan sebelum proses desain.

Salah satu jenis baja yang sudah tidak asing lagi di dunia konstruksi yaitu baja castella. Baja castella sangat tepat digunakan untuk perencanaan struktur yang memiliki bentang panjang. Pada dasarnya baja castella digunakan untuk mendapatkan profil yang lebih tinggi dari profil aslinya sehingga memiliki kekuatan yang lebih besar. Lubang yang ada di dalam profil baja castella mengurangi berat profil jika dibandingkan dengan profil baja lain yang memiliki tinggi serupa. Singkatnya, baja castella dapat meningkatkan kekuatan komponen struktur tanpa penambahan berat profil baja itu sendiri. Momen pada balok castella lebih kecil dibandingkan dengan momen balok profil baja biasa yang tinggi penampangnya serupa, sehingga dalam mendesain struktur bisa lebih

ekonomis dengan menggunakan dimensi struktur yang lebih kecil. (*Sevak Demirdjan, 1999*).

Struktur atap pada gedung Marina Permata Hospital di Kec. Batulicin, Kab. Tanah Bumbu, Kalimantan Selatan direncanakan menggunakan baja WF. Penulis mencoba merencanakan struktur rangka atap tersebut dengan alternatif baja castella. Harapannya alternatif ini memperoleh hasil lebih ekonomis yang sesuai dengan fungsi serta kelayakan dari sudut pandang teknik.

Berdasarkan tinjauan yang telah dipaparkan penulis, maka skripsi ini diajukan dengan judul *Alternatif Struktur Atap Gedung Rumah Sakit Marina Permata Hospital Menggunakan Baja Castella*.

1.2. Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah yang dibahas dalam penulisan ini, yaitu:

1. Bagaimana desain baja castella untuk kuda-kuda?
2. Bagaimana desain kolom yang menumpu kuda-kuda?
3. Bagaimana desain sambungan yang dibutuhkan?
4. Bagaimana desain base plate yang dibutuhkan?

1.3. Batasan Masalah

Dari rumusan masalah yang tercantum, diperoleh gambaran permasalahan yang cukup luas. Menyadari adanya keterbatasan waktu dan kemampuan maka penulis memberi batasan masalah secara jelas dan terfokus. Adapun batasan masalah dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut:

1. Kuda-kuda yang dibahas adalah kuda-kuda dengan bentang terpanjang yaitu 18.60 m, dengan kolom menggunakan baja.
2. Analisa struktur menggunakan program bantu Staad Pro V8i.
3. Perhitungan desain baja menggunakan metode LRFD.
4. Peraturan yang digunakan:
 - a. SNI 1727:2013 spesifikasi: Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
 - b. SNI 1729:2002 spesifikasi: Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung.
 - c. SNI 1729:2015 spesifikasi: Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung.

1.4. Tujuan

Berdasarkan rumusan masalah di atas, maka tujuan yang ingin dicapai dalam penulisan ini adalah:

1. Mengetahui desain baja castella untuk kuda-kuda?
2. Mengetahui desain kolom yang menumpu kuda-kuda?
3. Mengetahui desain sambungan yang dibutuhkan?
4. Mengetahui desain base plate yang dibutuhkan?

1.5. Manfaat

Beberapa manfaat yang ingin diperoleh dari penulisan ini, antara lain:

1. Bagi penulis

Mengetahui perencanaan struktur rangka atap baja dengan jenis material baja castella pada bangunan bentang lebar.

2. Bagi akademisi

Memberi wawasan atau pengetahuan dalam bidang struktur, khususnya dalam penggunaan baja castella sebagai struktur bangunan bentang lebar.

3. Bagi umum

Memberi referensi tentang perhitungan struktur atap baja castella pada bangunan bentang lebar.

BAB II

KAJIAN PUSTAKA

2.1. Material Baja

Baja struktur harus memiliki sifat-sifat utama, guna dapat memberikan jaminan kekuatan untuk melayani beban dan aksi yang timbul pada struktur. Karena pada dasarnya baja kuat menahan tarik dan tekan, maka sifat-sifat utama dari baja struktur harus tidak boleh menyimpang dari kekuatan dasarnya.

Berikut merupakan sifat-sifat mekanis baja struktural:

1. Modulus Elastisitas (E) = 200.000 MPa
2. Modulus Geser (G) = 79.300 MPa
3. Angka Poisson (μ) = 0,26
4. Density = 7,85 g/cc

Catatan: 1 Mpa = 10 kg/cm²

Sumber: ASTM A36

Sedangkan berdasarkan tegangan leleh dan regangan putusnya, mutu material baja dibagi menjadi 5 kelas mutu sebagai berikut:

Tabel 2.1. Jenis Baja

Jenis Baja	Tegangan Putus Minimum f_u (MPa)	Tegangan Leleh Minimum f_y (MPa)	Regangan Minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Sumber: SNI 03-1729:2002

2.2. Pembebanan Struktur

Pembebanan yang bekerja pada struktur bangunan terdiri dari beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa. Beban-beban tersebut secara rinci dijelaskan sebagai berikut:

1. Beban Mati

Definisi beban mati menurut *SNI 1727:2013 Pasal 3 halaman 15*, adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran.

Untuk menghitung jumlah beban mati (G) pada atap digunakan persamaan sebagai berikut:

$$G = \text{Jumlah beban mati} + \text{Beban sambungan } 10\% \dots\dots\dots (2.2-1)$$

2. Beban Hidup

Berdasarkan *SNI 1727:2013, Pasal 4 halaman 17*, beban hidup adalah beban yang diakibatkan (1) pelaksanaan pemeliharaan oleh pekerja, peralatan, dan material; (2) selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian.

Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam *Tabel 4-1 SNI 1727:2013 halaman 25*.

Atap datar biasa, berbubung, atap lengkung, awning, dan kanopi, selain dari konstruksi atap pabrikasi yang ditumpu oleh suatu struktur rangka, diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup atap yang direduksi, sebagai mana ditentukan pada *SNI 1727:2013 Persamaan 4.8-1 (beban hidup atap yang didistribusi sesuai dengan Tabel 4-1)* atau kombinasi beban lain yang menentukan, seperti dijelaskan dalam pasal 2, dipilih yang menghasilkan beban terbesar.

$$L_r = L_0 \times R_1 \times R_2 \text{ di mana } 12 \leq L_r \leq 20 \dots\dots\dots(2.2-2)$$

Dalam SI:

$$L_r = L_0 \times R_1 \times R_2 \text{ di mana } 0.58 \leq L_r \leq 0.96 \dots\dots\dots(2.2-3)$$

Di mana:

L_r = beban hidup atap tereduksi per ft² (m²) dari proyeksi horizontal yang ditumpu oleh komponen struktur.

L_0 = beban hidup atap desain tanpa reduksi per ft² (m²) dari proyeksi horizontal yang ditumpu oleh komponen struktur.

Faktor reduksi R_1 dan R_2 harus ditentukan sebagai berikut:

$$1 \qquad \qquad \qquad \text{untuk } A_T \leq 200 \text{ ft}^2$$

$$R_1 = 1.2 - 0.001 A_T \qquad \text{untuk } 200 \text{ ft}^2 \leq A_T \leq 600 \text{ ft}^2$$

$$0.6 \qquad \qquad \qquad \text{untuk } A_T \geq 600 \text{ ft}^2$$

Dalam SI:

$$1 \qquad \qquad \qquad \text{untuk } A_T \leq 18.58 \text{ ft}^2$$

$$R_1 = 1.2 - 0.011 A_T \qquad \text{untuk } 18.58 \text{ ft}^2 \leq A_T \leq 55.74 \text{ ft}^2$$

$$0.6 \qquad \qquad \qquad \text{untuk } A_T \geq 55.74 \text{ ft}^2$$

Di mana:

A_T = luas tributasi dalam ft^2 (m^2) yang didukung oleh setiap komponen struktural dan

$$1 \quad \text{untuk } F \leq 4$$

$$R_2 = 1.2 - 0.005 F \quad \text{untuk } 4 < F < 12$$

$$0.6 \quad \text{untuk } F \geq 12$$

Untuk atap berbubung, F = jumlah peninggian dalam inci per *foot* (dalam SI: $F = 0.12 \times$ kemiringan (*slope*), dengan kemiringan dinyatakan dalam persentase).

3. Beban Air Hujan

Setiap bagian dari suatu atap harus dirancang mampu menahan beban dari semua air hujan yang terkumpul apabila system drainase primer untuk bagian tersebut tertutup ditambah beban merata yang disebabkan oleh kenaikan air di atas lubang masuk sistem drainase sekunder pada aliran rencananya.

$$R = 0.0098 \times (d_s + d_h) \dots \dots \dots (2.2-4)$$

R = Beban air hujan pada atap (kN/m^2)

d_s = Kedalaman air pada atap (mm)

d_h = Tambahan kedalaman air pada atap (mm).

4. Beban Angin

- a. Untuk menentukan Kategori Resiko suatu bangunan dapat dilihat sesuai *SNI 1727:2013, Tabel 1.5-1 halaman 3*, dimana kategori resiko tersebut ditinjau untuk beban banjir, angin, salju, gempa, dan es.

Tabel 2.2. Kategori Resiko Bangunan Gedung

Pergunaan atau Pemanfaatan Fungsi Bangunan Gedung dan Struktur	Kategori Resiko
Bangunan gedung dan struktur lain yang merupakan resiko rendah untuk kehidupan manusia dalam kejadian kegagalan.	I
Semua bangunan gedung dan struktur lain kecuali terdaftar dalam kategori resiko I, III, dan IV.	II
<p>Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan resiko besar bagi kehidupan manusia.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain, tidak termasuk dalam kategori resiko IV, dengan potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi substansial maupun gangguan massa dari hari ke hari kehidupan sipil pada saat terjadi kegagalan.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain, tidak termasuk dalam resiko kategori IV. (fasilitas yang manufaktur, proses, menangani, menggunakan, menyimpan, atau membuang zat-zat seperti bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan peledak) yang mengandung zat beracun atau mudah meledak di mana kuantitas material melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup untuk menimbulkan suatu ancaman kepada publik jika dirilis.</p>	III
<p>Bangunan gedung dan struktur lainnya yang dianggap sebagai fasilitas penting.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan bahaya besar bagi masyarakat.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain (termasuk namun tidak terbatas pada: fasilitas yang manufaktur, proses, menangani, menggunakan, menyimpan, atau membuang zat-zat seperti bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan peledak) yang berisi jumlah yang cukup dari zat yang sangat beracun di mana kuantitas melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup menimbulkan ancaman bagi masyarakat jika dirilis.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain yang diperlukan untuk mempertahankan fungsi dari kategori resiko IV struktur lainnya.</p>	IV

Sumber: SNI 1727:2013, Tabel 1.5-1

- b. Kecepatan angin dasar adalah kecepatan tiupan angin dalam tiga detik pada ketinggian 33 ft (10 m) di atas tanah yang ditentukan sesuai dengan SNI 1727:2013 pasal 26.5.1. halaman 49.

- c. Faktor arah angin (K_d) harus ditentukan sesuai dengan *SNI 1727:2013 Tabel 26.6-1 halaman 50*.

Tabel 2.3. 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 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 Tabel 26.6-1*

- d. Lokasi dari bangunan merupakan faktor untuk menentukan kategori ekspour. Lihat *SNI 1727:2013 pasal 26.7.3 halaman 51*, kekasaran permukaan ditentukan dalam kategori eksposur B, eksposur C, dan eksposur D.

Efek topografi menentukan bangunan terletak dalam setiap kategori ekspour, bila kondisi bangunan gedung dan kondisi lokasi memenuhi, harus dimasukkan dalam perhitungan beban angin sesuai *SNI 1727:2013 pasal 26.8.1 halaman 52*, sebagai berikut:

$$K_{zt} = 1 + (K_1 \times K_2 \times K_3) \dots\dots\dots(2.2-5)$$

- e. Faktor efek tiupan angin merujuk pada *SNI 1727:2013, pasal 26.9.1, halaman 54*, mengenai Faktor Efek Tiupan Angin, menyatakan bahwa

factor efek tiupan angin (G) untuk suatu bangunan gedung dan struktur lainnya yang kaku boleh diambil sebesar 0.85.

- f. Untuk menentukan koefisien tekanan internal, semua bangunan gedung harus diklasifikasikan semua bangunan tertutup, bangunan tertutup sebagian, atau bangunan terbuka.
- g. Koefisien tekanan internal, (GC_{pi}) sesuai dengan SNI 1727:2013, Tabel 26.11-1 halaman 61, dapat diambil sebagai berikut:

Tabel 2.4. Koefisien Tekanan Internal (GC_{pi})

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, Tabel 26.11-1

- h. Berdasarkan kategori ekspour yang ditentukan, koefisien eksposur tekanan velositas K_z atau K_h , sebagaimana yang berlaku harus sesuai dengan SNI 1727:2013, Tabel 27.3-1 halaman 65.

Tekanan viskositas (q_z) dievaluasi pada ketinggian Z harus dihitung dengan persamaan berikut:

$$q_z = 0.00256 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \times (lb/ft^2) \dots\dots\dots(2.2-6)$$

Sumber: SNI 1727:2013 pasal 27.3.2 halaman 66.

- i. Tekanan angin neto untuk Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) dari bangunan atap gedung dengan atap miring sehihak, berbubung, atau cekung, harus ditentukan oleh persamaan berikut:

$$P = q_h \times G \times C_N \dots\dots\dots(2.2-7)$$

Sumber: SNI 1727:2013 pasal 27.4.3 halaman 70.

5. Beban Kombinasi

Struktur, komponen, dan pondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi berikut:

a. $1.4 D$ (2.2-7)

b. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$ (2.2-8)

c. $1.2 D + 1.6 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + 0.5 (L_r \text{ atau } 0.5 W)$ (2.2-9)

d. $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$ (2.2-10)

e. $0.9 D + 1.0 W$(2.2-12)

Sumber: SNI 1727:2013 pasal 2.3 halaman 11.

2.3. Desain Kekuatan Berdasarkan Desain Faktor Beban dan Ketahanan

Desain yang sesuai dengan ketentuan untuk desain faktor beban dan ketahanan (DFBK) memenuhi persyaratan spesifikasi ini bila kekuatan desain setiap komponen struktural sama atau melebihi kekuatan perlu yang ditentukan berdasarkan kombinasi beban DFBK. Semua ketentuan spesifikasi ini, kecuali untuk pasal B 3.3 ini, harus digunakan.

Desain harus dilakukan sesuai dengan persamaan:

$$R_u \leq \phi R_n \dots\dots\dots (2.3-1)$$

Lihat *SNI 1729:2015 pasal B3.3 halaman 12*

Secara umum, suatu struktur dikatakan aman apabila memenuhi syarat sebagai berikut:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i \times Q_i \dots\dots\dots (2.3-2)$$

Dimana:

ϕ	= Faktor reduksi	γ_i	= Faktor beban
R_n	= Tahanan nominal	Q_i	= Beban yang bekerja

Pada persamaan tersebut $\sum \gamma_i \times Q_i$ mewakili kekuatan dari komponen suatu bangunan (resistensi), dimana harga nominal resistensi (R_n) dikalikan dengan ϕ (faktor resistensi / reduksi kekuatan) untuk mendapatkan kekuatan desain. Sedangkan $\phi \times R_n$ mewakili beban yang diharapkan akan ditanggung, dimana jumlah beban yang bekerja (Q_i) seperti beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban air hujan dikalikan dengan faktor kelebihan beban (γ_i) sehingga didapat jumlah dari beban terfaktor.

Spesifikasi LRFD yang diberikan pada persamaan di atas berarti bahwa, kekuatan (ϕR_n) yang disediakan dalam desain minimal harus sama dengan pemfaktoran beban-beban yang bekerja.

2.3.1. Faktor Reduksi

Faktor reduksi berdasarkan desain faktor beban dan ketahanan (DFBK) ditentukan dalam Tabel 6.4.2. pada SNI 1729:2002 sebagai berikut:

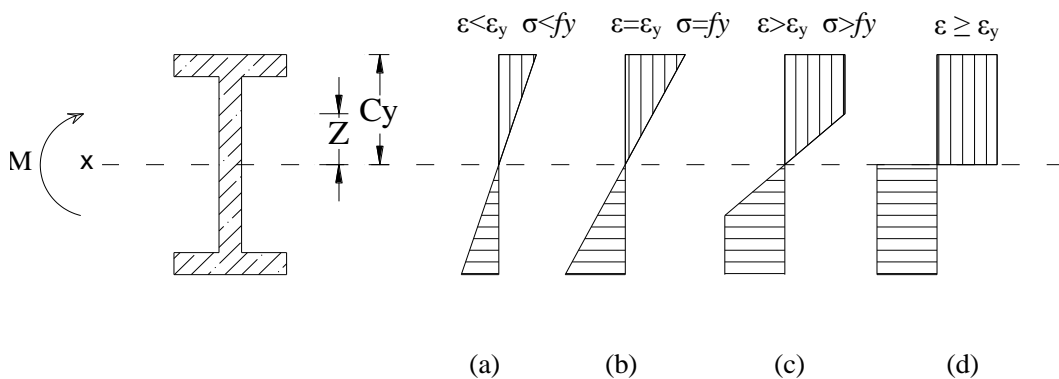
- | | |
|--|---------------|
| a. Komponen struktur yang memikul lentur | $\phi = 0.90$ |
| b. Komponen struktur yang memikul gaya tekan aksial | $\phi = 0.85$ |
| c. Komponen struktur yang memikul gaya tarik: | |
| 1. Terhadap kuat tekan leleh | $\phi = 0.90$ |
| 2. Terhadap kuat tarik fraktur | $\phi = 0.75$ |
| d. Komponen struktur yang memikul gaya aksial dan lentur | $\phi = 0.90$ |
| e. Sambungan baut | $\phi = 0.75$ |

f. Sambungan las:

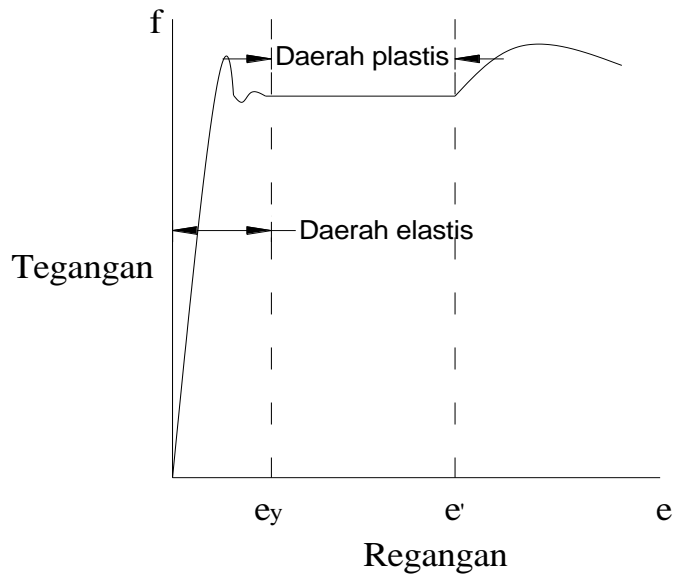
1. Las tumpul penetrasi penuh $\phi = 0.90$
2. Las sudut, las tumpul penetrasi sebagian, las pengisi $\phi = 0.75$

2.3.2. Batang Lentur

Komponen struktur lentur merupakan kombinasi dari elemen tekan dan elemen tarik. Komponen struktur lentur memikul beban-beban gravitasi seperti beban mati dan beban hidup. Komponen ini diasumsikan sebagai komponen tak tertekuk karena bagian elemen yang mengalami tekan sepenuhnya terkekang, baik dalam arah sumbu kuat maupun sumbu lemahnya.



Gambar 2.1. Distribusi tegangan pada level beban berbeda



Gambar 2.2. Diagram hubungan tegangan-regangan material baja

Distribusi tegangan pada baja profil akibat momen lentur diperlihatkan pada gambar 2.1. di atas. Gambar tersebut menunjukkan pada daerah beban layan penampang masih elastis (gambar 2.1. a), kondisi elastis itu berlangsung hingga tegangan pada serat terluar mencapai kuat lelehnya (f_y). Setelah mencapai regangan leleh (ϵ_y), regangan leleh akan terus naik tanpa diikuti kenaikan tegangan. Ketika kuat leleh tercapai pada serat terluar (gambar 2.1. b), tahanan momen nominal sama dengan momen leleh M_{yx} , dan besarnya adalah:

$$M_n = M_{yx} = S_x \times f_x \dots\dots\dots (2.3.2-1)$$

Dimana:

S_x = Modulus penampang arah x

Kemudian pada saat kondisi pada gambar 2.1. d tercapai, semua serat dalam penampang melampaui regangan lelehnya, dan dinamakan kondisi plastis. Tahanan momen nominal dalam kondisi ini dinamakan momen plastis (M_p), yang besarnya adalah:

$$M_p = f_y \times Z \dots\dots\dots (2.3.2-2)$$

Dengan Z sebagai modulus plastis.

Struktur batang lentur dikatakan aman apabila memenuhi syarat kontrol kekuatan lentur sebagai berikut:

$$M_u \leq \phi \times M_n \dots\dots\dots (2.3.2-3)$$

$$\frac{1}{240} L > \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI} + \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L^3}{EI} \dots\dots\dots (2.3.2-4)$$

Dimana:

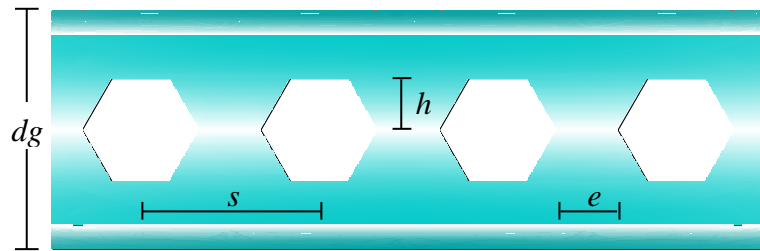
- ϕ = Faktor reduksi untuk lentur (0,9)
- M_n = Momen lentur nominal (N mm)
- M_u = Momen lentur akibat beban terfaktor (N mm)
- L = Panjang gelagar
- q = Beban merata (N/mm)
- E = Modulus elastisitas baja (N/mm²)
- I = Momen inersia profil (mm⁴)
- P = Muatan hidup (N)

2.4. Baja Castella

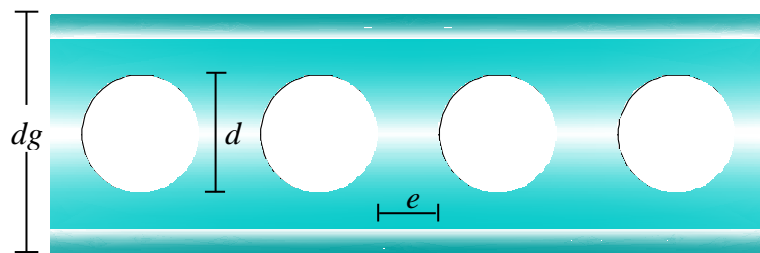
Saat ini banyak sekali berbagai penelitian yang dilakukan oleh para ahli untuk menemukan berbagai solusi baru dalam mengurangi biaya pembangunan konstruksi baja. Beberapa metode telah ditemukan untuk meningkatkan kekuatan komponen struktur baja tanpa meningkatkan berat baja itu sendiri. Salah satu dari sekian solusinya adalah penggunaan *Castellated Beam*. (Sevak Demirdjian, 1999).

Profil baja *Castellated Beam* ialah profil baja I, H, atau U yang kemudian pada bagian badannya dipotong memanjang dengan pola zig-zag. Kemudian

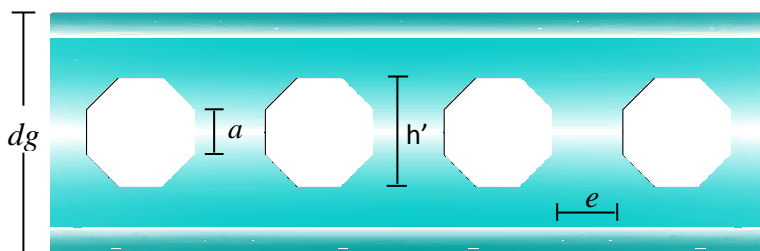
bentuk dasar profil baja diubah dengan menggeser atau membalik setengah bagian profil baja dengan cara dilas pada bagian “gigi-giginya”. Sehingga terbentuk profil baja baru dengan lubang berbentuk segi enam (Hexagonal), segi delapan (Octagonal) dan lingkaran (Circular). (*Johann Grunbauer, 2001*).



Gambar 2.3. Hexagonal castellated beam



Gambar 2.4. Circular castellated beam



Gambar 2.5. Octagonal castellated beam

2.4.1. Geometri Penampang Castella Beam

Geometri penampang castella beam dibagi menjadi tiga parameter, (*L. Amayreh dan M. P. Saka, 2005*) yaitu:

1. Sudut Pemotongan (θ)

Sudut Pemotongan (θ) mempengaruhi jumlah *castellation* (N per unit panjang). Riset membuktikan bahwa dengan adanya penambahan N tidak berpengaruh banyak terhadap kekakuan elastis *Castellated Beam*, akan tetapi perlu meningkatkan daktilitas serta kapasitas rotasi. Sudut pemotongan berkisar antara 45° - 70° .

2. Ekspansi Ratio (α)

Ekspansi ratio (α) adalah ratio penambahan tinggi yang dicapai *castellation* secara teoritis tinggi asli balok bertambah 50% dari tinggi semula, namun secara keseluruhan ketinggian pada bagian T (*tee section*) terdapat faktor pembatas.

3. *Welding Lenght* (e)

Bila panjang bidang disambung (las) terlalu pendek. Maka akan terjadi kegagalan gaya geser horizontal pada badan profil, begitu juga sebaliknya apabila panjang bidang yang disambung (las) terlalu panjang, berdampak pada pertambahan panjang bagian T (*tee section*) dimana akan terjadi kegagalan lentur *Vierendeel*. Jadi, panjang yang diijinkan untuk dua tipe kegagalan tersebut.

2.4.2. Desain penampang Balok *Castellated Beam*

Desain *Castellated Beam* berdasarkan *Design of Welded Structure*, mengenai *Open web expanded beams and girders*.

A. Menentukan modulus plastisitas tampang yang diperlukan balok castella

(Z_g) untuk momen lentur maksimum

$$S_g = \frac{Mu}{\phi \times f_y} \dots\dots\dots (2.4.2-1)$$

Di mana:

S_g = Modulus plastisitas penampang balok (cm³)

Mu = Momen ultimate (kg cm)

Ø = Faktor reduksi (0.90 : untuk lentur)

f_y = Tegangan leleh profil (kg/cm²)

B. Menentukan perbandingan tinggi balok castella dengan tinggi balok aslinya

Diamsumsikan kenaikan tinggi balok mencapai 1,5 kali dari balok aslinya.

$$K_1 = \frac{d_g}{d_b} \dots\dots\dots (2.4.2-2)$$

$$1,5 = \frac{d_g}{d_b} = \frac{S_g}{S_b} \dots\dots\dots (2.4.2-3)$$

$$S_b = \frac{S_g}{1,5} \dots\dots\dots (2.4.2-4)$$

Di mana:

K₁ = Perbandingan tinggi balok setelah peninggian dan sebelum peninggian.

d_g = Tinggi balok (*castella*) setelah peninggian (mm).

d_b = Tinggi balok (balok asli) sebelum peninggian (mm).

S_g = Modulus plastisitas penampang balok setelah peninggian (mm³).

S_b = Modulus plastisitas penampang balok sebelum peninggian (mm³).

Menentukan nilai perbandingan tinggi (K₁) yang sebenarnya.

$$K_1 = \frac{S_g}{S_b} \dots\dots\dots (2.4.2-5)$$

C. Menentukan tinggi pemotongan zig-zag (h)

$$h = d_b \times (K_1 - 1) \dots\dots\dots(2.4.2-6)$$

Di mana:

h = Pertambahan tinggi akibat pemotongan zig – zag (mm).

K₁ = Perbandingan tinggi balok setelah peninggian dan sebelum peninggian.

D. Perkiraan tinggi penampang T yang diperlukan

Perhitungan mengikuti *Design of Welded Structure*, halaman 4.7 – 15.

$$d_T = \frac{V_u}{2 \times t_w \times 0.4 \times f_y} \dots\dots\dots(2.4.2-7)$$

Di mana:

d_T = Tinggi penampang T perlu (mm)

V_u = Gaya geser terfaktor (kg)

t_w = Tebal badan balok (mm)

f_y = Tegangan leleh profil (kg/cm²)

E. Menentukan tinggi balok castella

$$d_g = d_b + h \dots\dots\dots(2.4.2-8)$$

Di mana:

d_g = Tinggi balok (*castella*) setelah peninggian (mm)

F. Menentukan tinggi dan tangkai penampang T

$$d_T = \frac{d_g}{2} - h \dots\dots\dots (2.4.2-9)$$

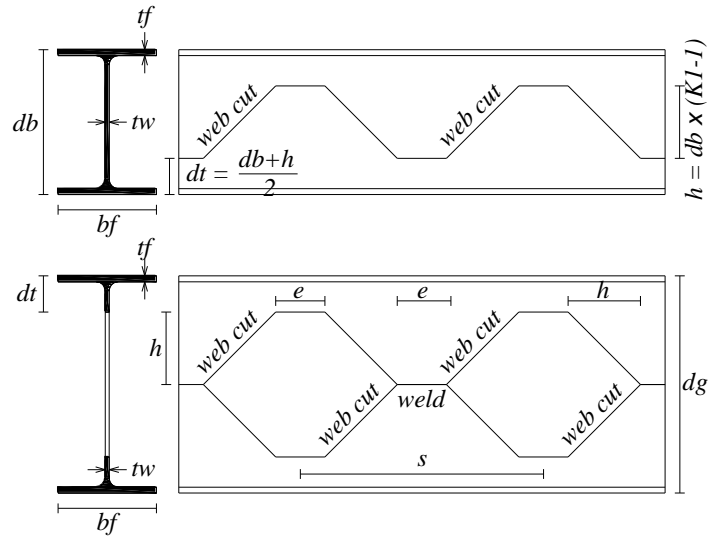
$$d_s = d_T - t_f \dots\dots\dots (2.4.2-10)$$

Di mana:

d_s = Tinggi tangkai penampang T (mm)

d_T = Tinggi penampang T (mm)

t_f = Tebal flens penampang (mm)



Gambar 2.6. Dimensi geometri penampang castellated beam

G. Menentukan tegangan lentur pada plat badan balok castella

$$\sigma_{lentur} = \left(1 - \frac{10,434}{Cc^2} \cdot \left(\frac{h}{tw} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot f_y \dots\dots\dots(2.4.2-11)$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{f_y}}$$

Di mana:

σ_{lentur} = Tegangan lentur ijin balok *castella* (N/mm²)

f_y = Tegangan leleh profil (N/mm²)

H. Menentukan tegangan geser balok castella

$$\sigma_v = \frac{4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot \theta}{180}\right)^2}{3 \cdot \tan \theta} \cdot \sigma_{lentur} \leq 0,4 \cdot f_y \dots\dots\dots(2.4.2-12)$$

Di mana:

σ_v = Tegangan geser ijin balok castella (N/mm²)

θ = Sudut dalam

σ = Tegangan lentur ijin balok castella (N/mm²)

I. Menentukan tegangan geser maksimum balok castella

$$\sigma_{\max} = 1,16 \times \frac{95\% \times V_u}{t_w \times d_g} \dots\dots\dots(2.4.2-13)$$

Di mana:

σ_{\max} = Tegangan geser maksimum balok castella (N/mm²)

V = Gaya geser yang terjadi (N)

J. Rasio tegangan geser maksimum untuk balok berbadan utuh dan tegangan geser ijin untuk balok berlubang (K_2)

$$\frac{e}{s} = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_v} = K_2 \dots\dots\dots(2.4.2-14)$$

K. Menentukan panjang bidang horizontal dan jarak antar panel

$$e \geq \frac{2 \cdot h \cdot \tan \theta}{\frac{1}{K_2} - 2} \dots\dots\dots(2.4.2-15)$$

$$s = 2 \cdot (e + h \cdot \tan \theta) \dots\dots\dots(2.4.5-16)$$

Di mana:

e = Panjang bidang horizontal (mm)

s = Jarak antar panel (mm)

L. Menentukan ukuran dimensi balok castella

Luas penampang T balok castella:

$$A_T \geq A_f + A_s \dots\dots\dots(2.4.2-17)$$

Modulus kelembaman penampang T balok castella:

$$S_T = A_f \cdot \left(d_s + \frac{t_f}{2} \right) + A_s \cdot \frac{d_s}{2} \dots\dots\dots(2.4.2-18)$$

Modulus inersia penampang T balok castella:

$$I_T = A_f \cdot \left(d_s^2 + d_s \cdot t_f + \frac{t_f^2}{3} \right) + A_s \cdot \frac{d_s^2}{3} \dots\dots\dots(2.4.2-19)$$

Jarak garis berat penampang T pada ujung tangkai balok castella:

$$C_s = \frac{S_T}{A_T} \dots\dots\dots(2.4.2-20)$$

Momen inersia tangkai penampang T:

$$I_t = I_T - C_s \cdot S_T \dots\dots\dots(2.4.2-21)$$

Modulus tahanan tangkai penampang T pada ujung tangkai:

$$S_s = \frac{I_t}{C_s} \dots\dots\dots(2.4.2-22)$$

Jarak antara garis berat penampang T atas dan bawah:

$$d = 2 \cdot (h + C_s) \dots\dots\dots(2.4.2-23)$$

Momen inersia balok castella:

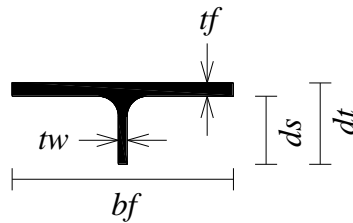
$$I_g = 2 \cdot I_t + \frac{A_T \cdot d^2}{2} \dots\dots\dots(2.4.2-24)$$

Modulus tahanan balok castella:

$$S_g = \frac{2 \cdot I_g}{d_g} \dots\dots\dots(2.4.2-25)$$

M. Pemeriksaan bagian T yang merupakan bagian yang mengalami gaya tekan aksial

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{3000 b_s}{\sqrt{f_y} t_s} \leq \frac{4000}{\sqrt{f_y}} \dots\dots\dots(2.4.2-26)$$



Gambar 2.7. Penampang T

N. Kontrol lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal

Tekuk lokal flens:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2.t_f} < \lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots\dots\dots(2.4.2-27)$$

Tekuk lokal web:

$$\lambda_w = \frac{d_g}{t_w} < \lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots\dots\dots(2.4.2-28)$$

Tekuk torsi lateral:

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Di mana:

E = Modulus elastisitas baja (N/mm^2)

t_f = Tebal *flens* penampang (mm)

b_f = Lebar *flens* penampang (mm)

t_w = Tebal *web* (badan) penampang (mm)

d_g = Tinggi bersih *web* (badan) penampang castella (mm)

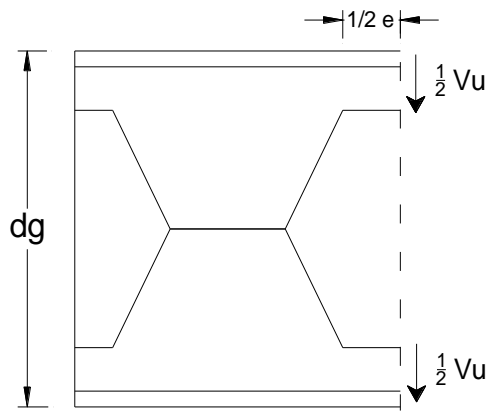
λ_f = Rasio kelangsingan *flens* (sayap)

λ_{pf} = Rasio kelangsingan maksimum pada *flens* untuk elemen kompak

λ_w = Rasio kelangsingan *web* (badan)

λ_{pw} = Rasio kelangsingan maksimum pada *web* untuk elemen kompak

O. Kontrol tegangan



Gambar 2.8. Gaya geser pada penampang T

$$\sigma T + \sigma b \leq \sigma \dots\dots\dots (2.4.2-29)$$

Tegangan lentur primer:

$$\sigma b = \frac{F}{AT} = \frac{M}{d \cdot AT} \dots\dots\dots (2.4.2-30)$$

Tegangan lentur sekunder:

$$\sigma T = \frac{V \cdot e}{4 \cdot Z_s} \dots\dots\dots (2.4.2-31)$$

Tegangan lentur ijin:

$$\sigma = \left(1 - \frac{2,609}{cc^2} \cdot \left(\frac{h}{tw} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot f_y \dots\dots\dots (2.4.2-32)$$

Di mana:

σT = Tegangan lentur sekunder (N/mm²)

σb = Tegangan tarik dan desak (N/mm²)

σ = Tegangan lentur ijin balok *castella* (N/mm²)

P. Kontrol lendutan

$$\delta = \frac{5}{48} \times \frac{Mu \times L^2}{E \times I_g} \leq \delta \text{ ijin} = \frac{1}{240} \times L \dots\dots\dots (2.4.2-33)$$

Q. Perhitungan I_x dan Z_x pada bagian tanpa lubang

$$I_x = \left(\frac{1}{12} \times b_f \times d_g^3 \right) - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{b_f - t_w}{2} \right) \right) \times (d_g - 2 \times t_f)^3 \dots\dots (2.4.2-34)$$

$$Z_x = \left(\frac{t_w \times d_g^2}{4} \right) + (b_f - t_w) \times (d_g - t_f) \times t_f \dots\dots\dots (2.4.2-35)$$

R. Perhitungan I_x dan Z_x pada bagian berlubang

$$I_x = \left(\frac{1}{12} \times b_f \times d_g^3 \right) - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{b_f - t_w}{2} \right) \right) \times (d_g - 2 \times t_f)^3 \dots\dots (2.4.2-36)$$

$$Z_x = \left(\frac{t_w \times b_f \times d_g^2}{4} \right) - \left(\frac{1}{2} \times \left(\frac{b_f - t_w}{2} \right) \right) \times (d_g - 2 \times t_f)^2 - \left(\frac{1}{4} \times t_w \times h_0^2 \right) \dots\dots\dots (2.4.2-37)$$

S. Perhitungan I_x dan Z_x profil castella

$$I_x = \frac{I_{x \text{ tanpa lubang}} + I_{x \text{ berlubang}}}{2} \dots\dots\dots (2.4.2-38)$$

$$Z_x = \frac{Z_{x \text{ tanpa lubang}} + Z_{x \text{ berlubang}}}{2} \dots\dots\dots (2.4.2-39)$$

T. Kontrol momen

$$M_n = M_p = Z_x \times f_y \dots\dots\dots (2.4.2-40)$$

$$\phi M_n \geq M_u \dots\dots\dots (2.4.2-41)$$

2.5. Perencanaan Kolom Baja

Kolom dengan kekangan yang besar terhadap rotasi dan translasi pada ujung-ujungnya (contohnya tumpuan jepit) akan mampu menahan beban yang besar dibandingkan dengan kolom yang mengalami rotasi serta translasi pada bagian tumpuannya (contohnya tumpuan sendi). Selain tumpuan ujung, besar beban yang dapat diterima oleh suatu komponen struktur tekan juga tergantung dari panjang efektifnya. Semakin kecil panjang efektif suatu komponen struktur tekan, maka semakin kecil pula resiko terhadap masalah tekuk.

1. Kontrol Penampang

Kontrol penampang kolom menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_f} \dots\dots\dots (2.5-1)$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \dots\dots\dots (2.5-2)$$

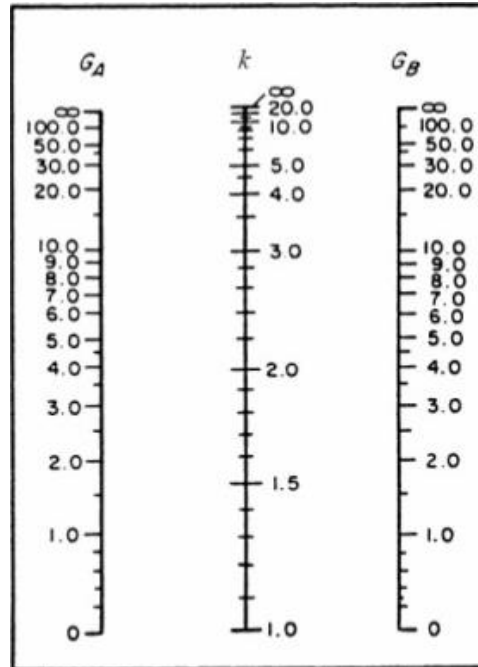
$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots\dots\dots (2.5-3)$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots\dots\dots (2.5-4)$$

2. Faktor Panjang Tekuk

Berdasarkan buku Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD untuk kolom yang dasarnya tidak terhubungkan secara kaku pada pondasi (tumpuan sendi) dapat diambil nilai $G_A \leq 10$.

$$G_B = \frac{(EI/L)_{Kolom}}{(EI/L)_{Balok}} \dots\dots\dots (2.5-5)$$



Gambar 2.9. Diagram nomogram rangka bergoyang

Dari diagram nomogram rangka bergoyang di atas, setelah menghubungkan nilai G_A dan G_B dengan garis didapatkan nilai faktor panjang tekuk (k_c).

3. Parameter Kelangsingan Kolom

Berdasarkan SNI 1729:2002, pasal 7.6.1, halaman 27, nilai parameter kelangsingan kolom (λ_c) ditetapkan sebagai berikut:

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \times \frac{k_c \times L}{r} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} \dots\dots\dots (2.5-6)$$

4. Gaya Tekuk Elastis

Untuk menentukan gaya tekuk elastis komponen struktur (N_{cr}) merujuk pada SNI 1729:2002, pasal 7.6.1, halaman 27, adalah sebagai berikut:

$$N_{cr} = \frac{Ag \times f_y}{\lambda_c^2} f_e \dots\dots\dots (2.5-7)$$

5. Daya Dukung Nominal

Daya dukung nominal komponen struktur tekan seperti halnya kolom berdasarkan pada SNI 1729:2002, pasal 7.6.1, halaman 27, dihitung sebagai berikut:

$$N_n = Ag \times f_{cr} \dots\dots\dots (2.5-8)$$

Dimana:

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} \dots\dots\dots (2.5-9)$$

Dan ω ditentukan dengan persyaratan sebagai berikut:

$$\text{untuk } \lambda_c \leq 0.25 \text{ maka } \omega = 1 \dots\dots\dots (2.5-10)$$

$$\text{untuk } 0.25 < \lambda_c < 1.2 \text{ maka } \omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times \lambda_c} \dots\dots\dots (2.5-11)$$

$$\text{untuk } \lambda_c \geq 1.2 \text{ maka } \omega = 1.25 \times \lambda_c^2 \dots\dots\dots (2.5-12)$$

6. Kekuatan Lentur

Kekuatan lentur nominal (M_n) kolom dapat dihitung berdasarkan SNI 1729:2015, halaman 50, sebagai berikut:

$$M_n = f_y \times Z_x \dots\dots\dots (2.5-13)$$

7. Interaksi Aksial-Momen

Berdasarkan SNI 1727:2002, pasal 7.4.3, halaman 24, interaksi aksial-momen dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$M_{nx} = \phi M_n \dots\dots\dots (2.5-14)$$

$$\text{Bila } \frac{Nu}{\phi N_n} \geq 0.2, \text{ maka: } \frac{Nu}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mu}{\phi M_{nx}} + \frac{Muy}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (2.5-15)$$

$$\text{Bila } \frac{Nu}{\phi N_n} < 0.2, \text{ maka: } \frac{Nu}{2 \phi N_n} + \left(\frac{Mu}{\phi M_{nx}} + \frac{Muy}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (2.5-16)$$

2.6. Perencanaan Sambungan

Sambungan dalam suatu struktur sambungan direncanakan harus lebih kuat dari kekuatan batang, hal ini sebagai antisipasi terhadap kegagalan sambungan. Kegagalan pada sambungan dapat mengakibatkan kegagalan struktur secara keseluruhan yang fatalnya struktur mengalami keruntuhan tanpa tanda-tanda peringatan.

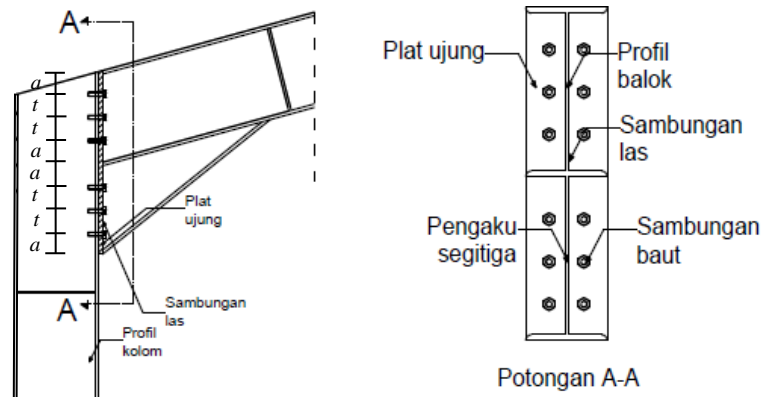
Syarat – syarat sambungan berdasarkan SNI 1729:2015, halaman 129:

- Harus kuat, aman tetapi cukup ekonomis.
- Mudah dalam pelaksanaan pemasangan dilapangan.
- Persyaratan keamanan yang diberikan DFBK untuk peyambung persamaannya menjadi:

$$Ru \leq \phi R_n \dots\dots\dots (2.6-1)$$

2.6.1. Sambungan Balok-Kolom

Sambungan Momen Plat Ujung (*End-plate moment connection*)



Gambar 2.10. Sambungan kolom-balok

Perencanaan Sambungan Baut

Kontrol jarak antar baut:

- a. Jarak baut ke tepi (S1)

Tabel 2.5. Jarak tepi minimum untuk baut

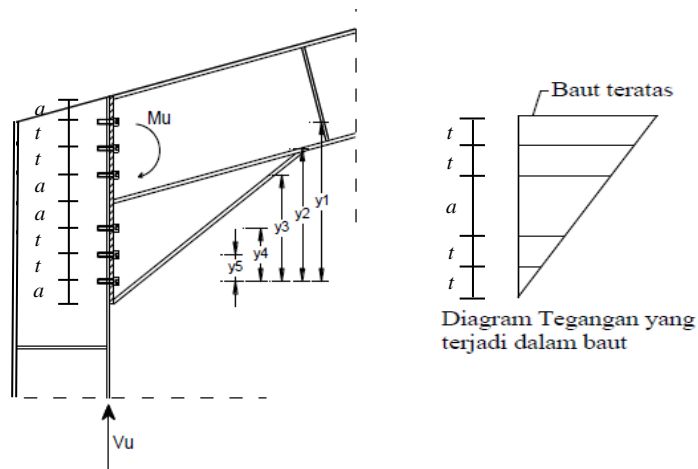
Diameter Baut (in.)	Jarak Tepi Minimum
$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1 \frac{1}{8}$
1	$1 \frac{1}{4}$
$1 \frac{1}{8}$	$1 \frac{1}{2}$
$1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{5}{8}$
Di atas $1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{1}{4} \times d$

Sumber: SNI 1729:2015, tabel J3.4 halaman 128

b. Jarak antar baut (S2)

Jarak antara pusat-pusat standar, ukuran berlebih, atau lubang-lubang slot tidak boleh kurang dari 2 2/3 kali diameter nominal, d, dari pengencang, jarak 3d yang lebih umum.

Interaksi Geser dan Tarik pada Baut



Gambar 2.11. Interaksi geser dan tarik pada baut

Kuat nominal terhadap tarik dan geser:

$$\phi . Rn = fn . Ab \dots\dots\dots (2.6.1-1)$$

Lihat SNI 1729:2015, halaman 129.

Kuat nominal tumpu pada lubang-lubang baut:

$$\phi . Rn = 1,2 . lc . tp . fu \leq 2,4 . d . tp . fu \dots\dots\dots (2.6.1-2)$$

Lihat SNI 1729:2015, halaman 132.

Menentukan Jumlah Baut:

$$n = \frac{Ru}{\phi . Rn} \dots\dots\dots (2.6.1-3)$$

Kombinasi terhadap tarik dan geser:

$$\phi \cdot R_n = f'_{nt} \cdot A_b \dots\dots\dots (2.6.1-4)$$

Catatan: Bila tegangan yang diperlukan (f_{rv}) kurang dari atau sama dengan 30 % dari tegangan yang tersedia, maka efek kombinasi tegangan tidak perlu diperiksa.

$$f'_{nt} = 1,3 \cdot f_{nt} - \frac{f_{nt}}{\phi \cdot f_{nv}} f_{rv} \leq f_{nt} \dots\dots\dots (2.6.1-5)$$

Lihat SNI 1729:2015, halaman 130.

Kontrol terhadap momen:

$$\phi \cdot M_n = \frac{0,9 \cdot f_y \cdot a^2 \cdot b}{2} + \sum_{i=1}^n T \cdot d_i \dots\dots\dots (2.6.1-6)$$

$$a = \frac{0,75 \cdot f_u^b \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot A_b}{f_y \cdot b} \dots\dots\dots (2.6.1-7)$$

$$\sum_{i=1}^n T \cdot d_i = 0,75 \cdot f_u^b \cdot n_1 \cdot A_b \cdot \Sigma d \dots\dots\dots (2.6.1-8)$$

Di mana:

n_1 = Jumlah kolom baut

n_2 = Jumlah baris baut

A_b = Luas penampang baut

Σd = Penjumlahan d

b = Lebar balok

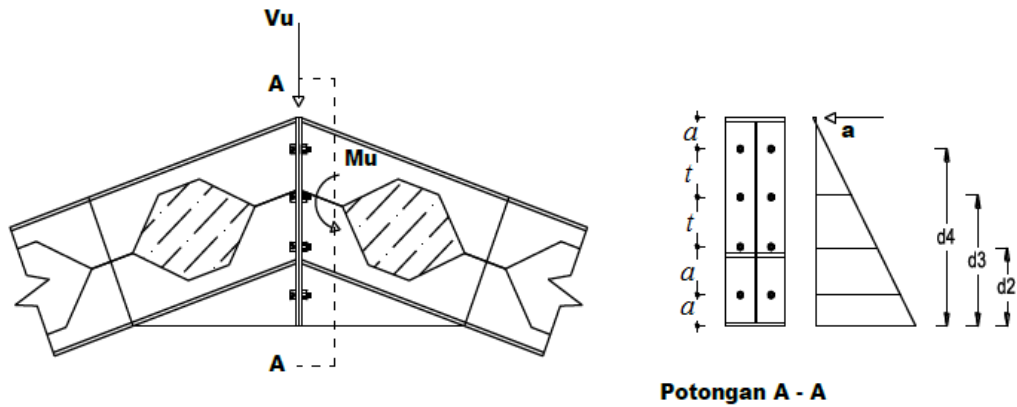
a = Tinggi penampang tekan

f_u^b = Kuat tarik nominal baut

f_y = Tegangan leleh

2.6.2. Sambungan Balok Ujung – Balok Ujung

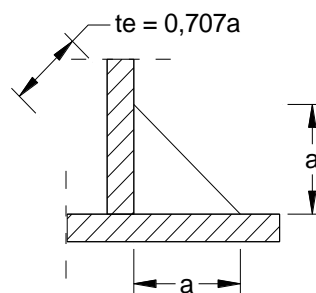
Sambungan Momen Plat Ujung (*End-plate moment connection*)



Gambar 2.12. Sambungan balok ujung – balok ujung

Pada prinsipnya menggunakan sambungan momen plat ujung (*End-plate moment connection*) yang telah dibahas sebelumnya pada sub bab sambungan kolom–balok.

2.6.3. Sambungan Las pada Plat Ujung



Gambar 2.13. Tebal (*throat*) efektif las sudut

Tebal Las Sudut

Tabel 2.6. Ukuran minimum las sudut

Tebal plat (t) (mm)	Ukuran min. Las sudut (a) (mm)
$t \leq 6$	3
$6 \leq t \leq 13$	5
$13 \leq t \leq 19$	6
$t > 19$	8

Sumber: SNI 1729:2015, halaman 116.

Ukuran maksimum dari las sudut dari bagian-bagian yang tersambung harus disesuaikan dengan SNI 1729:2015, halaman 117.

Kontrol sambungan las

$$R_u \leq \phi R_{nw} \dots\dots\dots (2.6.3-1)$$

Di mana:

R_u = Beban terfaktor las

R_{nw} = Tahanan nominal per satuan panjang las

ϕ = Faktor reduksi (0,75)

Tabel 2.7. Tipe elektroda las

Elektroda	Tegangan leleh minimum		Kuat tarik minimum (f_u)	
	(ksi)	(MPa)	(ksi)	(MPa)
E 60	50	354	67	460
E 70	57	495	70	485
E 80	67	460	72	495
E 100	87	600	100	690
E 110	97	670	110	760

Sumber: (Padosbajayo, 1994)

Tahanan nominal las

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot t_e \cdot 0,6 f_{uw} \dots\dots\dots (2.6.3-2)$$

Di mana:

ϕ = Faktor reduksi (0,75)

t_e = Tebal efektif las ($0,707 \times a$) dengan a = tebal las sudut

f_{uw} = Kuat tarik las

Panjang las yang dibutuhkan:

$$L_w = \frac{R_u}{\phi \cdot R_{nw}} \dots\dots\dots (2.6.3-3)$$

Di mana:

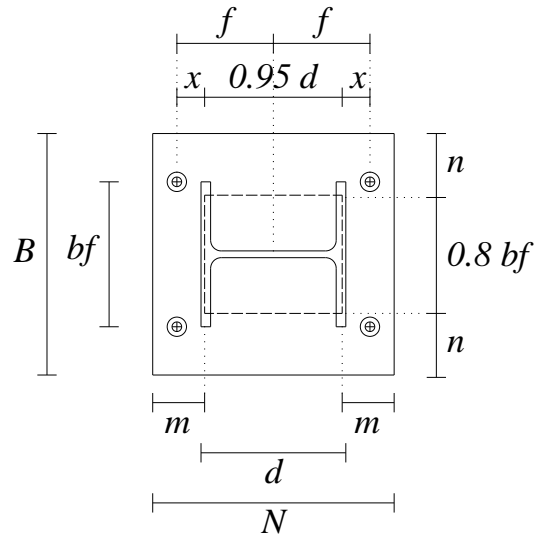
L_w = Panjang las yang dibutuhkan

R_u = Beban terfaktor (N)

R_{nw} = Tahanan nominal per satuan panjang las (N/mm)

2.7. Base Plate

Dalam perencanaan suatu struktur baja, bagian penghubung antara kolom struktur dengan pondasi sering disebut dengan istilah plat landasan (*base plate*). Pada umumnya suatu struktur base plate terdiri dari suatu plat, angkur serta sirip-sirip pengaku (*stiffener*). Suatu sturuktur base plate dan angkur harus memiliki kemampuan untuk mentransfer gaya geser, gaya aksial dan momen lentur ke pondasi.



Gambar 2.14. Notasi pada plat landasan (base plate)

Dalam perencanaan suatu struktur base plate biasanya dibagi menjadi beberapa tipe, yaitu tipe dimana base plate tanpa beban momen lentur, atau dalam bentuk idealisasi tumpuan, adalah tumpuan sendi. Dan base plate dengan beban momen lentur yang terjadi, angkur harus didesain agar dapat menahan gaya uplift serta gaya geser yang terjadi.

Kategori Sendi:

Dalam kasus ini suatu struktur base plate harus mampu memikul gaya aksial serta gaya geser. Karena tidak ada momen lentur yang bekerja, maka akan terjadi distribusi tegangan yang merata pada bidang kontak antara base plate dan beton penumpu. Sedangkan angkur yang terpasang ditujukan untuk menahan gaya geser yang terjadi.

Untuk kesetimbangan statis, reaksi tumpuan pada beton (P_p) harus segaris dengan beban aksial yang bekerja.

$$P_u \leq \phi \cdot P_p \dots\dots\dots (2.7-1)$$

$$P_p = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \dots\dots\dots (2.7-2)$$

Di mana:

P_u = Gaya aksial terfaktor

P_p = Gaya aksial nominal

N = Panjang *base plate*

B = Lebar *base plate*

A_1 = Luas permukaan *base plate*

A_2 = Luas maksimum bagian permukaan beton yang secara geometris sama dengan dan konsentris dengan daerah yang dibebani.

ϕ = Faktor Reduksi (0.6)

f'_c = Kuat tekan beton (MPa)

Pemeriksaan terhadap friksi:

$$\phi V_n = \phi \times \mu \times P_u \leq 0,2 \times f'_c \times A_c \dots\dots\dots (2.7-3)$$

Di mana:

V_n = Gaya geser nominal (N)

A_c = Luas permukaan beton penumpu (mm²)

μ = Koefisien friksi (0.55 untuk baja ke grout dan 0.7 untuk baja ke beton)

Perhitungan Angkur:

Angkur yang direncanakan untuk memikul kombinasi beban geser dan tarik.

Kontrol geser:

$$V_{ub} \leq \phi f_{nv} \times A_b \dots\dots\dots (2.7-4)$$

Di mana:

V_{ub} = Gaya geser yang terjadi (N)

A_b = Luas tubuh angkur (mm^2)

f_{nv} = Tegangan geser nominal (MPa)

Tebal *Base Plate*:

$$m = \frac{(N - 0,95.d)}{2} \dots\dots\dots (2.7-5)$$

$$n = \frac{(B - 0,8.b_f)}{2} \dots\dots\dots (2.7-6)$$

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} \dots\dots\dots (2.7-7)$$

$$f = \frac{N}{2} - \text{Jarak as angkur dengan sisi terluar plat} \dots\dots\dots (2.7-8)$$

Maka:

$$t_p \geq 1,49 \cdot \text{maks}(m, n) \sqrt{\frac{P_u}{B \cdot N \cdot f_y}} \dots\dots\dots (2.7-9)$$

Di mana:

t_p = Tebal *base plate*

f_y = Tegangan leleh baja

Kategori Jepit:

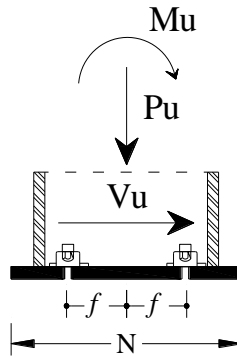
Dalam kasus ini suatu struktur base plate harus mampu memikul momen lentur yang terjadi. Sedangkan angkur harus didesain agar dapat menahan gaya uplift serta gaya geser yang terjadi. Dalam kasus ini ada dua variabel yang harus dihitung yaitu panjang Y dan gaya tarik pada angkur, Tu.

Dimensi Base Plate:

$$A1 = B \times N \dots\dots\dots (2.7-10)$$

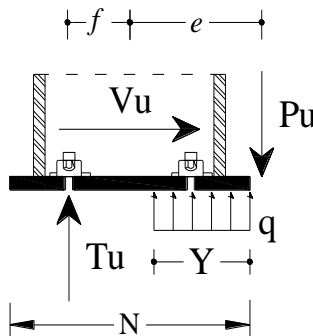
Di mana:

A1 = Luas permukaan base plate



Gambar 2.15. Beban yang bekerja pada base plate

Perhitungan Eksentrisitas:



Gambar 2.16. Base plate dengan eksentrisitas beban

$$e = \frac{Mu}{Pu} \dots\dots\dots (2.7-11)$$

Di mana:

e = Jarak Eksentrisitas (mm)

Mu = Momen yang terjadi (Nmm)

Perhitungan Tegangan Tumpu pada Beton:

$$q = \phi_c \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot B \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \dots\dots\dots (2.7-12)$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(-\left(f + \frac{N}{2}\right)\right)^2 - \frac{2Pu(f+e)}{q}} \dots\dots\dots (2.7-13)$$

$$Tu = q \cdot Y - Pu \dots\dots\dots (2.7-14)$$

Di mana:

ϕ_c = Faktor Reduksi (0,6)

Tu = Gaya tarik pada angkur

q = Gaya merata pada plat (N/mm)

A_2 = Luas maksimum *base plate* yang menahan beban konsentrik

Perhitungan Angkur:

Angkur yang direncanakan untuk memikul kombinasi beban geser dan tarik.

Kontrol geser:

$$V_{ub} \leq \phi f_{nv} \times A_b \dots\dots\dots (2.7-15)$$

Kontrol Tarik:

$$T_{ub} \leq \phi f_{nt} \times A_b \dots\dots\dots (2.7-16)$$

Di mana:

T_{ub} = Gaya tarik yang terjadi (N)

V_{ub} = Gaya geser yang terjadi (N)

A_b = Luas tubuh angkur (mm²)

ϕ = Faktor reduksi (0,75)

f_{nt} = Tegangan tarik nominal (MPa)

f_{nv} = Tegangan geser (MPa)

Tebal *Base Plate*:

$$m = \frac{(N - 0,95.d)}{2} \dots\dots\dots (2.7-17)$$

$$n = \frac{(B - 0,8.b_f)}{2} \dots\dots\dots (2.7-18)$$

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} \dots\dots\dots (2.7-19)$$

$$f = \frac{N}{2} - \text{Jarak as angkur dengan sisi terluar plat} \dots\dots\dots (2.7-20)$$

Maka:

$$t_p = 2,11 \sqrt{\frac{P_u \cdot m - \left(\frac{Y}{2}\right)}{B \cdot f_y}} \dots\dots\dots (2.7-21)$$

Di mana:

t_p = Tebal *base plate*

Kontrol terhadap momen:

$$M_n \geq M_{pl} \dots\dots\dots (2.7-22)$$

$$M_{pl} = \frac{T_u \cdot x}{B} \dots\dots\dots (2.7-23)$$

$$M_n = M_p = \frac{t_p^2}{4} \cdot f_y \dots\dots\dots (2.7-24)$$

Di mana:

M_{pl} = Momen lentur terfaktor pada *base plate* (Nmm)

M_n = Momen nominal pada *base plate* (Nmm)

BAB III

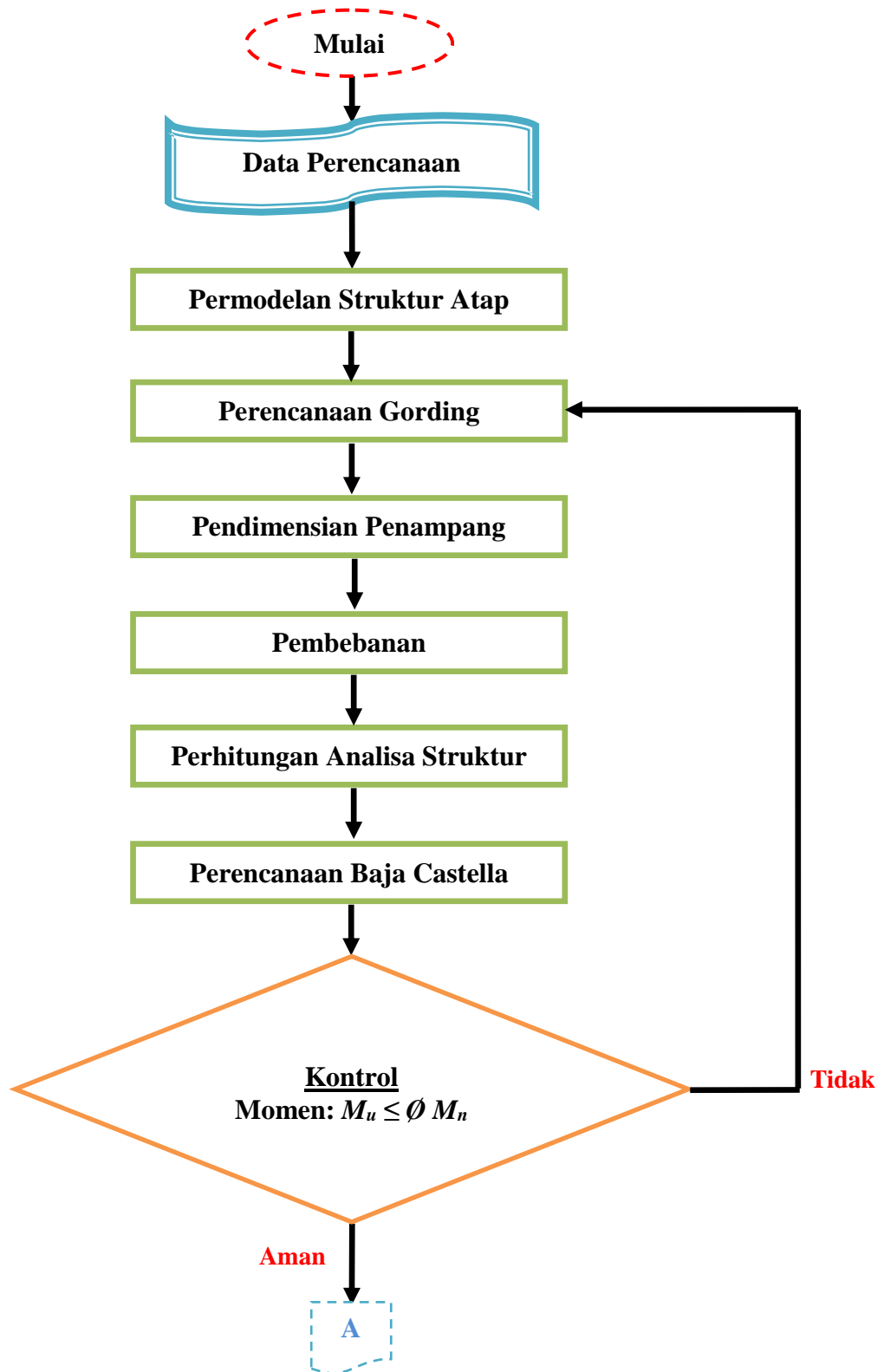
DATA PERENCANAAN

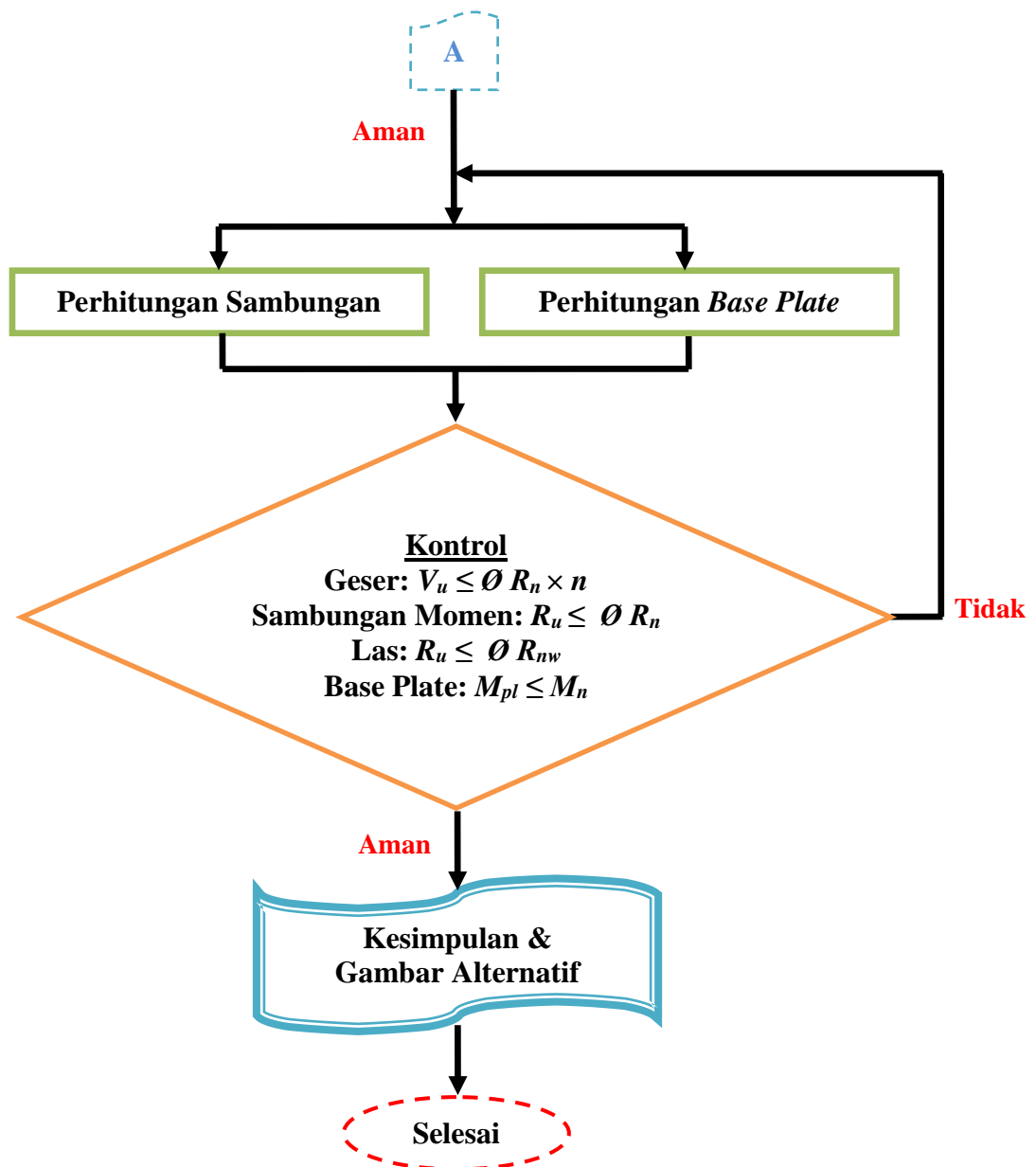
3.1. Data Bangunan

Data-data perencanaan untuk alternatif struktur atap gedung Marina Permata Hospital sebagai berikut:

Nama bangunan	: Marina Permata Hospital
Lokasi bangunan	: Batulicin, Tanah Bumbu, Kalimantan Selatan
Fungsi	: Gedung Rumah Sakit
Bentang kuda-kuda	: 18.60 m
Bentang atap	: 16.80 m
Tinggi struktur atap	: 1.60 m
Jarak antar kuda-kuda	: 4.20 m
Sudut kemiringan atap	: 10°
Struktur atap	: Gable Frame Baja Castella
Penutup atap	: Zinalume Lysaght Klip-Lok™ 700
Sambungan	: Baut dan Las
Tinggi kolom baja	: 0.60 m

3.2. Bagan Alir Analisis





BAB IV
PERENCANAAN STRUKTUR

4.1. Perencanaan Pembebanan

Struktur atap gedung Marina Permata Hospital dianalisa menggunakan program bantu StaadPro, sehingga berat sendiri dari struktur tidak dihitung karena sudah dimasukkan sebagai *Selfweight* pada StaadPro.

Penutup atap menggunakan atap Zincalume Lysaght Klip-Lok™ 700 dengan ketentuan sebagai berikut:

Tabel 4.1. Maximum Support Spacing (mm)

No.	Total Coated Thickness (mm)		
	Type of Span	0.45	0.50
1	<i>Roof</i>		
	Single Span (SS)	1300	1600
	End Span (ES)	1350	1700
	Internal Span (IS)	2200	2400
	Unstiffened eaves overhang (O)	150	200
	Stiffened eaves overhang (O)	450	500
2	<i>Walls</i>		
	Single Span (SS)	2000	2250
	End Span (ES)	2100	2750
	Internal Span (IS)	3200	3600
	Overhang (O)	150	200

Sumber: Catalog Tatat Bluescope Building Products

Keterangan:

Single Span (SS) = Jarak maksimum tumpuan untuk atap yang hanya digunakan pada satu spasi.

End Span (ES) = Jarak maksimum tumpuan untuk atap pada spasi yang dekat dengan kantilever atap.

Internal Span (IS) = Jarak maksimum tumpuan untuk atap pada spasi atap yang berada di tengah.

Overhang (O) = Jarak maksimum tumpuan untuk atap yang berupa kantilever.

Tabel 4.2. Masses Zincalume Lysaght Klip-Lok™ 700

BMT	TCT	Product	Kg/m	Kg/m ²
0.40	0.45	ZINCALUME® Steel	3.11	4.44
0.40	0.45	COLORBOND® Steel	3.17	4.53
0.45	0.50	ZINCALUME® Steel	3.48	4.97
0.45	0.50	COLORBOND® Steel	3.54	5.05
0.60	0.65	ZINCALUME® Steel	4.59	6.55
0.60	0.65	COLORBOND® Steel	4.64	6.63

Sumber: Catalog Tatat Bluescope Building Products

Direncanakan:

- Jarak antar gording = 1.05 m
- Jarak antar kuda-kuda = 4.20 m
- Tinggi struktur atap = 1.60 m
- Kemiringan atap = 10°
- Berat zincalume = 4.97 Kg/m²

1. Beban Mati

Luas Tributari Atap:

$$\begin{aligned}A_T &= \text{Panjang} \times \text{Bentang Gording} \\ &= 1.00 \times 4.20 \\ &= 4.20 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Akibat Beban Mati:

- Berat sendiri gording = 4.96 Kg/m
- Berat penutup atap = *Jarak antar gording* × *Berat zinalume*
= 1.05 m × 4.97 Kg/m²
= 5.22 Kg/m
- Jumlah beban mati = *Berat sendiri gording* + *Berat penutup atap*
= 4.96 + 5.22
= 10.18 Kg/m
- Beban sambungan (10%) = *Jumlah beban mati* × 10%
= 10.18 × 10%
= 1.018 Kg/m
- Jumlah total (G) = *Jumlah beban mati* + *Beban Sambungan*
= 10.18 + 1.018
= 11.198 Kg/m

2. Beban Hidup

- Nilai rasio tinggi terhadap bentang (*F*)

$$\begin{aligned} F &= \frac{\textit{Tinggi Atap}}{\textit{Bentang Atap}} \times 32 \\ &= \frac{1.60}{16.80} \times 32 \\ &= 3.048 \end{aligned}$$

- Faktor reduksi 1 (R_1)

$$= 1 \quad \text{untuk } A_T \leq 18.58 \text{ m}^2$$

$$R_1 = 1.2 - 0.001 \times A_T \quad \text{untuk } 18.58 \text{ m}^2 < A_T < 55.74 \text{ m}^2$$

$$= 0.6 \quad \text{untuk } A_T \geq 55.74 \text{ m}^2$$

Maka faktor reduksi 1 (R_1) yang digunakan dengan $A_T = 4.20 \text{ m}^2$ yaitu 1.00.

- Faktor reduksi 2 (R_2)

$$= 1 \quad \text{untuk } F \leq 4$$

$$R_2 = 1.2 - 0.05 \times F \quad \text{untuk } 4 < F < 12$$

$$= 0.6 \quad \text{untuk } F \geq 12$$

Maka faktor reduksi 2 (R_2) yang digunakan dengan $F = 3.048$ yaitu 1.00.

- Reduksi pada beban hidup atap

$$L_r = L_0 \times R_1 \times R_2$$

$$= 0.96 \times 1.00 \times 1.00$$

$$= 0.96 \text{ kN/m}^2$$

$$= 96.00 \text{ Kg/m}^2$$

- Syarat beban hidup atap (kN/m^2)

$$0.58 \leq L_r \leq 0.96$$

$$0.58 < 0.96 = 0.96 \dots\dots\dots \text{Aman}$$

Karena fungsi struktur atap pada bangunan Rumah Sakit ini tidak direncanakan untuk dibebani oleh orang sebagai hunian, hanya dibebani oleh pekerja atau pemadam kebakaran, maka beban hidup pada atap digunakan beban terpusat sebesar 96 Kg/Joint.

3. Beban Air Hujan

Direncanakan:

- Kedalaman air pada atap yang tidak melendut meningkat ke lubang masuk sistem drainase sekunder apabila sistem drainase primer tertutup (tinggi statis) (ds) = 10 mm
- Tambahan kedalaman air pada atap yang tidak melendut di atas lubang masuk system drainase sekunder pada aliran rencana (tinggi hidrolik) (dh) = 10 mm

- Beban air hujan (R)

$$R = 0.0098 \times (ds + dh)$$

$$= 0.0098 \times (10 + 10)$$

$$= 0.196 \text{ kN/m}^2$$

$$= 19.60 \text{ Kg/m}^2$$

- Beban merata untuk air hujan $= R \times \text{Jarak antar gording}$
 $= 19.60 \times 1.05$
 $= 20.58 \text{ Kg/m}$

4. Beban Angin

- Kategori resiko bangunan gedung

Tabel 4.3. Kategori Resiko Bangunan Rs. Marina Permata Hospital

Penggunaan atau Pemanfaatan Fungsi Bangunan Gedung dan Struktur	Kategori Resiko
Bangunan gedung dan struktur lain yang merupakan resiko rendah untuk kehidupan manusia dalam kejadian kegagalan.	I
Semua bangunan gedung dan struktur lain kecuali terdaftar dalam kategori resiko I, III, dan IV.	II
<p>Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan resiko besar bagi kehidupan manusia.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain, tidak termasuk dalam kategori resiko IV, dengan potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi substansial maupun gangguan massa dari hari ke hari kehidupan sipil pada saat terjadi kegagalan.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain, tidak termasuk dalam resiko kategori IV. (fasilitas yang manufaktur, proses, menangani, menggunakan, menyimpan, atau membuang zat-zat seperti bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan peledak) yang mengandung zat beracun atau mudah meledak di mana kuantitas material melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup untuk menimbulkan suatu ancaman kepada publik jika dirilis.</p>	III
<p>Bangunan gedung dan struktur lainnya yang dianggap sebagai fasilitas penting.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain, kegagalan yang dapat menimbulkan bahaya besar bagi masyarakat.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain (termasuk namun tidak terbatas pada: fasilitas yang manufaktur, proses, menangani, menggunakan, menyimpan, atau membuang zat-zat seperti bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan peledak) yang berisi jumlah yang cukup dari zat yang sangat beracun di mana kuantitas melebihi jumlah ambang batas yang ditetapkan oleh pihak yang berwenang dan cukup menimbulkan ancaman bagi masyarakat jika dirilis.</p> <p>Bangunan gedung dan struktur lain yang diperlukan untuk mempertahankan fungsi dari kategori resiko IV struktur lainnya.</p>	IV

Sumber: SNI 1727:2013, Tabel 1.5-1

Dari tabel kategori resiko, untuk bangunan Rumah Sakit termasuk dalam kategori resiko bangunan III.

- Kecepatan angin dasar (V)

Tabel 4.4. Kecepatan Angin BMKG

Ibukota Kabupaten	Cuaca	Suhu (°C)	Kelembaban (%)	Kec. Angin (km/jam)	Arah Angin
Amuntai	Hujan Sedang	24 - 32	64 - 96	30	Selatan
Tanjung	Hujan Ringan	24 - 32	64 - 96	25	Selatan
Batulicin	Hujan Ringan	25 - 33	60 - 96	35	Timur Laut
Paringin	Hujan Ringan	24 - 32	64 - 96	30	Selatan
Banjarmasin	Hujan Ringan	24 - 34	60 - 95	35	Timur Laut

Kecepatan angin dasar untuk daerah Batulicin, Tanah Bumbu, Kalimantan Selatan sebesar 35 km/jam (*BMKG Stasiun Meteorologi*) yaitu sama dengan 9.72 m/s.

- Faktor arah angin (K_d)

Tabel 4.5. Faktor Arah Angin (K_d) yang Berlaku

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 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 Tabel 26.6-1

- Kategori eksposur

Kategori kekasaran permukaan untuk daerah perkotaan dan pinggiran kota, daerah berhutan atau daerah lain dengan penghalang berjarak dekat yang memiliki ukuran dari tempat tinggal keluarga tunggal atau lebih besar termasuk dalam kategori *Eksposur B*, sesuai SNI 1727:2013, pasal 26.7, halaman 51, mengenai Eksposur.

- Faktor topografi (K_{zt})

Karena kondisi lokasi bangunan tidak memenuhi persyaratan dalam SNI 1727:2013 maka faktor topografi menggunakan $K_{zt} = 1.0$ (persyaratan desain diambil pada SNI 1727:2013, pasal 26.8.2, halaman 54, tentang Faktor Topografi).

- Faktor efek tiupan angin

Merujuk pada SNI 1727:2013, pasal 26.9.1, halaman 54, mengenai Faktor Efek Tiupan Angin, menyatakan bahwa faktor efek tiupan angin (G) untuk suatu bangunan gedung dan struktur lainnya yang kaku boleh diambil sebesar 0.85.

- Klasifikasi ketertutupan

Jenis struktur gedung Rumah Sakit Marina Permata Hospital ini merupakan bangunan yang tertutup sehingga diklasifikasikan sebagai bangunan gedung tertutup.

- Koefisien tekanan internal

Tabel 4.6. Koefisien Tekanan Internal (GC_{pi}) yang Berlaku

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, Tabel 26.11-1

Nilai koefisien tekanan internal (GC_{pi}) yaitu ± 0.18 , di mana tanda positif dan negatif menandakan tekanan yang bekerja menuju dan menjauhi seluruh permukaan internal.

- Koefisien tekanan velositas

Gedung Rumah Sakit Marina Permata Hospital yang tinggi atapnya di atas permukaan tanah rata-rata (z) 12.45 m ditentukan berdasarkan eksposur kategori B didapat sebagai berikut:

$$\alpha = 7.0$$

$$Z_g = 365.76 \text{ m}$$

Sehingga koefisien tekanan velositasnya dapat dihitung:

$$\begin{aligned} K_z &= 2.01 \times \left(\frac{z}{Z_g}\right)^{2/\alpha} \\ &= 2.01 \times \left(\frac{12.45}{365.76}\right)^{2/7.0} \\ &= 0.765 \text{ m} \end{aligned}$$

Tekanan velositas:

$$\begin{aligned}q_h &= 0.613 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \\&= 0.613 \times 0.765 \times 1 \times 0.85 \times 9.72^2 \\&= 37.659 \text{ N/m}^2\end{aligned}$$

- Koefisien tekanan eksternal

Merujuk pada SNI 1727:2013, Gambar 27.4-1 (Lanjutan), halaman 68, untuk arah angin yang tegak lurus terhadap bubungan dengan sudut kemiringan atap $\theta \geq 10^\circ$ dan nilai dari tinggi atap dibagi dimensi horizontal bangunan $(h/L) \leq 0.25$ maka koefisien tekanan atap (C_p) di sisi angin datang yaitu -0.70 dan koefisien tekanan atap (C_p) di sisi angin pergi yaitu -0.30.

- Tekanan angin

Perhitungan tekanan angin untuk atap gedung Rumah Sakit Marina Permata Hospital:

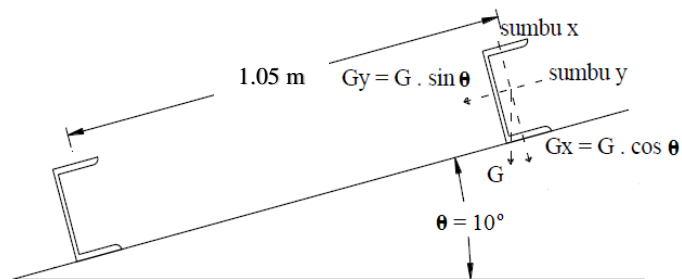
$$\begin{aligned}P_{\text{datang}} &= q G C_p - q_i (G C_{pi}) \\&= 37.659 \times 0.85 \times 0.70 - 37.659 \times 0.18 \\&= 15.628 \text{ N/m}^2 \\&= 1.563 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W_{\text{datang}} &= P \times \text{Jarak Antar Gording} \\&= 1.563 \times 1.05 \\&= 1.641 \text{ Kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{pergi}} &= q G C_p - q_i (GC_{pi}) \\
 &= 37.659 \times 0.85 \times 0.30 - 37.659 \times 0.18 \\
 &= 2.824 \text{ N/m}^2 \\
 &= 0.282 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{pergi}} &= P \times \text{Jarak Antar Gording} \\
 &= 0.282 \times 1.05 \\
 &= 0.296 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

5. Pembebanan Arah X dan Arah Y



Gambar 4.1. Arah beban pada gording

1. Beban mati

$$\begin{aligned}
 D_x &= \frac{1}{8} \times D \times \cos \theta \times \text{Jarak antar kuda-kuda}^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 11.198 \times \cos 10^\circ \times 4.20^2 \\
 &= 24.317 \text{ Kg m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_y &= \frac{1}{8} \times D \times \sin \theta \times \text{Jarak antar kuda-kuda}^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 11.198 \times \sin 10^\circ \times 4.20^2 \\
 &= 4.288 \text{ Kg m}
 \end{aligned}$$

2. Beban hidup

$$\begin{aligned}Lr_x &= \frac{1}{4} \times Lr \times \cos \theta \times \text{Jarak antar kuda - kuda} \\ &= \frac{1}{4} \times 96 \times \cos 10^\circ \times 4.20 \\ &= 99.269 \text{ Kg m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Lr_y &= \frac{1}{4} \times Lr \times \sin \theta \times \text{Jarak antar kuda - kuda} \\ &= \frac{1}{4} \times 96 \times \sin 10^\circ \times 4.20 \\ &= 17.504 \text{ Kg m}\end{aligned}$$

3. Beban air hujan

$$\begin{aligned}Rx &= \frac{1}{8} \times R \times \cos \theta \times \text{Jarak antar kuda - kuda}^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 19.60 \times \cos 10^\circ \times 4.20^2 \\ &= 42.561 \text{ Kg m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Ry &= \frac{1}{8} \times R \times \sin \theta \times \text{Jarak antar kuda - kuda}^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 19.60 \times \sin 10^\circ \times 4.20^2 \\ &= 7.505 \text{ Kg m}\end{aligned}$$

4. Beban angin

$$\begin{aligned}W \text{ tekan} &= \frac{1}{8} \times W_{datang} \times \text{Jarak antarkuda - kuda}^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1.641 \times 4.20^2 \\ &= 3.618 \text{ Kg m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
W_{hisap} &= \frac{1}{8} \times W_{pergi} \times \text{Jarak antar kuda - kuda}^2 \\
&= \frac{1}{8} \times 0.296 \times 4.20^2 \\
&= 0.653 \text{ Kg m}
\end{aligned}$$

6. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan SNI 1727:2013 yang digunakan dalam metode desain kekuatan/Desain Faktor Beban Dan Ketahanan (DFBK) adalah sebagai berikut:

1. 1.4 D

$$\begin{aligned}
\text{Arah x} &= 1.4 \times Dx \\
&= 1.4 \times 24.317 \\
&= 34.0438 \text{ Kg m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Arah y} &= 1.4 \times Dy \\
&= 1.4 \times 4.288 \\
&= 6.0032 \text{ Kg m}
\end{aligned}$$

2. 1.2 D + 1.6 L + 0.5 R

$$\begin{aligned}
\text{Arah x} &= 1.2 Dx + 1.6 Lx + 0.5 Rx \\
&= 1.2 \times 24.317 + 1.6 \times 99.269 + 0.5 \times 42.561 \\
&= 209.2913 \text{ Kg m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Arah y} &= 1.2 Dy + 1.6 Ly + 0.5 Ry \\
&= 1.2 \times 4.288 + 1.6 \times 17.504 + 0.5 \times 7.505 \\
&= 36.9045 \text{ Kg m}
\end{aligned}$$

$$3. \quad 1.2 D + 1.6 Lr + 0.25 W$$

$$\begin{aligned} \text{Arah x} &= 1.2 Dx + 1.6 Lr_x + 0.25 W_{tekan} \\ &= 1.2 \times 24.317 + 1.6 \times 99.269 + 0.25 \times 3.618 \\ &= 188.9153 \text{Kg m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Arah y} &= 1.2 Dy + 1.6 Lr_y + 0.25 W_{hisap} \\ &= 1.2 \times 4.288 + 1.6 \times 17.504 + 0.25 \times 0.653 \\ &= 33.3153 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

$$4. \quad 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 R$$

$$\begin{aligned} \text{Arah x} &= 1.2 Dx + 1.0 W_{tekan} + Lx + 0.5 Rx \\ &= 1.2 \times 24.317 + 1.0 \times 3.618 + 99.269 + 0.5 \times 42.561 \\ &= 153.3479 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Arah y} &= 1.2 Dy + 1.0 W_{hisap} + Ly + 0.5 Ry \\ &= 1.2 \times 4.288 + 1.0 \times 0.653 + 17.504 + 0.5 \times 7.505 \\ &= 27.0551 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

$$5. \quad 0.9 D + 1.0 W$$

$$\begin{aligned} \text{Arah x} &= 0.9 Dx + 1.0 W_{tekan} \\ &= 0.9 \times 24.317 + 1.0 \times 3.618 \\ &= 25.5033 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Arah y} &= 0.9 Dy + 1.0 W_{hisap} \\ &= 0.9 \times 4.288 + 1.0 \times 0.653 \\ &= 4.5122 \text{ Kg m} \end{aligned}$$

Diambil nilai kombinasi pembebanan yang terbesar yaitu:

$$\begin{aligned}Mu_x &= 209.2913 \text{ Kg m} \\ &= 20929.13 \text{ Kg cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Mu_y &= 36.9045 \text{ Kg m} \\ &= 3690.45 \text{ Kg cm}\end{aligned}$$

4.2. Perencanaan Gording

Dicoba menggunakan gording dengan profil $C_{150 \times 50 \times 20 \times 2.3}$ berdasarkan tabel baja Lipped Channel (Baja Canal Ringan) dari PT. Gunung Raja Paksi didapat data sebagai berikut:

- Section Area (A) = 6.32 cm^2
- Unit Weight (W) = 4.96 Kg/m
- Momen of Inertia (I_x) = 210 cm^4
- Momen of Inertia (I_y) = 22 cm^4
- Modulus of Section (Z_x) = 28 cm^3
- Modulus of Section (Z_y) = 6.3 cm^3
- Tegangan Leleh (f_y) = $250 \text{ Mpa (jenis baja BJ 41)}$
 $\approx 2500 \text{ Kg/cm}^2$
- Tegangan Tarik (f_u) = $410 \text{ Mpa (jenis baja BJ 41)}$
 $\approx 4100 \text{ Kg/cm}^2$
- Modulus Elastisitas (E) = 210000 N/mm^2

1. **Momen pada Gording**

• **Momen arah x**

$$Zx \text{ perlu} = \frac{Mux}{\phi \times fy} = \frac{20929.13}{0.9 \times 2500} = 9.3018 \text{ cm}^3$$

Kontrol: $Zx \text{ perlu} \leq Zx$
 $9.3018 \text{ cm}^3 < 28 \text{ cm}^3 \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$

$$\begin{aligned} Mnx &= Zx \times fy \\ &= 28 \times 2500 \\ &= 70000 \text{ Kg cm} \end{aligned}$$

• **Momen arah y**

$$Zy \text{ perlu} = \frac{Muy}{\phi \times fy} = \frac{3690.45}{0.9 \times 2500} = 1.6402 \text{ cm}^3$$

Kontrol: $Zy \text{ perlu} \leq Zy$
 $1.6402 \text{ cm}^3 < 6.3 \text{ cm}^3 \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$

$$\begin{aligned} Mny &= Zy \times fy \\ &= 6.3 \times 2500 \\ &= 15750 \text{ Kg cm} \end{aligned}$$

- **Kontrol Momen**

Berdasarkan Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD, halaman 105, dijelaskan bahwa untuk mengatasi puntir maka Mn_y dapat dibagi 2 sehingga control momennya menjadi:

$$\phi = 0.90 \text{ (faktor reduksi untuk lentur)}$$

$$\frac{Mu_x}{\phi \times Mn_x} + \frac{Mu_y}{\phi \times Mn_y/2} \leq 1$$

$$\frac{20929.13}{0.90 \times 70000} + \frac{3690.45}{0.90 \times 15750/2} \leq 1$$

$$0.8529 < 1 \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

2. Tegangan Gording

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{Mux}{\phi \times Mnx} + \frac{Muy}{\phi \times Mny} \\ &= \frac{20929.13}{0.9 \times 70000} + \frac{3690.45}{0.9 \times 15750} \\ &= 0.5926 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan: $\sigma < 1$
 $0.5926 < 1 \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$

3. Lendutan Gording

Menurut SNI 1729:2002, pasal 6.4.3, bahwa batas-batas lendutan untuk keadaan kemampuan-layan batasnya harus sesuai dengan struktur, fungsi penggunaan, sifat pembebanan, serta elemen-elemen yang didukung oleh struktur

tersebut. Dalam pasal ini disyaratkan lendutan maksimum untuk balok biasa tidak boleh lebih dari $L/240$.

$$\begin{aligned}\delta_{ijin} &= \frac{1}{240} \times L \\ &= \frac{1}{240} \times 420 \\ &= 1.7500 \text{ cm}\end{aligned}$$

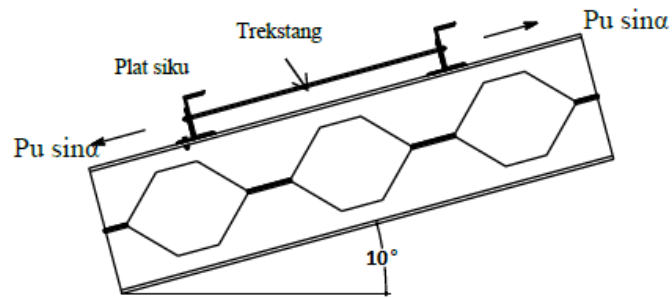
$$\begin{aligned}\delta_x &= \frac{5}{48} \times \frac{Mu_x \times L^2}{E \times I_x} \\ &= \frac{5}{48} \times \frac{20929.13 \times 420^2}{21000000 \times 210} \\ &= 0.0872 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_y &= \frac{5}{48} \times \frac{Mu_y \times L^2}{E \times I_y} \\ &= \frac{5}{48} \times \frac{3690.45 \times 420^2}{21000000 \times 22} \\ &= 0.1468 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \\ &= \sqrt{0.0872^2 + 0.1468^2} \\ &= 0.1708 \text{ cm}\end{aligned}$$

Kontrol lendutan:	δ	$<$	δ_{ijin}	
	0.1708 cm	$<$	1.7500 cm	<i>..... Memenuhi</i>

4. Perencanaan Trekstang



Gambar 4.2. Gaya tarik pada trekstang

$$\begin{aligned} P_u &= \frac{1.2 D + 1.6 L + 0.5 R}{\sin \theta} \\ &= \frac{1.2 \times 11.198 + 1.6 \times 96 + 0.5 \times 19.60}{\sin 10} \\ &= 1018.367 \text{ Kg} \\ &\approx 10183.67 \text{ N} \end{aligned}$$

Pengaruh terhadap tegangan:

$$P_u = \phi \times f_y \times A_g$$

Digunakan faktor reduksi $\phi = 0.90$ untuk tegangan leleh.

$$A_g = \frac{P_u}{\phi \times f_y} = \frac{10183.67}{0.90 \times 250} = 45.261 \text{ mm}^2$$

Digunakan faktor reduksi $\phi = 0.75$ untuk tegangan putus.

$$A_g = \frac{P_u}{\phi \times f_y} = \frac{10183.67}{0.75 \times 250} = 54.313 \text{ mm}^2$$

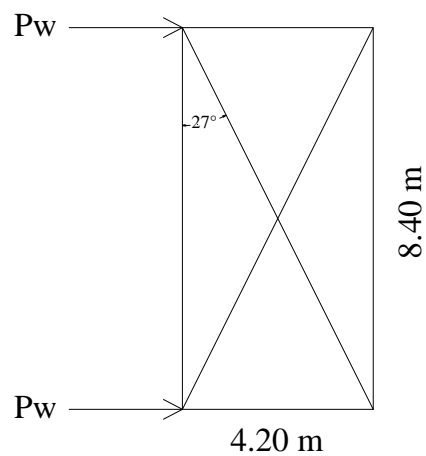
Menentukan diameter trekstang:

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \times A_g}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 54.313}{3.14}} = 8.32 \text{ mm}$$

Dicoba trekstang dengan $\emptyset = 10$

4.3. Perencanaan Ikatang Angin



Gambar 4.3. Gaya tarik pada ikatang angin

$$\begin{aligned} \text{Luasan Atap} &= \frac{1}{2} \times \text{Bentang kuda-kuda} \times \text{Tinggi Atap} \\ &= \frac{1}{2} \times 18.60 \times 1.60 \\ &= 14.880 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Angin (100\%)} &= q G C_{p_p} - q_i (G C_{p_i}) \\ &= 37.65 \times 0.85 \times 100\% - 37.65 \times 0.18 \\ &= 25.226 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_w &= \frac{\phi \times \text{Luasan Atap} \times \text{Beban Angin}}{4} \\
 &= \frac{0.90 \times 14.880 \times 25.226}{4} \\
 &= 84.457 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$P_u = \frac{P_w}{\cos \theta} = \frac{84.457}{\cos 27^\circ} = 94.788 \text{ Kg} \approx 947.88 \text{ N}$$

Pengaruh terhadap tegangan:

$$P_u = \phi \times f_y \times A_g$$

Digunakan faktor reduksi $\phi = 0.90$ untuk tegangan leleh.

$$A_g = \frac{P_u}{\phi \times f_y} = \frac{947.88}{0.90 \times 250} = 4.213 \text{ mm}^2$$

Digunakan faktor reduksi $\phi = 0.75$ untuk tegangan leleh.

$$A_g = \frac{P_u}{\phi \times f_y} = \frac{947.88}{0.75 \times 250} = 5.055 \text{ mm}^2$$

Menentukan diameter ikatan angin:

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

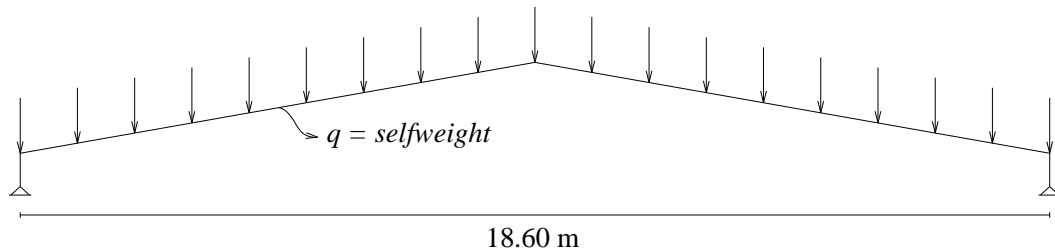
Digunakan nilai A_g terbesar yaitu 5.055 mm^2 sehingga:

$$d = \sqrt{\frac{4 \times A_g}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 5.055}{3.14}} = 2.54 \text{ mm}$$

Dicoba ikatan angin dengan diameter $\phi = 4 \text{ mm}$

4.4. Pembebanan Struktur Atap

1. Akibat beban mati



Gambar 4.4. Pembebanan berat sendiri portal

Pembebanan portal akibat beban mati terhadap berat sendiri balok baja. Dicoba menggunakan baja profil H 294.200.8.12 dengan nilai berat sendirinya sebagai berikut:

$$q = G = 56.82 \text{ Kg/m} \approx 0.5682 \text{ N/mm}$$

Akan tetapi berat sendiri dari struktur ini tidak digunakan karena sudah dimasukkan sebagai *Selfweight* pada STAAD Pro.

Pembebanan portal akibat beban mati terhadap beban atap sebagai berikut:

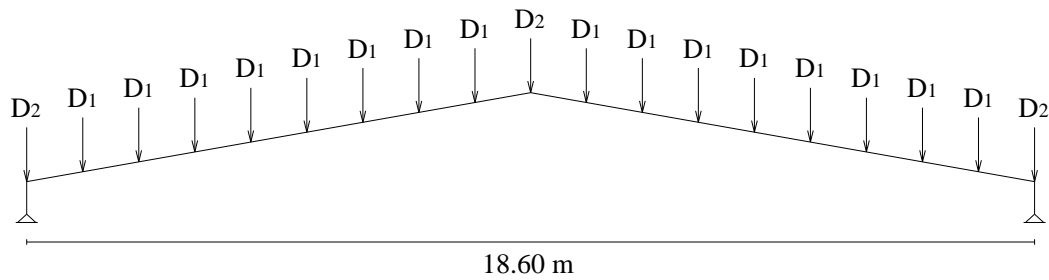
$$\text{Berat Zinalum} = 4.97 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Beban atap} &= \text{Berat zinalum} \times \text{Jarak gording} \times \text{Jarak portal} \\ &= 4.97 \times 1.05 \times 4.20 \\ &= 21.918 \text{ Kg} \\ &\approx 219.18 \text{ N} \end{aligned}$$

Pembebanan portal akibat beban mati terhadap beban gording dengan profil $C_{150 \times 50 \times 20 \times 2.3}$ sebagai berikut:

$$\text{Berat gording } C_{150 \times 50 \times 20 \times 2.3} = 4.96 \text{ Kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban gording} &= \text{Berat gording} \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 4.96 \times 4.20 \\
 &= 20.832 \text{ Kg} \\
 &\approx 208.32 \text{ N}
 \end{aligned}$$

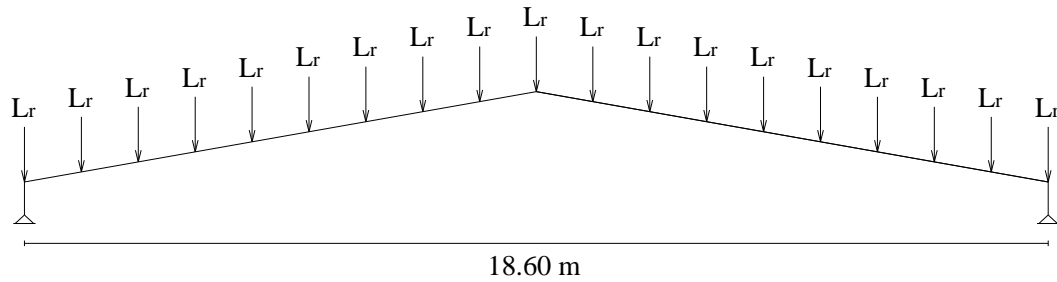


Gambar 4.5. Pembebanan akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 D_1 &= \text{Beban gording} + \text{Beban atap} \\
 &= 208.32 + 219.18 \\
 &= 427.50 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_2 &= \frac{1}{2} \times \text{Beban gording} + \frac{1}{2} \text{Beban atap} \\
 &= \frac{1}{2} \times 208.32 + \frac{1}{2} \times 219.18 \\
 &= 213.75 \text{ N}
 \end{aligned}$$

2. Akibat beban hidup



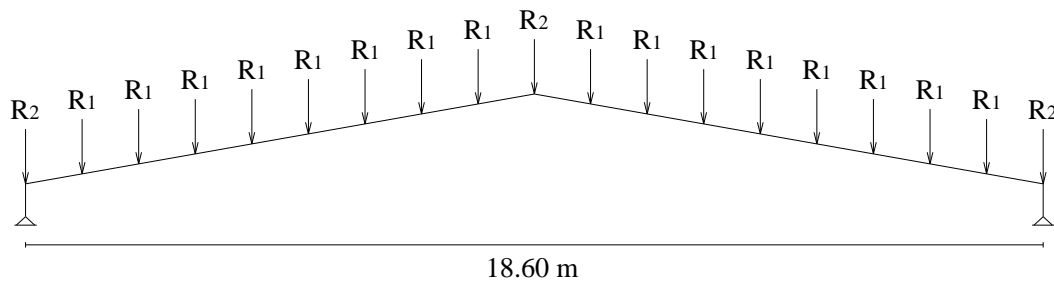
Gambar 4.6. Pembebanan akibat beban hidup

Untuk fungsi struktur atap yang tidak direncanakan untuk dibebani oleh orang sebagai hunian, beban hidup pada atap digunakan beban terpusat sebesar:

$$L_r = 96.00 \text{ Kg}$$

$$\approx 960.00 \text{ N}$$

3. Akibat beban air hujan



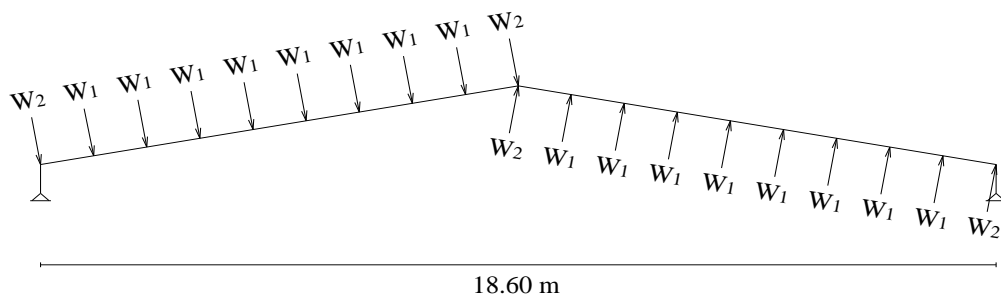
Gambar 4.7. Pembebanan akibat beban air hujan

Beban merata untuk air hujan dengan beban air hujan $R = 19.60 \text{ Kg/m}^2$ sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 R_1 &= R \times \text{Jarak antar kuda-kuda} - \text{kuda} \times \text{Jarak antar gording} \\
 &= 19.60 \times 4.20 \times 1.05 \\
 &= 86.436 \text{ Kg} \\
 &\approx 864.36 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_2 &= R \times \text{Jarak antar kuda-kuda} - \text{kuda} \times \frac{1}{2} \text{Jarak antar gording} \\
 &= 19.60 \times 4.20 \times \frac{1}{2} \times 1.05 \\
 &= 43.218 \text{ Kg} \\
 &\approx 432.18 \text{ N}
 \end{aligned}$$

4. Akibat beban angin



Gambar 4.8. Pembebanan akibat beban angin

Beban angin yang bekerja pada atap dengan kecepatan angin dasar (V) 9.72 m/s yaitu sebagai berikut:

$$W_{\text{datang}} = 1.641 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 W_{I_{\text{tekan}}} &= W_{\text{datang}} \times \text{Jarak antar portal} \times \text{Jarak antar gording} \\
 &= 1.641 \times 4.20 \times 1.05 \\
 &= 7.237 \text{ Kg} \\
 &\approx 72.37 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{2_{tekan}} &= W_{datang} \times \text{Jarak antar portal} \times \frac{1}{2} \text{Jarak antar gording} \\
 &= 1.641 \times 4.20 \times \frac{1}{2} \times 1.05 \\
 &= 3.618 \text{ Kg} \\
 &\approx 36.18 \text{ N}
 \end{aligned}$$

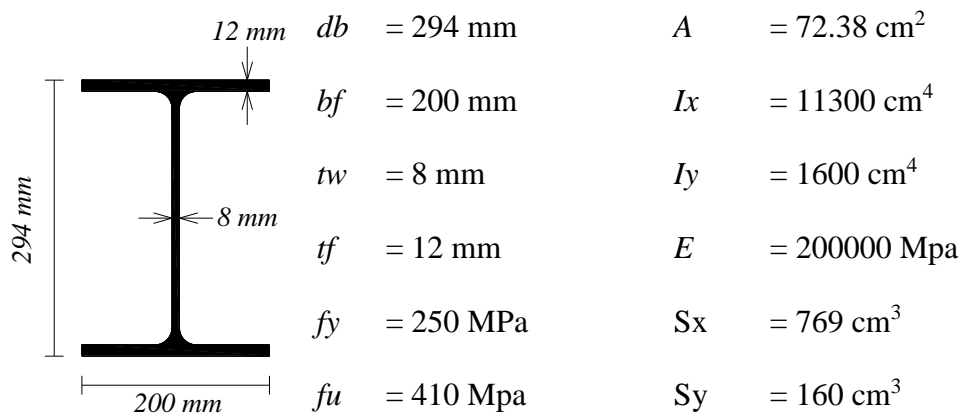
$$W_{pergi} = 0.296 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 W_{1_{hisap}} &= W_{pergi} \times \text{Jarak antar portal} \times \text{Jarak antar gording} \\
 &= 0.296 \times 4.20 \times 1.05 \\
 &= 1.305 \text{ Kg} \\
 &\approx 13.05 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{2_{hisap}} &= W_{pergi} \times \text{Jarak antar portal} \times \frac{1}{2} \text{Jarak antar gording} \\
 &= 0.296 \times 4.20 \times \frac{1}{2} \times 1.05 \\
 &= 0.653 \text{ Kg} \\
 &\approx 6.53 \text{ N}
 \end{aligned}$$

4.5. Perencanaan Balok Castella

Dicoba portal baja dengan mutu BJ 41 dan menggunakan baja profil H 294.200.8.12 dengan spesifikasi berdasarkan *Tabel Profil Konstruksi Baja*, adalah sebagai berikut:



Dilakukan analisis terhadap balok castella yang direncanakan menggunakan baja profil H 200.200.8.12 dengan bentang 9.45 m untuk mendapatkan hasil beban merata (q_u).

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1.2 D + 1.6 L \\
 &= 1.2 \times 49.6 + 1.6 \times 960.00 \\
 &= 1595.52 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

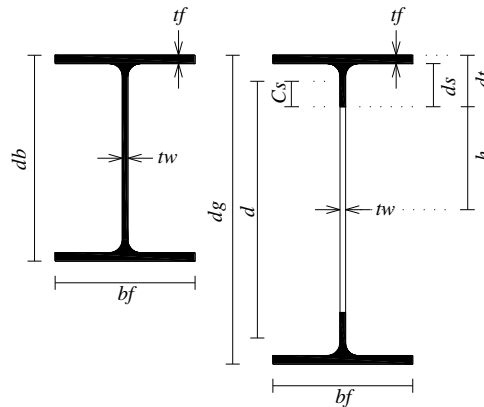
$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 1595.52 \times 9.45^2 \\
 &= 17810.4906 \text{ N m} \\
 &= 17810490.600 \text{ N mm}
 \end{aligned}$$

$$V_u = q_u \times L = 1595.52 \times 9.45 = 15077.664 \text{ N}$$

1. **Modulus penampang minimum balok castella (S_g) untuk momen lentur maksimum**

$$S_g = \frac{Mu}{\phi \times f_y} = \frac{17810490.600}{0.9 \times 250} = 79157.736 \text{ mm}^3$$

2. **Perbandingan tinggi balok castella dengan tinggi profil sesungguhnya**



Gambar 4.9. Perbandingan tinggi balok castella dengan tinggi profil sesungguhnya

Diasumsikan kenaikan tinggi balok castella (K_1) mencapai ± 1.5 kali ketinggian balok aslinya (sebelum pemotongan), sehingga dapat ditulis dalam bentuk persamaan berikut:

$$K_1 = \frac{d_g}{d_b} = \frac{S_g}{S_b}$$

Modulus penampang balok asli (sebelum pemotongan) yang diperlukan:

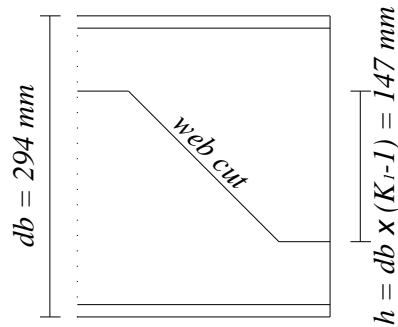
$$S_b = \frac{S_g}{K_1} = \frac{79157.736}{1.5} = 52771.824 \text{ mm}^3$$

Didapat nilai perbandingan tinggi (K_1) yang sebenarnya sebagai berikut:

$$K_1 = \frac{S_g}{S_b} = \frac{79157.736}{52771.824} = 1.50$$

3. Tinggi pemotongan Zig-Zag (h)

$$\begin{aligned}
 h &= db \times (K_1 - 1) \\
 &= 294 \times (1.5 - 1) \\
 &= 147 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.10. Tinggi pemotongan zig-zag

4. Perkiraan tinggi penampang T yang diperlukan

Berdasarkan buku *Design of Welded Structure*, halaman 7-15, tinggi penampang T yang diperlukan dapat diperkirakan sebagai berikut:

$$dT = \frac{Vu}{2 \times tw \times 0.4 \times fy} = \frac{15077.664}{2 \times 8 \times 0.4 \times 250} = 9.42 \text{ mm}$$

Kontrol:

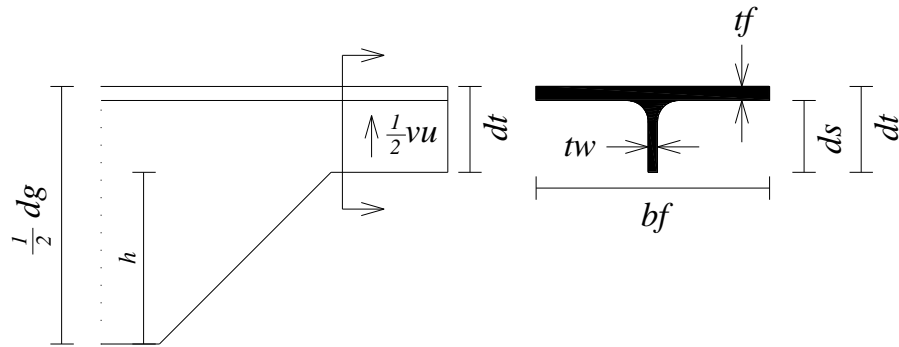
$$\begin{aligned}
 h &\leq db - 2 \times dT \\
 147 &\leq 294 - 2 \times 9.42 \\
 147 \text{ mm} &< 275.16 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Memenuhi}
 \end{aligned}$$

5. Tinggi balok castella

Tinggi balok castella:

$$dg = db + h = 294 + 147 = 441 \text{ mm}$$

6. Tinggi dan tangkai penampang T



Gambar 4.11. Penampang balok T

Tinggi penampang T:

$$dt = \frac{dg}{2} - h = \frac{441}{2} - 147 = 73.5 \text{ mm}$$

Tinggi tangkai penampang T:

$$ds = dt - tf = 73.5 - 12 = 61.5 \text{ mm}$$

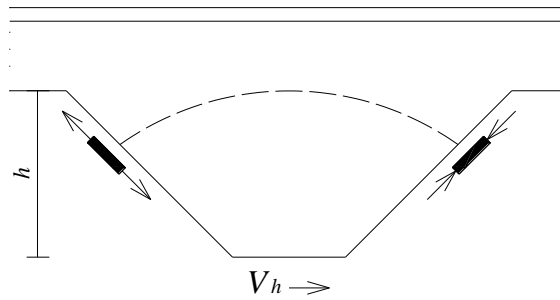
7. Tegangan lentur pada plat badan balok castella

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times E}{fy}} = \sqrt{\frac{2 \times 3.14^2 \times 200000}{250}} = 125.60 \text{ MPa}$$

Tegangan lentur yang diijinkan:

$$\begin{aligned} \sigma_{ijin} &= \left(1 - \frac{10.434}{C_c^2} \times \left(\frac{h}{tw}\right)^2\right) \times 0.6 \times fy \\ &= \left(1 - \frac{10.434}{128.702^2} \times \left(\frac{147}{8}\right)^2\right) \times 0.6 \times 250 \\ &= 118.10 \text{ MPa} \end{aligned}$$

8. Tegangan geser balok castella yang diijinkan



Gambar 4.12. Tegangan geser pada badan castella

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \frac{4 \times \left(\frac{\pi \times \theta}{180^\circ}\right)^2}{3 \times \tan \theta} \times \sigma_{lentur} \\ &= \frac{4 \times \left(\frac{3.14 \times 45^\circ}{180^\circ}\right)^2}{3 \times \tan 45^\circ} \times 118.10 \\ &= 97.03 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned} \sigma_v &\leq 0.4 \times f_y \\ 97.03 \text{ MPa} &\leq 0.4 \times 250 \\ 97.03 \text{ MPa} &< 100.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

9. Tegangan geser maksimum balok castella

Tegangan geser maksimum sepanjang garis netral badan balok castella diasumsikan sebagai balok dengan badan utuh.

$$\sigma_{maks} = 1.16 \times \frac{95\% \times Vu}{tw \times dg} = 1.16 \times \frac{95\% \times 15077.664}{8 \times 441} = 4.06 \text{ MPa}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned} \sigma_{maks} &\leq \sigma_v \\ 4.06 \text{ MPa} &< 97.03 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

10. Rasio tegangan geser maksimum untuk balok berbadan utuh dan tegangan ijin untuk balok berlubang (K_2)

$$K_2 = \frac{e}{s} = \frac{\sigma_{maks}}{\sigma_v} = \frac{4.06}{97.03} = 0.04$$

11. Panjang bidang horizontal dan jarak antar panel

$$\begin{aligned} e &\geq \frac{2 \times h \times \tan \theta}{\frac{1}{K_2} - 2} \\ &\geq \frac{2 \times 147 \times \tan 45^\circ}{\frac{1}{0.04} - 2} \\ &\geq 12.78 \text{ mm, maka diambil nilai } e = 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 2 \times (e + h \times \tan \theta) \\ &= 2 \times (100 + 147 \times \tan 45^\circ) \\ &= 494 \text{ mm} \end{aligned}$$

12. Dimensi balok castella

$$\begin{aligned} AT &= Af + As \\ &= bf \times tf + ds \times tw \\ &= 200 \times 12 + 61.5 \times 8 \\ &= 2892 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Modulus penampang T balok castella:

$$\begin{aligned} S_T &= Af \left(ds + \frac{tf}{2} \right) + As \times \frac{ds}{2} = 2400 \times \left(61.5 + \frac{12}{2} \right) + 492 \times \frac{61.5}{2} \\ &= 177129 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Modulus inersia penampang T balok castella:

$$\begin{aligned} I_t &= Af \left(ds^2 + ds \times tf + \frac{tf^2}{3} \right) + As \times \frac{ds^2}{3} \\ &= 2400 \times \left(61.5^2 + 61.5 \times 12 + \frac{12^2}{3} \right) + 492 \times \frac{61.5^2}{3} \\ &= 11584089 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Jarak garis berat penampang T dari ujung tangkai balok castella:

$$C_s = \frac{S_T}{A_T} = \frac{177129}{2892} = 61.25 \text{ mm}$$

Momen inersia tangkai penampang T:

$$\begin{aligned} I_T &= I_t - C_s \times S_T \\ &= 11584089 - 61.25 \times 177129 \\ &= 734937.75 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Modulus tangkai penampang T pada ujung tangkai:

$$S_s = \frac{I_T}{C_s} = \frac{734937.75}{61.25} = 11998.98 \text{ mm}^3$$

Jarak antara garis berat penampang T atas dan bawah:

$$\begin{aligned} d &= 2 \times (h + C_s) \\ &= 2 \times (147 + 61.25) \\ &= 416.50 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen inersia balok castella:

$$\begin{aligned} I_g &= 2 \times I_T + \frac{A_T \times d^2}{2} \\ &= 2 \times 734937.75 + \frac{2892 \times 416.50^2}{2} \\ &= 252310749 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Modulus tahanan balok castella:

$$S_g = \frac{2 \times I_g}{d_g} = \frac{2 \times 252310749}{441} = 1144266.435 \text{ mm}^3$$

Kontrol geser plat badan pada tumpuan balok berdasarkan SNI 1727:2002 pasal 8.10 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= \phi \times 0.60 \times f_y \times A_w \\ &= \phi \times 0.60 \times f_y \times (d_g - (2 \times t_f)) \times t_w \\ &= 0.90 \times 0.60 \times 250 \times (441 - (2 \times 12)) \times 9 \\ &= 30375 \text{ N} > V_u = 18500 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

Kontrol geser plat badan pada daerah berlubang:

$$\begin{aligned} V_n &= \phi \times 0.60 \times f_y \times A_w \\ &= \phi \times 0.60 \times f_y \times (d_t - t_f) \times t_w \\ &= 0.90 \times 0.60 \times 250 \times (73.5 - 12) \times 9 \\ &= 74722.50 \text{ N} > V_u = 16500 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

13. Pemeriksaan bagian T yang merupakan bagian yang mengalami gaya tekan aksial

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{3000}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{147}{12} \leq \frac{3000}{\sqrt{250}}$$

$$12.25 < 189.74 \dots\dots\dots \text{Kompak}$$

$$b_s = dt = 73.5 \text{ mm}$$

$$\frac{b_s}{t_s} \leq \frac{4000}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{73.5}{8} \leq \frac{4000}{\sqrt{250}}$$

$$9.19 < 252.98 \dots\dots\dots \text{Kompak}$$

14. Kontrol lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal

Tekuk lokal flens:

$$\lambda_f < \lambda_{pf}$$

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} < 0.38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{147}{2 \times 12} < 0.38 \times \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$6.125 < 10.75 \dots\dots\dots \text{Kompak}$$

Tekuk lokal web:

$$\lambda_w < \lambda_{pw}$$

$$\frac{d_g}{2 \times t_w} < 3.76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{441}{2 \times 8} < 3.76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$27.56 < 106.35 \dots\dots\dots \textit{Kompak}$$

Tekuk torsi lateral:

Perhitungan tekuk torsi lateral berdasarkan SNI 1729:2015 halaman 51-52.

Panjang komponen struktur utama

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1.76 \times 47.0 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ &= 2339.68 \text{ mm} \\ &= 2.34 \text{ m} \end{aligned}$$

Karena balok castella direncanakan dalam kondisi penampang kompak maka panjang jarak pengaku lateral pada balok castella yang direncanakan yaitu $L < L_p$ 2.34 m. Pada balok castella pengaku lateral diletakkan di badan yang tidak berlubang.

15. Kontrol tegangan

Tegangan lentur yang diijinkan untuk penampang castella:

$$\sigma_{ijin} = 118.10 \text{ Mpa}$$

Tegangan lentur sekunder:

$$\sigma_T = \frac{Vu \times e}{4 \times S_S} = \frac{18500 \times 100}{4 \times 11998.98} = 38.55 \text{ Mpa}$$

Tegangan lentur primer:

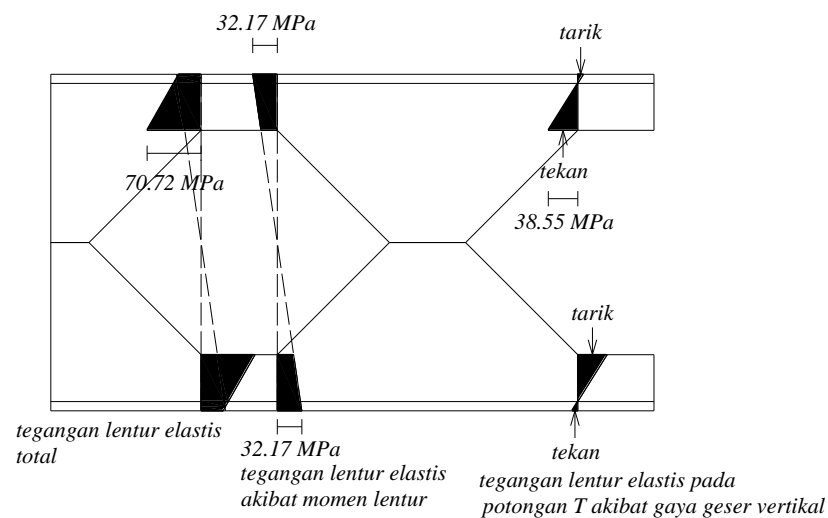
$$\sigma_b = \frac{F}{A_T} = \frac{Mu}{d \times A_T} = \frac{38753000}{416.50 \times 2892} = 32.17 \text{ Mpa}$$

Kontrol tegangan total:

$$\sigma_{total} \leq \sigma_{ijin}$$

$$38.55 + 32.17 \leq \sigma_{ijin}$$

$$70.72 \text{ MPa} < 108.99 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$



Gambar 4.13. Tegangan yang bekerja pada balok castella

16. Kontrol lendutan

$$\begin{aligned}\delta_{ijin} &= \frac{1}{240} \times L \\ &= \frac{1}{240} \times 9450 \\ &= 39.375 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5}{48} \times \frac{Mu \times L^2}{E \times I_g} \\ &= \frac{5}{48} \times \frac{38753000 \times 9450^2}{200000 \times 252310749} \\ &= 3.100 \text{ mm} < \delta_{ijin} = 39.375 \dots\dots\dots \text{Memenuhi}\end{aligned}$$

17. Perhitungan I_x dan Z_x pada bagian tanpa lubang

$$\begin{aligned}I_x &= \left(\frac{1}{12} \times b_f \times d_g^3 \right) - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{b_f - t_w}{2} \right) \right) \times (d_g - 2 \times t_f)^3 \\ &= \left(\frac{1}{12} \times 200 \times 441^3 \right) - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{200 - 8}{2} \right) \right) \times (441 - 2 \times 12)^3 \\ &= 1426653126 \text{ mm}^4 \\ &= 142665.3126 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Z_x &= \left(\frac{t_w \times d_g^2}{4} \right) + (b_f - t_w) \times (d_g - t_f) \times t_f \\ &= \left(\frac{8 \times 200^2}{4} \right) + (200 - 8) \times (441 - 12) \times 12 \\ &= 1068416 \text{ mm}^3 \\ &= 1068.416 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

18. Perhitungan I_x dan Z_x pada bagian berlubang

$$\begin{aligned}I_x &= \left(\frac{1}{12} \times b_f \times d_g^3\right) - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{b_f - t_w}{2}\right)\right) \times (d_g - 2 \times t_f)^3 \\&\quad - \left(\frac{1}{12} \times t_w \times (d_g - 2 \times t_f - 2 \times h_0)^3\right) \\&= \left(\frac{1}{12} \times 200 \times 441^3\right) - \left(2 \times \frac{1}{12} \times \left(\frac{200-8}{2}\right)\right) \times (441 - 2 \times 12)^3 \\&\quad - \left(\frac{1}{12} \times 8 \times (441 - 2 \times 12 - 2 \times 294)^3\right) \\&= 1379105406 \text{ mm}^4 \\&= 137910.5406 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Z_x &= \left(\frac{t_w \times b_f \times d_g^2}{4}\right) - \left(\frac{1}{2} \times \left(\frac{b_f - t_w}{2}\right)\right) \times (d_g - 2 \times t_f)^2 - \left(\frac{1}{4} \times t_w \times h_0^2\right) \\&= \left(\frac{8 \times 200 \times 441^2}{4}\right) - \left(\frac{1}{2} \times \left(\frac{200-8}{2}\right)\right) \times (441 - 2 \times 12)^2 - \left(\frac{1}{4} \times 8 \times 294^2\right) \\&= 1204506 \text{ mm}^3 \\&= 1204.506 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

19. Perhitungan I_x dan Z_x profil castella

$$\begin{aligned}I_x &= \frac{I_{x \text{ tanpa lubang}} + I_{x \text{ berlubang}}}{2} \\&= \frac{142665.3126 + 137910.5406}{2} \\&= 140287.927 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Z_x &= \frac{Z_{x \text{ tanpa lubang}} + Z_{x \text{ berlubang}}}{2} \\&= \frac{1068.416 + 1204.506}{2} \\&= 1136.461 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

20. Kontrol momen

Dikarenakan balok castella direncanakan dalam kondisi penampang kompak maka untuk kontrol momen dapat dihitung sebagai berikut:

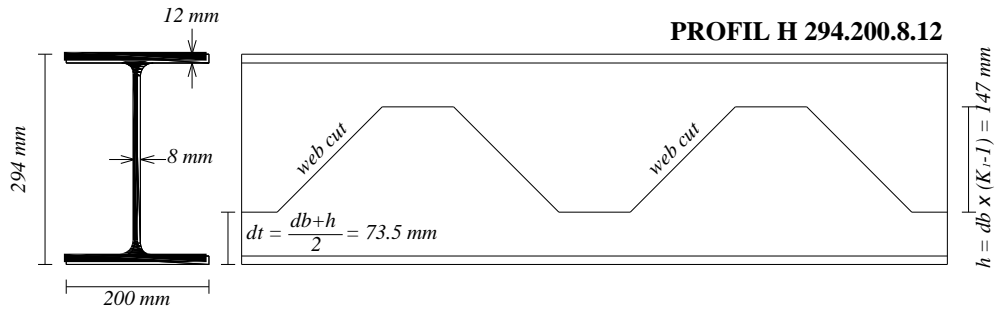
$$M_u = 17810490.600 \text{ N mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_p \\ &= Z_x \times f_y \\ &= 1136461 \times 250 \\ &= 284115250 \text{ N mm} \end{aligned}$$

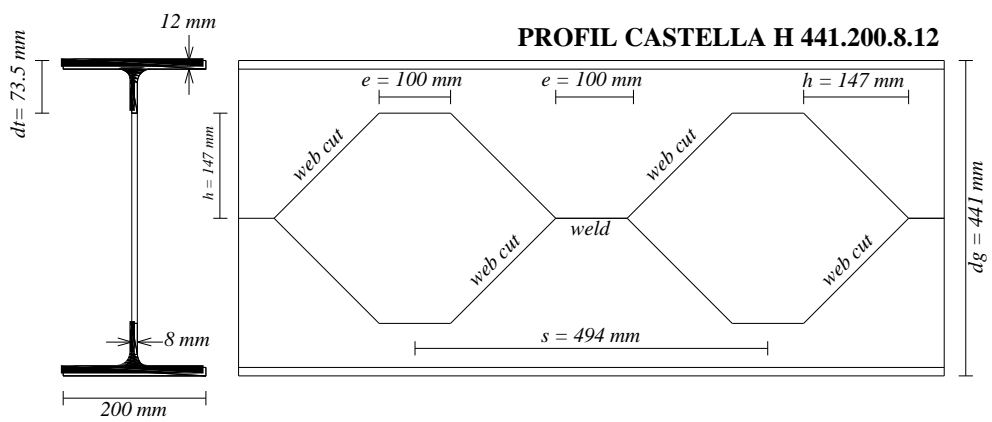
$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_u \\ 0.90 \times 284115250 \text{ N mm} &\geq 19789434 \text{ N mm} \\ 255703725 \text{ N mm} &> 19789434 \text{ N mm} \dots\dots\dots \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

Maka dari hasil perhitungan untuk portal atap yang sebelumnya adalah baja profil I WF 250.125.6.9 menjadi balok castella yang diambil dari baja profil H 294.200.8.12 dengan spesifikasi profil castella sebagai berikut:

$$\begin{aligned} dg &= 441 \text{ mm} & tw &= 8 \text{ mm} \\ \theta &= 45^\circ & tf &= 12 \text{ mm} \\ h &= 125 \text{ mm} & dt &= 73.5 \text{ mm} \\ e &= 100 \text{ mm} & A_T &= 2892 \text{ mm}^2 \\ bf &= 147 \text{ mm} & S &= 494 \text{ mm} \end{aligned}$$

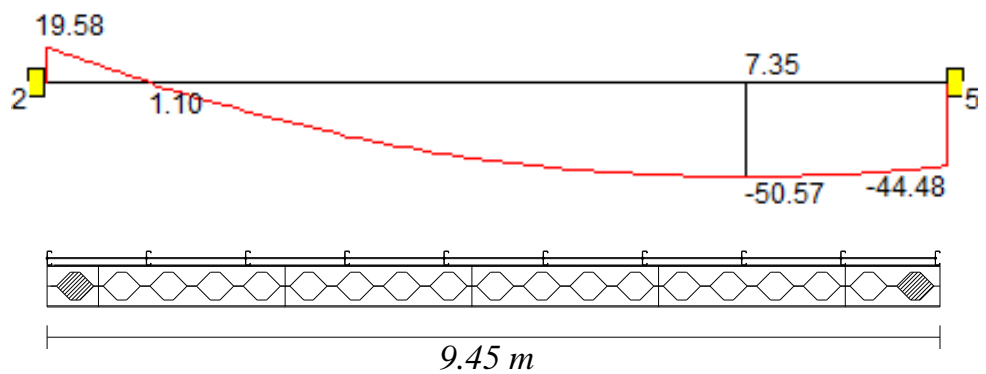


Gambar 4.14. Pemotongan web profil H yang digunakan



Gambar 4.15. Dimensi profil castella yang digunakan

21. Penutupan Lubang Castella



Gambar 4.16. Nilai momen balok castella diambil dari program bantu

STAAD Pro V8i

Pada lubang sambungan balok-kolom dengan jarak 0.29 m:

$$M_1 = 27.844 \text{ kNm} = 27844000 \text{ Nmm}$$

$$\emptyset M_n \geq M_1$$

$$255703725 \text{ N mm} > 27844000 \text{ N mm} \dots\dots\dots \textit{Memenuhi}$$

Sehingga lubang balok castella tidak perlu diberi plat penutup.

Pada lubang sambungan balok-balok dengan jarak 8.69 m:

$$M_2 = 94.419 \text{ kNm} = 94419000 \text{ Nmm}$$

$$\emptyset M_n \geq M_2$$

$$255703725 \text{ N mm} > 94419000 \text{ N mm} \dots\dots\dots \textit{Memenuhi}$$

Sehingga lubang balok castella perlu diberi plat penutup.

Pada lubang sambungan balok-balok dengan jarak 9.18 m:

$$M_3 = 90.650 \text{ kNm} = 90650000 \text{ Nmm}$$

$$\emptyset M_n \geq M_3$$

$$255703725 \text{ N mm} > 90650000 \text{ N mm} \dots\dots\dots \textit{Memenuhi}$$

Sehingga lubang balok castella tidak perlu diberi plat penutup.

Pada lubang di tengah bentang pada jarak 8.69 m:

$$M_{\max} = 98.870 \text{ kNm} = 98870000 \text{ Nmm}$$

$$\emptyset M_n \geq M_{\max}$$

$$255703725 \text{ N mm} > 98870000 \text{ N mm} \dots\dots\dots \textit{Memenuhi}$$

Sehingga lubang balok castella tidak perlu diberi plat penutup.

Dari nilai kontrol lubang castella terhadap momen di atas, dapat disimpulkan bahwa balok castella terlalu aman sehingga tidak perlu diberi tambahan plat penutup lagi pada lubang tertentu. Namun pada alternatif struktur atap tetap diberikan plat penutup pada daerah sekitar sambungan balok-kolom dan sambungan balok-balok dengan ketentuan mengikuti batas pengaku.

4.6. Perencanaan Kolom Baja

4.6.1. Hasil Analisa Struktur Profil Castella

Dari program bantu *software* Staad Pro V8i didapatkan hasil analisa struktur untuk atap dengan balok Castella sebagai berikut:

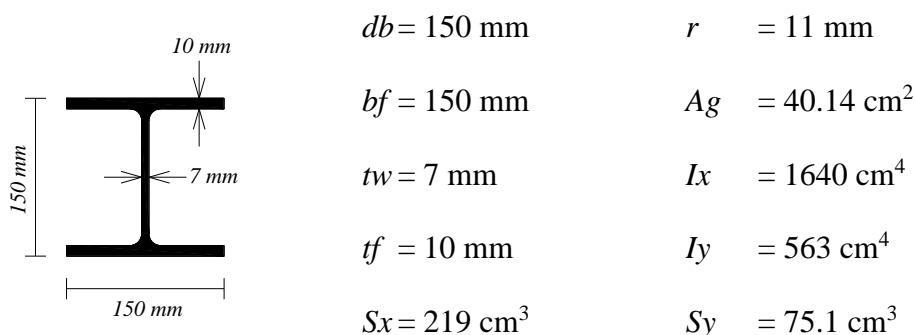
$$N_u = 50600 \text{ N}$$

$$M_u = 38.122 \text{ kNm} = 38122000 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 64800 \text{ N}$$

4.6.2. Perhitungan Perencanaan Kolom

Dicoba perencanaan kolom menggunakan profil H 150.150.7.10 dengan spesifikasi berdasarkan table profil PT. Gunung Garuda sebagai berikut:



Mutu baja yang digunakan BJ 41:

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

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

$$E \text{ baja} = 200000 \text{ N/mm}^2$$

a. Kontrol Penampang

$$\lambda_f = \frac{bf}{2 \times tf} = \frac{150}{2 \times 10} = 7.50$$

$$\lambda_w = \frac{h}{tw} = \frac{150 - 2tf}{7} = \frac{150 - 2 \times 10}{7} = 18.57$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.75$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35$$

$$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$$

$$7.50 < 10.75 \dots\dots\dots \text{Kompak}$$

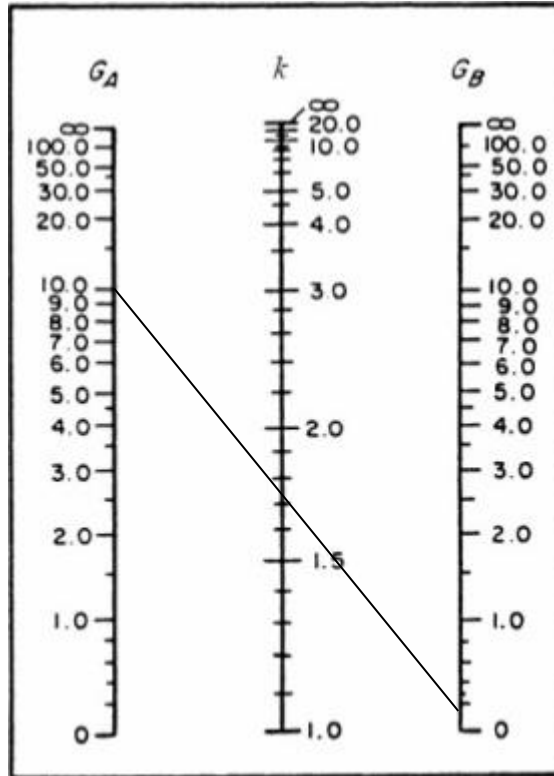
$$\lambda_w \leq \lambda_{pw}$$

$$18.57 < 106.35 \dots\dots\dots \text{Kompak}$$

b. Faktor Panjang Tekuk

Berdasarkan SNI 1727:2002, pasal 7.6.3.3, halaman 28-29, untuk kolom yang dasarnya tidak terhubung secara kaku pada pondasi (tumpuan sendi) nilai G_A tidak boleh kurang dari 10. Sehingga digunakan $G_A = 10$.

$$G_B = \frac{(EI/L)_{Kolom}}{(EI/L)_{Balok}} = \frac{(200000 \times 16400000 / 600)_{Kolom}}{(200000 \times 1402879266 / 9450)_{Balok}} = 0.18$$



Gambar 4.17. Diagram nomogram rangka bergoyang

Dari diagram nomogram didapatkan nilai faktor panjang tekuk yaitu:

$$k_c = 1.95$$

c. Parameter Kelangsingan Kolom

Berdasarkan SNI 1729:2002, pasal 7.6.1, halaman 27, nilai parameter

kelangsingan kolom (λ_c) ditetapkan sebagai berikut:

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \times \frac{k_c \times L}{r} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1}{3.14} \times \frac{1.95 \times 600}{37.5} \times \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0.35$$

d. Gaya Tekuk Elastis

Untuk menentukan gaya tekuk elastis komponen struktur (N_{cr}) merujuk pada *SNI 1729:2002, pasal 7.6.1, halaman 27*, adalah sebagai berikut:

$$N_{cr} = \frac{Ag \times fy}{\lambda_c^2} = \frac{4014 \times 250}{0.35^2} = 8191836.735 \text{ N}$$

e. Daya Dukung Nominal

Karena $0.25 < \lambda_c = 0.35 < 1.2$ maka digunakan $\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times \lambda_c}$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times \lambda_c} = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times 0.35} = 1.047$$

Tegangan kritis penampang:

$$f_{cr} = \frac{fy}{\omega} = \frac{250}{1.04} = 240.385 \text{ MPa}$$

Daya dukung nominal komponen struktur tekan seperti halnya kolom berdasarkan pada *SNI 1729:2002, pasal 7.6.1, halaman 27*, dihitung sebagai berikut:

$$N_n = Ag \times f_{cr} = 4014 \times 240.385 = 964905.390 \text{ N}$$

f. Kekuatan Lentur

Kekuatan lentur kolom dapat dihitung berdasarkan *SNI 1729:2015, halaman 50 dari 242*, sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_n &= fy \times Z_x \\ &= 250 \times 219000 \\ &= 54750000 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0.90 \times 54750000 \\ &= 49275000 \text{ N mm}\end{aligned}$$

g. Interaksi Aksial-Momen

Berdasarkan SNI 1729:2002, pasal 7.4.3, halaman 24, interaksi aksial-momen dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$M_{nx} = \phi M_n = 49275000 \text{ N mm}$$

$$\frac{N_u}{\phi \times N_n} = \frac{50600}{0.9 \times 964905.390} = 0.058 < 0.2$$

Karena $\frac{N_u}{\phi \times N_n} < 0.2$, maka digunakan $\frac{N_u}{2 \times \phi \times N_n} + \left(\frac{M_u}{\phi \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1$

Kontrol:

$$\frac{N_u}{2 \times \phi \times N_n} + \left(\frac{M_u}{\phi \times M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{50600}{2 \times 0.9 \times 964905.390} + \left(\frac{38122000}{49275000} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$0.80 < 1 \dots\dots\dots \text{Aman}$$

4.7. Perencanaan Sambungan

Data profil baja alternatif yang digunakan dalam perencanaan struktur atap Rumah Sakit Marina Permata Hospital adalah sebagai berikut:

- **Balok Castella 441.200.8.12**

Tinggi penampang (db) = 441 mm

Lebar penampang (bf) = 200 mm

Tebal web (tw) = 8 mm

Tebal flange (tf) = 12 mm

- **Kolom H 150.150.7.10**

Tinggi penampang (db) = 150 mm

Lebar penampang (bf) = 150 mm

Tebal web (tw) = 7 mm

Tebal flange (tf) = 10 mm

4.7.1. Sambungan Rafter Puncak

Dari analisa struktur atap Marina Permata Hospital pada Staad Pro V8i didapatkan data sebagai berikut:

$V_u = 14700 \text{ N}$

$M_u = 44.884 \text{ kNm} = 44884000 \text{ N mm}$

$N_u = 83300 \text{ N}$

Tabel 4.7. Kekuatan Nominal Pengencang dan Bagian yang Berulir

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal (f_{nt}) MPa	Kekuatan Geser Nominal dalam Sambungan Tipe-Tumpu (f_{nv}) MPa
Baut A307	310	188
Baut group A (misal A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	620	372
Baut group A (misal A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	620	457
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	780	457
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	780	579
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	$0.75 f_u$	$0.563 f_u$

Sumber: SNI 1729:2015, Tabel J3.2, halaman 125.

Tabel 4.8. Jarak Tepi Minimum yang Digunakan

Diameter Baut (mm)	Jarak Tepi Minimum (mm)
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Di atas 36	$1.25 d$

Sumber: SNI 1729:2015, Tabel J3.4M, halaman 128.

Dicoba menggunakan baut tipe A325 dengan diameter 20 mm:

$$\text{Tegangan tarik baut } (f_{nt}) = 620 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan geser baut } (f_{nv}) = 372 \text{ MPa}$$

$$\text{Jarak tepi minimum baut} = 26 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang baut } (A_b) &= \frac{1}{4} \times \pi \times \text{Diameter Baut}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 20^2 \\ &= 314 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Kuat Nominal Baut Terhadap Tarik

Berdasarkan *SNI 1729:2015, halaman 129* perhitungan kuat nominal baut terhadap tarik adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times f_{nt} \times A_b \\ &= 0.75 \times 620 \times 314 \\ &= 146010 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kuat Nominal Baut Terhadap Geser

Berdasarkan *SNI 1729:2015, halaman 129* perhitungan kuat nominal baut terhadap geser adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times f_{nv} \times A_b \\ &= 0.75 \times 372 \times 314 \\ &= 87606 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kuat Nominal Tumpuan pada Lubang-lubang Baut

$$\text{Tebal plat penyambung } (t_p) = 10 \text{ mm}$$

$$l_c = \text{Jarak bersih baut ke tepi plat}$$

$$= \text{Jarak tepi minimum baut} - \frac{1}{2} \times d$$

$$= 26 - \frac{1}{2} \times 20$$

$$= 16 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t_p \times f_u \leq 2.4 \times d \times t_p \times f_u$$

$$= 1.2 \times 16 \times 10 \times 410 \leq 2.4 \times 20 \times 10 \times 410$$

$$= 78720 \text{ N} < 196800 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

$$\emptyset R_n = 0.75 \times 48000$$

$$= 59040 \text{ N}$$

Kuat nominal diambil yang terkecil yaitu $\emptyset R_n$ terhadap tumpuan pada lubang-lubang baut 59040 N.

- Jumlah Baut yang Dibutuhkan (n)

$$n = \frac{Vu}{\emptyset Rn} = \frac{14700}{59040} = 0.25 \sim 4 \text{ buah}$$

Dicoba dengan 4 buah baut dalam satu baris.

Kontrol kekuatan geser:

$$Ru \leq \emptyset Rn \times n$$

$$14700 \leq 59040 \times 4$$

$$14700 \text{ N} < 236160 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

- Interaksi Tarik dan Geser

$$\left(\frac{f_{nv}}{\phi R_{nv}}\right)^2 + \left(\frac{f_{nt}}{\phi R_{nt}}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{372}{87606}\right)^2 + \left(\frac{620}{146010}\right)^2 \leq 1$$

$$0.0043 < 1 \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

- Jarak Baut ke Tepi (S_I)

Berdasarkan buku *Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan*

Metode LRFD, halaman 111, jarak baut ke tepi dapat ditentukan dengan

$1.5 d < S_I < (4 t_p + 100 \text{ mm})$ atau 200 mm.

Jarak minimal = 26 mm

Atau

$$= 1.5 \times d = 1.5 \times 20 = 30 \text{ mm}$$

Jarak maksimal = $(4 \times t_p) + 100 = (4 \times 10) + 100 = 140 \text{ mm}$

Atau

$$= 200 \text{ mm}$$

- Jarak Antar Lubang Baut

Berdasarkan buku *Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan*

Metode LRFD, halaman 111, jarak antar baut dapat ditentukan dengan

$3 d < S < 15 t_p$ atau 200 mm.

Jarak minimal = $3 \times d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$

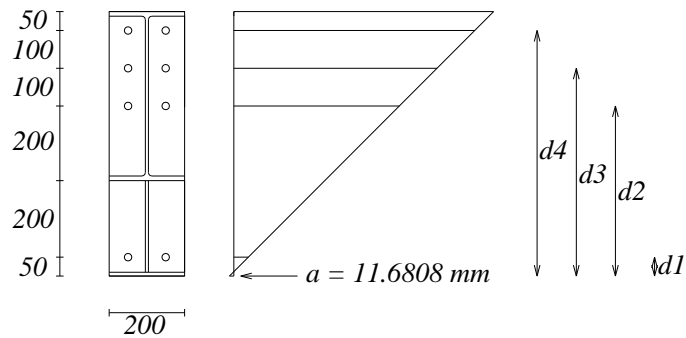
Jarak maksimal = $15 \times t_p = 15 \times 10 = 150 \text{ mm}$

Atau

$$= 200 \text{ mm}$$

- Letak Garis Netral (a)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{0.75 \times f_{nt} \times n \times A_b}{f_y \times b} \\
 &= \frac{0.75 \times 620 \times 4 \times 314}{250 \times 200} \\
 &= 11.6808 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.18. Diagram tegangan baut pada sambungan puncak

Sehingga didapat jarak baut (d_i):

$$d_1 = 38.3192 \text{ mm} \quad d_3 = 538.3192 \text{ mm}$$

$$d_2 = 438.3192 \text{ mm} \quad d_4 = 638.3192 \text{ mm}$$

$$d_i = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$$

$$= 38.3192 + 438.3192 + 538.3192 + 638.3192$$

$$= 1653.2768 \text{ mm}$$

- Momen Nominal

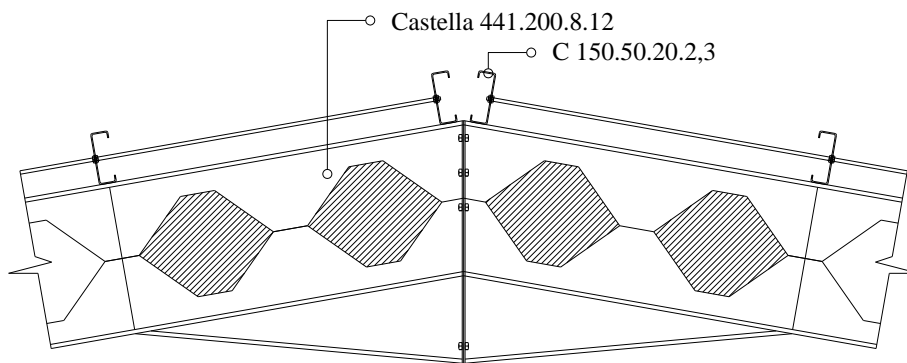
$$\begin{aligned}
 \sum_{i=1}^n T &= 0.5 \times f_u \times A_b \\
 &= 0.5 \times 410 \times 314 \\
 &= 64370 \text{ N mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \frac{0.9 \times f_y \times a^2 \times b}{2} + \sum_{i=1}^n T \times d_i \\ &= \frac{0.9 \times 250 \times 11.6808^2 \times 200}{2} + 64370 \times 1653.2768 \\ &= 109491352.10 \text{ N mm} \end{aligned}$$

Kontrol momen nominal pada baut:

$$\phi M_n \geq M_u$$

109491352.10 N mm > 44884000 N mm *Memenuhi*



Gambar 4.19. Model sambungan rafter puncak

- Perhitungan Sambungan Las

Tabel 4.9. Ukuran minimum las sudut yang digunakan

Tebal plat (t) (mm)	Ukuran min. Las sudut (a) (mm)
$t \leq 6$	3
$6 \leq t \leq 13$	5
$13 \leq t \leq 19$	6
$t > 19$	8

Sumber: SNI 1729:2015, halaman 116.

Persyaratan ukuran las:

$$\text{Maksimum} = \text{Tebal plat} - 1.6 = 10 - 1.6 = 8.4 \text{ mm}$$

$$\text{Minimum} = 5 \text{ mm}$$

Diambil ukuran las sudut (a) = 8 mm

Panjang las:

Berdasarkan buku *Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Metode LRFD*, halaman 140, panjang las dapat ditentukan sebagai berikut:

$$t = 4 \times a = 4 \times 8 = 32 \text{ mm}$$

Tebal efektif las sudut:

Berdasarkan buku *Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Metode LRFD*, halaman 141, tebal efektif las sudut dapat ditentukan sebagai berikut:

$$te = 0.707 \times a$$

$$= 0.707 \times 8$$

$$= 5.656 \text{ mm}$$

$$\text{Luas efektif las} = t \times te$$

$$= 32 \times 5.656$$

$$= 180.992 \text{ mm}^2$$

Tabel 4.10. Tipe elektroda las yang digunakan

Elektroda	Tegangan leleh minimum	Kuat tarik minimum (f_{uw})
	(MPa)	(MPa)
E 60	354	460
E 70	495	485
E 80	460	495
E 100	600	690
E 110	670	760

Sumber: (Padosbajayo, 1994)

Dengan elektroda las tipe E 80, dapat dihitung kuat rencana las sudut ukuran 8 mm per mm panjang sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi R_{nw} &= \phi \times te \times (0.60 \times f_{uw}) \\ &= 0.75 \times 5.656 \times (0.60 \times 495) \\ &= 1259.874 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Kuat runtuh geser plat:

$$\begin{aligned} \text{Nilai maks } \phi R_{nw} &= \phi \times t \times (0.60 \times f_u) \\ &= 0.75 \times 10 \times (0.60 \times 410) \\ &= 1845 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Kuat runtuh geser plat > Kuat rencana per satuan panjang las sudut

1845 N/mm > 1259.874 N/mm *Memenuhi*

Beban geser terfaktor (V_u) = 14700 N

Panjang total las yang dibutuhkan (L_w):

$$L_w = \frac{V_u}{\phi R_{nw}} = \frac{14700}{1259.874} = 11.668 \text{ mm}$$

4.7.2. Sambungan Rafter Tepi

Dari analisa struktur atap Marina Permata Hospital pada Staad Pro V8i didapatkan data sebagai berikut:

$$V_u = 35100 \text{ N}$$

$$M_u = 49.765 \text{ kNm} = 49765000 \text{ N mm}$$

Dicoba menggunakan baut tipe A325 dengan diameter 20 mm:

$$\text{Tegangan tarik baut } (f_{nt}) = 620 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan geser baut } (f_{nv}) = 372 \text{ MPa}$$

$$\text{Jarak tepi minimum baut} = 26 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang baut } (A_b) &= \frac{1}{4} \times \pi \times \text{Diameter Baut}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 20^2 \\ &= 314 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Kuat Nominal Baut Terhadap Tarik

Berdasarkan *SNI 1729:2015, halaman 129* perhitungan kuat nominal baut terhadap tarik adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times f_{nt} \times A_b \\ &= 0.75 \times 620 \times 314 \\ &= 146010 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kuat Nominal Baut Terhadap Geser

Berdasarkan SNI 1729:2015, halaman 129 perhitungan kuat nominal baut terhadap geser adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times f_{nv} \times A_b \\ &= 0.75 \times 372 \times 314 \\ &= 87606 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kuat Nominal Tumpuan pada Lubang-lubang Baut

Tebal plat penyambung (t_p) = 10 mm

$$\begin{aligned} l_c &= \text{Jarak bersih baut ke tepi plat} \\ &= \text{Jarak tepi minimum baut} - \frac{1}{2} \times d \\ &= 26 - \frac{1}{2} \times 20 \\ &= 16 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1.2 \times l_c \times t_p \times f_u \leq 2.4 \times d \times t_p \times f_u \\ &= 1.2 \times 16 \times 10 \times 410 \leq 2.4 \times 20 \times 10 \times 410 \\ &= 78720 \text{ N} < 196800 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75 \times 48000 \\ &= 59040 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat nominal diambil yang terkecil yaitu ϕR_n terhadap tumpuan pada lubang-lubang baut 59040 N.

- Jumlah Baut yang Dibutuhkan (n)

$$n = \frac{Vu}{\phi Rn} = \frac{35100}{59040} = 0.60 \sim 4 \text{ buah baut.}$$

Kontrol kekuatan geser:

$$Ru \leq \phi Rn \times n$$

$$14700 \leq 59040 \times 4$$

$$14700 \text{ N} < 236160 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

- Interaksi Tarik dan Geser

$$\left(\frac{f_{nv}}{\phi R_{nv}} \right)^2 + \left(\frac{f_{nt}}{\phi R_{nt}} \right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{372}{87606} \right)^2 + \left(\frac{620}{146010} \right)^2 \leq 1$$

$$0.0043 < 1 \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

- Jarak Baut ke Tepi (S_I)

Berdasarkan buku *Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Metode LRFD*, halaman 111, jarak baut ke tepi dapat ditentukan dengan

$$1.5 d < S_I < (4 t_p + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm.}$$

$$\text{Jarak minimal} = 26 \text{ mm}$$

Atau

$$= 1.5 \times d = 1.5 \times 20 = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak maksimal} = (4 \times t_p) + 100 = (4 \times 10) + 100 = 140 \text{ mm}$$

Atau

$$= 200 \text{ mm}$$

- Jarak Antar Lubang Baut

Berdasarkan buku *Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Metode LRFD*, halaman 111, jarak baut ke tepi dapat ditentukan dengan

$3 d < S < 15 t_p$ atau 200 mm.

Jarak minimal = $3 \times d = 3 \times 20 = 60$ mm

Jarak maksimal = $15 \times t_p = 15 \times 10 = 150$ mm

Atau

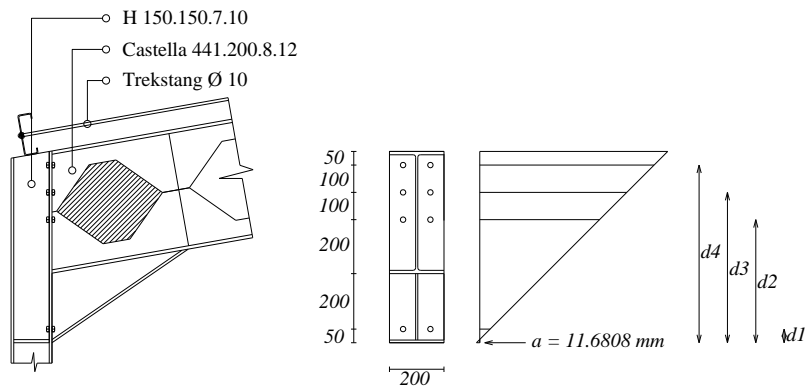
= 200 mm

- Letak Garis Netral (a)

$$a = \frac{0.75 \times f_{nt} \times n \times A_b}{f_y \times b}$$

$$= \frac{0.75 \times 620 \times 4 \times 314}{250 \times 200}$$

$$= 11.6808 \text{ mm}$$



Gambar 4.20. Diagram tegangan baut pada sambungan tepi

Sehingga didapat jarak baut (d_i):

$$d_1 = 38.3192 \text{ mm} \quad d_3 = 538.3192 \text{ mm}$$

$$d_2 = 438.3192 \text{ mm} \quad d_4 = 638.3192 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d_i &= d_1 + d_2 + d_3 + d_4 \\ &= 38.3192 + 438.3192 + 538.3192 + 638.3192 \\ &= 1653.2768 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Momen Nominal

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n T &= 0.5 \times f_u \times A_b \\ &= 0.5 \times 410 \times 314 \\ &= 64370 \text{ N mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \frac{0.9 \times f_y \times a^2 \times b}{2} + \sum_{i=1}^n T \times d_i \\ &= \frac{0.9 \times 250 \times 11.6808^2 \times 200}{2} + 64370 \times 1653.2768 \\ &= 109491352.10 \text{ N mm} \end{aligned}$$

Kontrol momen nominal pada baut:

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$109491352.10 \text{ N mm} > 49765000 \text{ N mm} \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

- Perhitungan Sambungan Las

Tabel 4.11. Ukuran minimum las sudut yang digunakan

Tebal plat (t) (mm)	Ukuran min. Las sudut (a) (mm)
$t \leq 6$	3
$6 \leq t \leq 13$	5
$13 \leq t \leq 19$	6
$t > 19$	8

Sumber: SNI 1729:2015, halaman 116.

Persyaratan ukuran las:

$$\text{Maksimum} = \text{Tebal plat} - 1.6 = 10 - 1.6 = 8.4 \text{ mm}$$

$$\text{Minimum} = 5 \text{ mm}$$

$$\text{Diambil ukuran las sudut (a)} = 8 \text{ mm}$$

Panjang las:

Berdasarkan buku *Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Metode LRFD*, halaman 140, panjang las dapat ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} t &= 4 \times a \\ &= 4 \times 8 \\ &= 32 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tebal efektif las sudut:

Berdasarkan buku *Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Metode LRFD*, halaman 141, tebal efektif las sudut dapat ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} te &= 0.707 \times a \\ &= 0.707 \times 8 \\ &= 5.656 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas efektif las} &= t \times te \\ &= 32 \times 5.656 \\ &= 180.992 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tabel 4.5. Tipe elektroda las yang digunakan

Elektroda	Tegangan leleh minimum	Kuat tarik minimum (f_u)
	(MPa)	(MPa)
E 60	354	460
E 70	495	485
E 80	460	495
E 100	600	690
E 110	670	760

Sumber: (Padosbajayo, 1994)

Dengan elektroda las tipe E 80, dapat dihitung kuat rencana las sudut ukuran 8 mm per mm panjang sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi R_{nw} &= \phi \times te \times (0.60 \times f_{uw}) \\ &= 0.75 \times 5.656 \times (0.60 \times 495) \\ &= 1259.874 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

Kuat runtuh geser plat:

$$\begin{aligned}\text{Nilai maks } \phi R_{nw} &= \phi \times t \times (0.60 \times f_u) \\ &= 0.75 \times 10 \times (0.60 \times 410) \\ &= 1845 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

Kuat runtuh geser plat > Kuat rencana per satuan panjang las sudut

1845 N/mm > 1259.874 N/mm *Memenuhi*

Beban geser terfaktor (V_u) = 35100 N

Panjang total las yang dibutuhkan (L_w):

$$L_w = \frac{V_u}{\phi R_{nw}} = \frac{35100}{1259.874} = 27.860 \text{ mm}$$

- Kontrol Kekuatan Sambungan Balok-Kolom

Besarnya tegangan geser yang terjadi pada plat badan:

$$\begin{aligned}\tau_v &= \frac{M_u}{t_w \times d_{balok} \times d_{kolom}} \\ &= \frac{49765000}{8 \times 441 \times 150} \\ &= 94.038 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Besarnya tegangan geser yang diijinkan pada plat badan:

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_v &= 0.6 \times f_y \\ &= 0.6 \times 250 \\ &= 150 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\tau_v \leq \bar{\sigma}_v$$

$$94.038 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

Besarnya plat badan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}tw_t &= \frac{M_u \times \sqrt{3}}{f_y \times d_{balok} \times d_{kolom}} \\ &= \frac{49765000 \times \sqrt{3}}{250 \times 441 \times 150} \\ &= 5.212 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$tw_t \leq tw$$

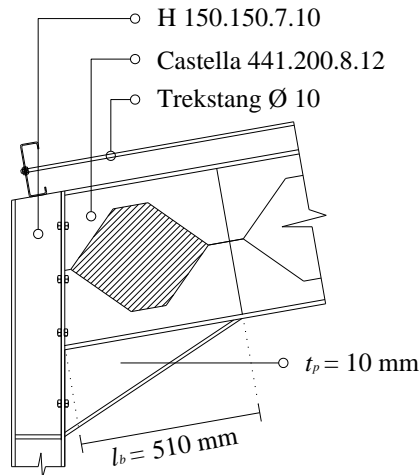
$$5.212 \text{ mm} < 8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

- Kontrol *web crippling*:

Berdasarkan buku *Structural Steel Design (Jack C. McCormac and Stephen F. Csernak)*, halaman 318-319, kontrol *web crippling* (lipatan pada plat badan) berupa kondisi dimana sambungan balok-kolom dihitung berdasarkan momen nominal untuk mengetahui kekuatan sambungan bila tanpa diberi pengaku.

$$\phi M_n = \phi \times Z_x \times f_y = 0.9 \times 1130677 \times 250 = 254402325 \text{ N mm}$$

$$P_u = \frac{8 \times \phi M_n}{2 \times L} = \frac{8 \times 254402325}{2 \times 9450} = 107683.52 \text{ N}$$



Gambar 4.21. Pengaku sambungan balok-kolom

Dicoba sambungan balok-kolom dengan pengaku $l_b = 510 \text{ mm}$

$$\frac{l_b}{d} = \frac{510}{441} = 1.16 > 0.2, \text{ sehingga digunakan rumus berikut:}$$

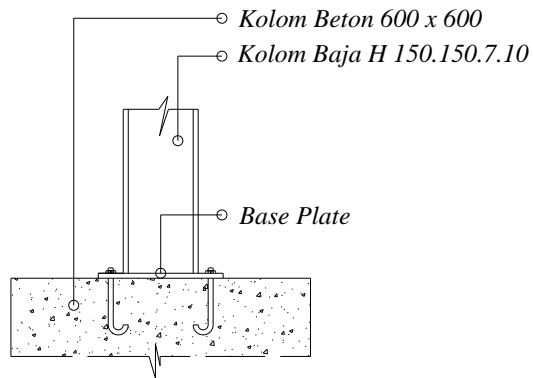
$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi \times 0.4 \times t_w^2 \times \left(1 + \left(4 \times \frac{l_b}{d} - 0.2 \right) \times \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right) \times \sqrt{\frac{E \times f_y \times t_f}{t_w}} \\ &= 0.75 \times 0.4 \times 8^2 \times \left(1 + \left(4 \times \frac{510}{441} - 0.2 \right) \times \left(\frac{8}{12} \right)^{1.5} \right) \times \sqrt{\frac{200000 \times 250 \times 12}{8}} \\ &= 400601.45 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$400601.45 \text{ N} > 107683.52 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

4.8. Perencanaan *Base Plat*

Kolom Rumah Sakit Marina Permata Hospital sebagai landasan *base plate* berupa beton dengan mutu bahan $f'c = 25$ MPa, dan dimensi kolom 600×600 mm. Perletakan kolom baja dan kolom beton untuk dijadikan base plate dapat dilihat pada *Gambar 4.21*.



***Gambar 4.22. Perletakan kolom baja dan kolom beton
dihubungkan dengan base plate***

Diketahui data struktur kolom sebagai perencanaan alternatif struktur atap Rumah Sakit Marina Permata Hospital:

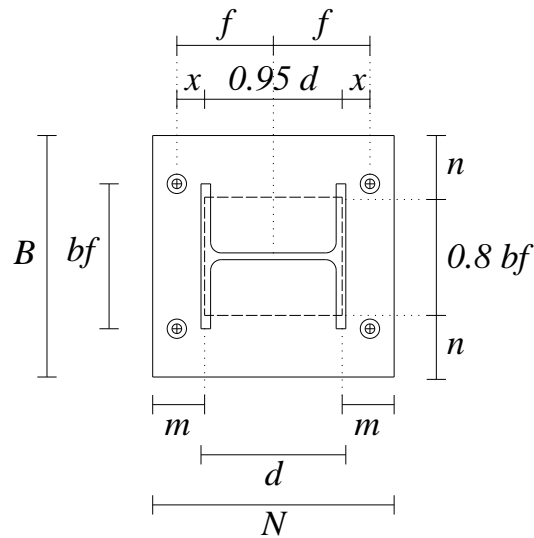
$$\text{Penampang kolom beton} = 600 \times 600 \text{ mm}$$

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

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

$$P_u = 50900 \text{ N}$$

$$V_u = 84600 \text{ N}$$



Gambar 4.23. Notasi base plate

$$m = \frac{N - 0.95 \times d}{2} = \frac{250 - 0.95 \times 150}{2} = 53.75 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0.8 \times bf}{2} = \frac{250 - 0.80 \times 150}{2} = 65.00 \text{ mm}$$

$$x = \frac{m}{2} = \frac{53.75}{2} = 26.875 \text{ mm}$$

$$f = \frac{d}{2} + x = \frac{150}{2} + 26.875 = 101.875 \text{ mm}$$

Struktur *base plate* alternatif struktur atap Rumah Sakit Marina Permata Hospital direncanakan tanpa beban momen lentur, karena berupa tumpuan sendi. Sehingga *base plate* termasuk dalam Kategori A berdasarkan kategori tinjauan desain dalam buku *Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Metode LRFD*, halaman 331. Dalam kasus ini suatu struktur *base plate* harus mampu memikul gaya aksial serta geser. Distribusi tegangan yang terjadi berupa merata di sepanjang bidang kontak antara *base plate* dan beton penumpu.

Luas Penampang *Base Plate*

Luas penampang baja:

$$A_1 = B \times N = 250 \times 250 = 62500 \text{ mm}^2$$

Luas penampang beton:

$$A_2 = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

Kontrol Tekan

Untuk memenuhi syarat kesetimbangan statis, reaksi tumpuan pada beton (P_p) harus segaris dengan beban aksial yang bekerja.

$$\begin{aligned} P_p &= 0.85 \times f_c' \times A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ &= 0.85 \times 25 \times 62500 \times \sqrt{\frac{360000}{62500}} \\ &= 3187500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$P_u \leq \phi_c \times P_p$$

$$50900 \leq 0.6 \times 3187500$$

$$50900 \text{ N} < 1912500 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

Perhitungan Angkur

Angkur yang terpasang dalam tinjauan desain Kategori A ditujukan untuk menahan gaya geser yang terjadi. Perencanaan *base plate* dicoba menggunakan 6 buah angkur tipe A325 dengan ulir di bidang geser, diameter baut (d_b) 19 mm.

$$\text{Luas tubuh baut } (A_b) = \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2 = 283.385 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan buku *Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Metode LRFD*, halaman 335, angkur yang dipasang pada *base plate* direncanakan untuk memikul kombinasi beban geser, dengan syarat sebagai berikut:

$$V_{ub} = \frac{V_u}{\text{Jumlah angkur}} = \frac{84600}{4} = 21150 \text{ N}$$

Kuat geser nominal angkur (F_v) = 414 MPa

$$V_{ub} \leq \phi \times F_v \times A_b$$

$$21150 \text{ N} \leq 0.75 \times 414 \times 283.385$$

$$21150 \text{ N} < 87991.0425 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Memenuhi}$$

Perhitungan Tebal Base Plate

Perhitungan tebal *base plate* untuk Kategori A berdasarkan buku *Perencanaan Struktur Baja dengan Menggunakan Metode LRFD*, halaman 336, sebagai berikut:

$$\begin{aligned} t_p \text{ perlu} &\geq 1.49 \times c \times \sqrt{\frac{P_u}{B \times N \times f_y}} \\ &\geq 1.49 \times 65.00 \times \sqrt{\frac{50900}{250 \times 250 \times 250}} \\ &\geq 5.53 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari nilai t_p diatas diambil *tebal base plate* 10 mm, sehingga ukuran *base plate* adalah 250 × 250 × 10 mm.

BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Dari analisa struktur atap Rumah Sakit Marina Permata Hospital dengan alternatif struktur atap yang semula merupakan baja profil I WF 250.125.6.9 menjadi baja profil Castella didapatkan hasil sebagai berikut:

1. Profil struktur atap Castella 441.200.8.12 diambil dari pemotongan 45° baja profil H 294.200.8.12 dengan nilai momen (Mp) 284115250 N mm > momen nominalnya (Mn) 19789434 N mm.
2. Kolom struktur atap yang tingginya 60 cm direncanakan dengan baja profil H 150.150.7.10.
3. Sambungan rafter (sambungan balok-balok) menggunakan baut sebanyak $2 \times 4 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm}$ dengan ketebalan *end-plate* 10 mm, dan tebal las sudut 8 mm sepanjang 11.668 mm. Sambungan balok-kolom menggunakan baut sebanyak $2 \times 4 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm}$ dengan ketebalan *end-plate* 10 mm, dan tebal las sudut 8 mm sepanjang 27.860 mm.
4. Sambungan baut angkur untuk base plate sebanyak $4 \text{ } \varnothing 19 \text{ mm}$ dengan tebal *base plate* 10 mm. Sehingga didapatkan ukuran penampang *base plate* yaitu $250 \times 250 \times 10 \text{ mm}$.

5.2. Saran

Data-data hasil perhitungan struktur atap Rumah Sakit Marina Permata Hospital, dari gording, balok castella, kolom, serta sambungan dan *base plat*nya dapat diterapkan sebagai alternatif struktur atap gedung tersebut. Berikut saran-saran yang dapat diberikan:

1. Balok castella terlalu aman dijadikan sebagai alternatif struktur atap pada bangunan Rumah Sakit Marina Permata Hospital, melihat hasil nilai momennya memiliki selisih yang terlalu besar.
2. Pada dasarnya baja castella digunakan untuk struktur bentang panjang (lebih dari 30 m) sehingga profil castella ini kurang tepat bila dijadikan sebagai alternatif untuk struktur atap Rumah Sakit Marina Permata Hospital yang bentangnya hanya 18.60 m.

DAFTAR PUSTAKA

Agus Setiawan, 2008, *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD*, Jakarta, Erlangga.

Agus Setiawan, 2013, *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD Edisi Kedua*, Jakarta, Erlangga.

Akbar Mustofa, 2015, *Studi Perencanaan Struktur Portal Baja Menggunakan Baja Castella dan Kolom Komposit pada Pembangunan Rehabilitasi Pasar Lumajang*, [Skripsi], Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

Badan Standarisasi Nasional, 2002, *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung*, SNI SNI 1729:2002, Jakarta, Departemen Pekerjaan Umum.

Badan Standarisasi Nasional, 2013, *Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*, SNI 1727:2013, Jakarta, Departemen Pekerjaan Umum.

Badan Standarisasi Nasional, 2015, *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung*, SNI 1729:2015, Jakarta, Departemen Pekerjaan Umum.

Omer W. Blodgett, 1966, *Design of Welded Structures*, USA, The James F. Lincoln Arc Welding Foundation.

Randi Agusta Makarti Mukti Tama, 2015, *Studi Perencanaan Struktur Atap Baja dengan Pemakaian Balok Castella dan Kolom Baja Profil WF (Wide Flange) pada Proyek Rehabilitasi Pasar Lumajang*, [Skripsi], Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

Sevak Demirdjian, 1999, *Stability of Castellated Beam Webs*, McGill University, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics.