

ABSTRAK

Arief Perdana.2015. Studi Perbandingan Profil WF dan Profil Castella Menggunakan Metode LRFD pada Pembangunan Gedung Sekolah Tinggi Filsafat Theologi Malang. Skripsi. Program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang. Pembimbing (I) Ir. Ester Priskasari, MT., (II) Ir. Sudirman Indra, Msc.

Kata Kunci : WF, Castella, momen inersia.

Konstruksi baja umum menggunakan bentuk profil WF. Profil WF memiliki keuntungan dapat menerima gaya lentur dan aksial yang cukup besar dengan berat sendiri yang ringan. Dan profil Castella merupakan hasil dari modifikasi baja profil WF (*Wide Flange*) yang dipertinggi pada bagian pelat badannya dengan membuat pola pemotongan zig-zag membentuk segi enam menyerupai sarang tawon, sehingga didapatkan momen inersia yang jauh lebih besar dibandingkan dengan bentuk profil WF.

Penulis bertujuan untuk membandingkan dua profil yaitu profil WF (*wide flange*) dan castella, untuk memperoleh profil yang paling ekonomis pada Gedung Sekolah Tinggi Filsafat Theologi Malang.

Dari hasil perhitungan dapat disimpulkan bahwa dengan menggunakan Castella lebih efisien dari pada profil WF. Ini dapat dibuktikan dengan profil castella yang lebih ringan dibandingkan profil WF. Dengan selisih berat sebesar 12% antara profil WF dan castella. Dan profil castella masih mampu menahan beban yang sama besarnya seperti profil WF.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Allah S.W.T yang telah memberikan Berkah dan Rahmat-Nya, sehingga Penyusun dapat menyelesaikan Skripsi ini dengan judul **“Studi Perbandingan Profil WF dan Profil Castela Menggunakan Metode LRFD pada Pembangunan Proyek Sekolah Tinggi Fisafat Theologi Malang”**. Skripsi ini merupakan salah satu persyaratan akademis untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik Sipil di Institut Teknologi Nasional Malang.

Dalam penyelesaian Skripsi akhir ini tidak akan berjalan dengan baik tanpa adanya bimbingan serta bantuan dari berbagai pihak. Oleh karena itu tak lupa kiranya penyusun mengucapkan terima kasih kepada :

1. Bapak Dr. Ir. Lalu Mulyadi, MT selaku Rektor ITN Malang.
2. Bapak Dr.Ir. Kustamar, MT selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITN Malang.
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
4. Ibu Lila Ayu Ratna W, ST,MT selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil S-1.
5. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT selaku Ketua Koordinator Bidang Struktur.
6. Ibu Ir. Ester Priskasari, MT selaku dosen pembimbing I.
7. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc selaku dosen pembimbing II.
8. Kedua orang tua dan keluarga, terima kasih atas segala dukungan materil serta doanya.
9. Rekan-rekan Teknik sipil yang telah turut membantu baik secara langsung maupun tidak langsung dan semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu.

Penulis menyadari Skripsi ini masih jauh dari kesempurnaan, karena itu dengan segala kerendahan hati penyusun mohon maaf yang sebesar-besarnya jika masih banyak terdapat kekurangan di dalamnya. Untuk itu kritik dan saran dari pembaca sangat penulis harapkan, diakhir kata semoga laporan skripsi ini dapat bermamfaat bagi kita semua.

Penyusun

Arief Perdana
Nim. 10.21.033

DAFTAR ISI

	Halaman
LEMBAR PERSETUJUAN	i
ABSTRAKSI	ii
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	iv
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	viii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Maksud dan Tujuan.....	3
1.4. Batasan Masalah.....	3
1.5. Manfaat Analisis.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Material Baja	5
2.1.1. Sifat Utama Baja.....	5
2.1.2. Sifat Mekanis Baja.....	6
2.2. Pembebanan.....	7
2.3. Load and Resistance Factor Design	9
2.3.1. Filosofi Desain	9
2.3.2. Konsep Dasar.....	9
2.3.2.1 Teori Kekuatan Batas.....	9
2.3.2.2 Faktor Keamanan	10
2.3.2.3 Faktor Tahanan	11
2.4. Balok Castella	13
2.4.1. Pola Pemotongan Balok Castella	13
2.4.2. Cara penyambungan	15

2.4.3. Kekuatan Balok.....	16
2.5. Batang tarik.....	24
2.6. Batang Tekan.....	26
2.6.1. Kekuatan Kolom Dasar.....	26
2.6.2. Tahan Tekan Nominal.....	29
2.6.3. Panjang Lentur Kolom.....	30
2.7. Batang Lentur	31
2.7.1. Batang Tertekan Lateral.....	32
2.8. Desain LRFD Komponen Struktur Balok Kolom	36
2.8.1. Perbesaran Momen untuk Struktur Tak Goyang.....	37
2.8.2. Tekuk Web pada Komponen Struktur Balok-Kolom	37
2.9. Sambungan Baut.....	38
2.9.1. Kekuatan Tumpuan Desain Satu Baut	40
2.10. Pelat Dasar.....	42

BAB III METODELOGI

3.1. Bagan Alir Analisis.....	46
-------------------------------	----

BAB IV PERENCANAAN BALOK DAN KOLOM WF

4.1. Data Perencanaan	48
4.2. Panjang Balok Kuda-kuda	49
4.3. Pembebanan Metode LRFD	50
4.3.1. Beban Mati.....	50
4.3.2. Beban Hidup	51
4.3.3. Beban Angin	52
4.3.4. Beban Air Hujan	53
4.4. Perhitungan Konstruksi untuk Metode LRFD	64
4.4.1. Perhitungan Momen Portal Gable Frame.....	64
4.4.2. Perhitungan Balok-Kolom Profil WF.....	64
4.5. Perhitungan Dimensi Balok-Kolom Profil WF.....	65
4.5.1. Kondisi Tumpuan Jepit-Sendi	65
4.5.2. Periksa Kelangsingan Penampang	66

4.5.3. Aksi Tekan.....	67
4.5.4. Aksi Lentur	68
4.6. Perbesaran Momen.....	70
4.7. Perhitungan Sambungan untuk Metode LRFD.....	73
4.7.1. Perhitungan Sambungan Balok-Kolom Profil WF...	73
4.7.2. Perhitungan Sambungan Balok-Balok Profil WF...	79
4.8. Perhitungan Pelat Dasar (base plate) profil WF.....	84
4.8.1. Data Perencanaan Pelat Dasar Profil WF	84
4.8.2. Perhitungan Sambungan Pelat Dasar	85
4.9. Desain Penampang Castella.....	88
4.10. Perhitungan Balok-Kolom Castella.....	96
4.10.1. Perhitungan Dimensi Kolom-Balok Castella.....	97
4.10.2. Aksi Tekan.....	98
4.10.3. Aksi Lentur.....	99
4.11. Perhitungan Sambungan untuk Metode LRFD	104
4.11.1. Perhitungan Sambungan Balok-Kolom Castella....	104
4.11.2. Perhitungan Sambungan Balok-Balok Castella.....	110
4.12. Perhitungan Pelat Dasar Castella.....	115
4.12.1. Data Perencanaan Pelat Dasar Castella	115
4.12.2. Perhitungan Sambungan Pelat Dasar Castella.....	116
BAB V PENUTUP	
5.1. Kesimpulan.....	119
5.2. Saran.....	120

LAMPIRAN

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR TABEL

Tabel	Halaman
2.1 Sifat Mekanis Baja Struktur.....	6
2.2 Faktor Reduksi untuk Keadaan Kekuatan Batas.....	11
2.3 Batas Rasio Kelangsingan untuk Penampang Kompak.....	35
2.4 Batas Rasio Kelangsingan untuk Penampang Tidak Kompak.....	35
2.5 Tipe – tipe Baut.....	42
4.1 Pembebanan.....	57
4.2 Kombinasi Pembebanan.....	57
4.3 Batas Lendutan Maksimum.....	60
4.4 Pembagian Beban Kuda-kuda.....	63
4.5 Kombinasi Pembebanan Kuda-kuda.....	63

DAFTAR GAMBAR

	Halaman
2.1 Pola pemotongan profil balok I dibelah sepanjang badan	14
2.2 Setelah pemotongan profil balok I	14
2.3 Geometrik hasil pemotongan	14
2.4 Salah satu balok diputar 180°	15
2.5 Dilas menjadi balok castella segi enam	15
2.6 Pola penyusunan balok castella segi enam	15
2.7 Balok castella yang mengalami buckling pada daerah tumpuan	17
2.8 Tegangan yang bekerja pada balok castella.....	18
2.9 Penampang pada balok castella.....	21
2.10 Nomograf panjang tekuk kolom portal.....	31
2.11 Modulus penampang berbagai profil simetri.....	32
2.12 Penampang Pelat Dasar.....	42
4.1 Struktur portal gable frame	49
4.2 Denah atap kuda-kuda	49
4.3 Skema pembebanan untuk beban mati.....	51
4.4 Skema pembebanan untuk beban hidup.....	51
4.5 Skema pembebanan akibat angin.....	53
4.6 Skema pembebanan akibat air hujan.....	54
4.7 Skema pembebanan pada gording akibat beban mati	54
4.8 Skema pembebanan pada gording akibat beban hidup	55
4.9 Skema pembebanan pada gording akibat beban angin.....	55
4.10 Skema pembebanan pada gording akibat beban air hujan	56

4.11 Profil kanal.....	58
4.12 Jarak antar Trekstang pada gording	61
4.13 Gaya tarik trekstang	61
4.14 Portal gable frame.....	64
4.15 Faktor panjang efektif.....	65
4.16 Monogram faktor panjang tekuk.....	66
4.17 Penampang Sambungan.....	73
4.18 Skema penyambungan kolom balok.....	74
4.19 Diagram tegangan baut	77
4.20 Skema penyambungan balok balok	79
4.21 Diagram tegangan baut.....	81
4.22 Penampang Sambungan	84
4.23 Penampang pelat dasar dan notasi.....	85
4.24 Geometrik hasil potongan	88
4.25 Pola penyusunan balok castella segi enam.....	88
4.26 Penampang castella segi enam.....	93
4.27 Portal gable frame dengan castella.....	96
4.28 Monogram faktor panjang tekuk.....	97
4.29 Penampang sambungan.....	104
4.30 Skema penyambungan kolom balok castella	105
4.31 Diagram tegangan baut castella.....	107
4.32 Penamaan sambungan.....	110
4.33 Skema penyambungan balok balok castella.....	111
4.34 Diagram tegangan baut castella.....	113

4.35 Penamaan sambungan.....	115
4.36 Penamaan pelat dasar dan notasi.....	116

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pada era pembangunan di Indonesia saat ini, banyak pekerjaan konstruksi bangunan menggunakan konstruksi baja sebagai struktur utama. Karena hal ini sangat menguntungkan dari segi nilai ekonomisnya dengan pengurangan pada dimensi penampangnya yang memberikan penghematan pada berat konstruksi, akan tetapi tidak mengurangi kekuatan dari penampang itu sendiri. Dalam mendesain struktur suatu bangunan, terdapat 3 (tiga) hal yang harus dipenuhi, yaitu kekuatan, estetika, dan ekonomis. Perencanaan seperti ini akan lebih memiliki nilai khusus, struktur akan terlihat lebih ramping dengan kekuatan yang sama bahkan lebih kuat, lebih ringan, aman, ekonomis dan terlihat lebih indah dari segi estetikanya.

Konstruksi dengan menggunakan bentuk Profil WF dan Profil Castela adalah bentuk profil yang sering dijumpai dalam pembangunan konstruksi rangka baja. Dimana bentuk Profil WF mempunyai kekuatan untuk menerima gaya aksial dan momen yang cukup besar serta memiliki berat sendiri yang sangat kecil. Sedangkan Profil Castela dapat meningkatkan kekuatan baja, akibat meningkatkan momen kelembaman karena terjadi peninggian balok yang disebabkan oleh pemotongan bagian badan balok secara zig – zag dan kemudian bagian bawah dari belahan tersebut dibalik dan disatukan kembali antara bagian atas dan bawah dengan cara digeser sedikit kemudian di las. Namun disisi lain dengan semakin tingginya balok maka kelangsingannya semakin meningkat

sehingga akan menurunkan tegangan kritisnya, atau akan menghasilkan tegangan kritis yang lebih kecil dari pada tegangan lelehnya ($f_{cr} < f_y$). Jika $f_{cr} < f_y$ maka profilnya akan menjadi lebih cepat rusak (yang sering disebut *prematur calleb*), hal ini dapat diatasi dengan cara memasang pengaku pada bagian pelat badannya. Dalam perbandingan ini, baik untuk Profil WF maupun untuk Profil Castela yang sangat perlu untuk di perhatikan adalah kemampuan profil untuk menahan gaya dan momen–momen yang terjadi. Oleh karena itu ada beberapa syarat yang harus dipenuhi, yaitu :

- Profil harus cukup kaku untuk menahan defortasi
- Profil harus cukup kuat dalam memikul momen gaya-gaya.

Berdasarkan pertimbangan tersebut diatas, maka penulis mencoba membandingkan Profil WF dengan Profil Castela dengan menggunakan metode LRFD dalam Tugas Akhir yang berjudul :

**STUDI PERBANDINGAN PROFIL WF DAN PROFIL CASTELA
MENGUNAKAN METODE LRFD PADA PROYEK PEMBANGUNAN
GEDUNG SEKOLAH TINGGI FILSAFAT THEOLOGI MALANG.**

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian latar belakang diatas perlu dikemukakan rumusan masalah sebagai berikut :

1. Berapa dimensi profil yang akan dicastela?
2. Berapa persentase perbedaaan berat dari kedua profil, antara baja WF dan castela?

1.3. Maksud dan Tujuan

Adapun maksud dan tujuan penulis dari studi analisis perbandingan antara balok baja profil WF (*Wide Flange*) dan balok Castela ini adalah :

1. Mengetahui besarnya dimensi yang diperlukan untuk dicastela.
2. Mengetahui perbedaan berat kedua profil.

1.4. Batasan Masalah

Dalam studi ini penulis merencanakan struktur *Gable Frame* menggunakan balok castella dan balok profil baja WF sebagai perbandingan dengan metode LRFD.

Adapun batasan masalah tersebut melingkupi antara lain :

1. Dimensi profil yang diperlukan untuk dicastela.
2. Persentase berat kedua profil, baja WF dan castela.

Sedangkan peraturan yang dipakai dalam perencanaan struktur *Gable Frame* adalah :

1. Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan, "*Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*" Bandung, 1983
2. Badan Standarisasi Nasional, "*Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1729-2002*", Bandung, 2000.

1.5. Manfaat Analisis

Analisis ini dilakukan dengan harapan dapat memberikan manfaat sebagai berikut :

1. Memberikan informasi tentang pemanfaatan balok castela pada konstruksi baja, diharapkan perencana struktur dapat merancang struktur yang efektif, efisien dan ekonomis dengan tetap memperhatikan sisi estetikanya.
2. Memberikan informasi tentang kelayakan balok profil mana yang lebih baik digunakan untuk struktur *Gable Frame*.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Material Baja

2.1.1. Sifat Utama Baja

Baja mempunyai sejumlah sifat yang membuatnya menjadi bahan yang sangat berguna. Beberapa sifat umum dari baja : Keteguhan, elastisitas, kekenyalan, kemungkinan ditempa, kemungkinan dilas, kekerasan.

- **Keteguhan (solidity)** artinya mempunyai ketahanan terhadap tarikan, tekanan atau letur.
- **Elastisitas (elasticity)** artinya kemampuan / kesanggupan untuk dalam batas-batas pembebanan tertentu, sesudahnya pembebanan ditiadakan kembali kepada bentuk semula.
- **Kekenyalan/keliatan (tenacity)** artinya kemampuan / kesanggupan untuk dapat menerima perubahan – perubahan bentuk yang besar tanpa menderita kerugian. Berupa cacat atau kerusakan yang terlihat dari luar ataupun dalam untuk jangka waktu yang pendek.
- **Kemungkinan ditempa (meleability)** yaitu sifat dalam keadaan merah pijar menjadi lembek dan plastis sehingga dapat dirubah bentuknya.

- **Kemungkinan dilas (weklability)** artinya sifat dalam keadaan panas dapat digabungkan satu sama lain dengan memakai atau tidak memakai bahan tambahan, tanpa merugikan sifat-sifat keteguhannya.
- **Kekerasan (hardness)** artinya kekuatan melawan terhadap masuknya benda lain.

2.1.2. Sifat Mekanis Baja

Sifat mekanis baja untuk perencanaan yaitu :

Modulus Elastisitas Baja (E) = 2.0×10^6 kg/cm²

Tabel 2.1 Sifat Mekanis Baja Struktur

Mutu Baja	Tegangan Putus Minimum f_u (Mpa)	Tegangan Leleh Minimum f_y (Mpa)	Peregangan 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 : Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung, hal 11).

2.2 Pembebanan

Dalam melakukan analisis desain suatu struktur bangunan, perlu adanya gambaran yang jelas mengenai perilaku dan besar beban yang bekerja pada struktur. Hal terpenting yang mendasar adalah pemisahan antara beban-beban yang bersifat statis dan dinamis.

1. **Beban Statis** adalah beban yang memiliki perubahan intensitas beban terhadap waktu berjalan lambat atau konstan. Jenis – jenis beban statis menurut Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 adalah sebagai berikut :

- **Beban mati (dead load/DL)**

Beban mati adalah semua beban yang berasal dari berat bangunan, termasuk segala unsur tambahan tetap yang merupakan satu kesatuan dengannya.

- **Beban hidup (live load)**

Beban hidup adalah beban yang ditimbulkan oleh jenis kegunaan gedung yang bersifat tidak tetap, misalnya : manusia, peralatan yang tidak tetap.

2. **Beban Dinamik** adalah beban dengan variasi perubahan intensitas beban terhadap waktu yang cepat. Beban dinamis ini terdiri dari beban gempa dan beban angin.

➤ **Beban Gempa**

Beban gempa adalah beban yang ditimbulkan akibat gerakan – gerakan lapisan bumi kearah horizontal dan vertikal, namun biasanya gerakan vertikalnya lebih kecil dibandingkan horizontalnya.

➤ **Beban Angin**

Beban angin adalah beban yang ditimbulkan oleh angin, dan beban ini harus diperhitungkan untuk bangunan tingkat tinggi.

Adapun spesifikasi LRFD menggunakan enam kombinasi beban terfaktor yang diberikan dalam persamaan berikut : (*“Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa”*: hal 35)

- a) 1,4 DL
- b) 1,2 DL + 1, 6 LL
- c) $1,2 DL + 1 LL \pm 0,3 (P Q_e + 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (P Q_e + 0,2 S_{DS} DL)$
- d) $1,2 DL + 1 LL \pm 1 (P Q_e + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (P Q_e + 0,2 S_{DS} DL)$
- e) $0,9 DL \pm 0,3 (P Q_e - 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (P Q_e - 0,2 S_{DS} DL)$
- f) $0,9 DL \pm 1 (P Q_e - 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (P Q_e - 0,2 S_{DS} DL)$

Dimana :

DL = Beban Mati, termasuk SIDL

LL = Beban Hidup

EX = Beban Gempa arah - x

EY = Beban Gempa arah - y

P = Faktor redudansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek

Q_E = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V , yaitu gaya geser desain total didasar struktur dalam arah yang ditinjau.

2.3. Load and Resistance Factor Design

2.3.1. Filosofi Desain

Struktur dan batang-batang struktur harus memiliki kekuatan yang cukup, seperti ketahanan dan kekakuan yang cukup sehingga dapat berfungsi selama umur layanan dari struktur tersebut. Desain harus menyediakan cadangan kekuatan untuk menanggung beban layanan, yakni struktur harus memiliki sediaan terhadap kemungkinan kelebihan beban. Kelebihan beban dapat terjadi akibat perubahan fungsi struktur, akibat terlalu rendahnya taksiran atas efek-efek beban karena penyederhanaan berlebihan dalam analisis strukturalnya dan akibat variasi-variasi dalam prosedur konstruksinya.

2.3.2. Konsep Dasar

2.3.2.1. Teori Kekuatan Batas

Komponen struktur beserta sambungannya harus harus direncanakan untuk keadaan kekuatan batas sebagai berikut : (*Sumber : SNI 03 - 1729 - 2002 : Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung, hal 14*)

1. Beban-beban dan aksi-aksi harus ditentukan sesuai dengan beban mati, hidup, angin hujan, hidup atap, dan gempa.

2. Pengaruh-pengaruh aksi terfaktor (R_u) sebagai akibat dari beban-beban keadaan batas harus ditentukan dengan analisis struktur
3. Kuat Rencana (ϕR_n) harus ditentukan dari kuat nominal (R_n) yang ditentukan berdasarkan komponen struktur, dikalikan dengan faktor reduksi (ϕ)
4. Semua komponen struktur dan sambungan harus direncanakan sedemikian rupa sehingga kuat rencana (R_n) tidak kurang dari pengaruh aksi terfaktor (R_u) yaitu : $R_u \leq \phi R_n$

dimana:

R_u : kuat terfaktor atau kuat perlu

ϕR_n : kuat rencana

2.3.2.2. Faktor Keamanan

Secara umum, persamaan untuk persyaratan keamanan dapat ditulis sebagai berikut : (*Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD: Agus Setiawan, hal 11*)

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

dimana:

ϕ ; faktor resistensi (reduksi kekuatan)

R_n : kuat nominal

$\sum \gamma_i Q_i$: jumlah beban dikalikan faktor kelebihan beban

Dimana ruas kiri mewakili resistensi, atau kekuatan dari komponen atau sistem, sedangkan sisi kanan mewakili beban yang diharapkan akan ditanggung. Pada sisi kekuatan, harga nominal resistensi R_n dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan untuk mendapatkan kekuatan desain. Pada sisi beban Q_i dikalikan dengan faktor-faktor kelebihan beban γ_i , untuk mendapatkan jumlah beban-beban terfaktor $\Sigma \gamma_i Q_i$. Faktor mungkin saja berlainan untuk masing-masing tipe beban Q yang bekerja seperti beban mati (D), beban hidup (L), beban angin (W), beban gempa (E).

2.3.2.3. Faktor Tahanan

Tabel 2.2. Faktor Reduksi untuk Keadaan Kekuatan Batas

Kuat rencana untuk	Faktor reduksi
Komponen struktur yang memikul lentur :	
• Balok	0,90
• Balok plat berdinding penuh	0,90
• Plat badan yang memikul geser	0,90
• Plat badan pada tumpuan	0,90
• Pengaku	0,90
Komponen struktur yang memikul gaya tekan aksial :	
• Kuat penampang	0,85
• Kuat komponen struktur	0,85
Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial :	
• Terhadap kuat penampang	0,90

Kuat rencana untuk	Faktor reduksi
<ul style="list-style-type: none"> • Terhadap kuat tarik fraktur 	0,75
Komponen struktur yang memikul aksi-aksi kombinasi ; <ul style="list-style-type: none"> • Kuat lentur atau geser • Kuat tarik • Kuat tekan 	0,90 0,90 0,85
Komponen struktur komposit : <ul style="list-style-type: none"> • Kuat tekan • Kuat tumpu beton • Lentur dengan distribusi tegangan plastis • Lentur dengan distribusi tegangan elastis 	0,85 0,60 0,85 0,90
Sambungan baut : <ul style="list-style-type: none"> • Baut yang memikul geser • Baut yang memikul tarik • Baut yang memikul kombinasi geser dan tarik • Lapis yang memikul tumpu 	0,75 0,75 0,75 0,75
Sambungan las : <ul style="list-style-type: none"> • Las tumpul penetrasi penuh • Las sudut dan las tumpul penetrasi sebagian • Las pengisi 	0,90 0,75 0,75

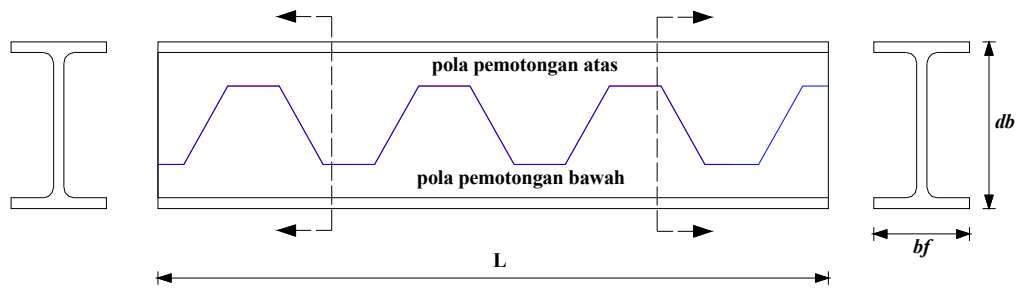
(Sumber : SNI 03-1729-2002 : Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung, hal 18).

2.4. Balok Castela

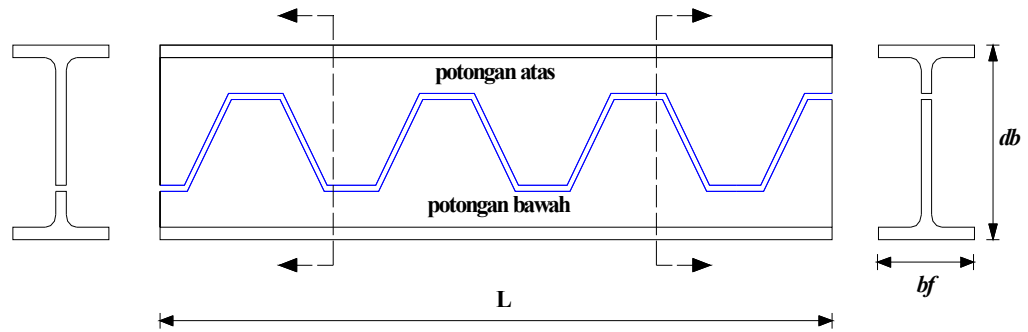
Balok Kastella (*castellated beam*) adalah balok yang dipakai untuk konstruksi bentang panjang (lebih dari 8 meter), yang berupa 2 profil baja yang disatukan menjadi 1 untuk mendapatkan tinggi profil yang sesuai. Balok kastella disebut juga *honey comb beam*, karena bentuk lubang segi enamnya yang menyerupai sarang lebah (*honey comb*). Profil tersebut dilubangi untuk memperkecil berat sendiri profil dan agar sambungan las nya dapat lebih efektif dan efisien. Besarnya sudut kemiringan θ antara 45' sampai 70', sedangkan yang sering dipakai di lapangan adalah 45' dan 60'. Sudut θ ditentukan dengan memperhitungkan tegangan geser yang terjadi pada bagian garis netral badan sehingga tidak melebihi tegangan ijinnya

2.4.1. Pola Pemotongan Balok Castela

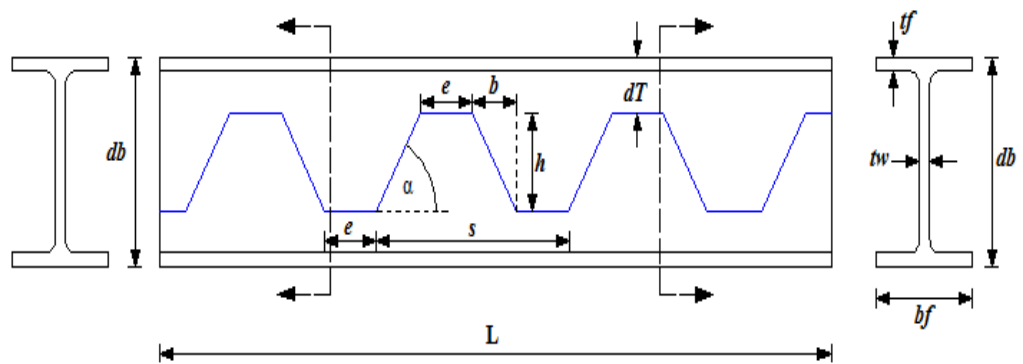
Pola pemotongan balok dan bentuk geometrik hasil pemotongan badan akan membantu menentukan nilai dari bagian yang akan dipotong dan menentukan juga besaran-besaran pada balok yang akan dipakai dalam perhitungan kekuatan balok. Seperti gambar 2.1, 2.2, dan 2.3 dibawah ini :



Gambar 2.1. pola pemotongan profil balok I dibelah sepanjang badannya



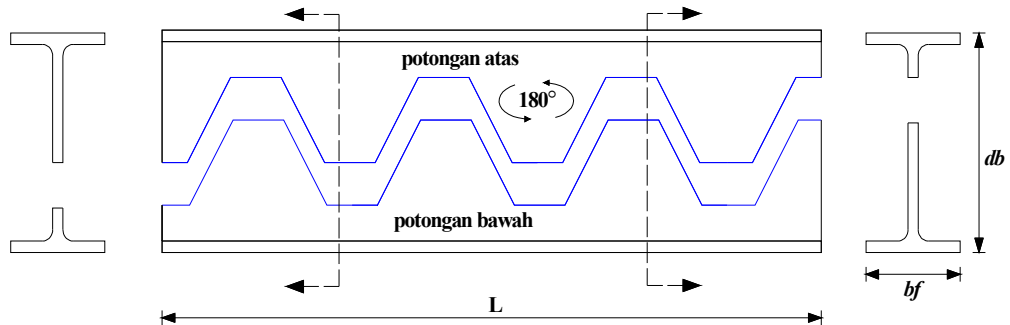
Gambar 2.2. Setelah pemotongan profil balok I



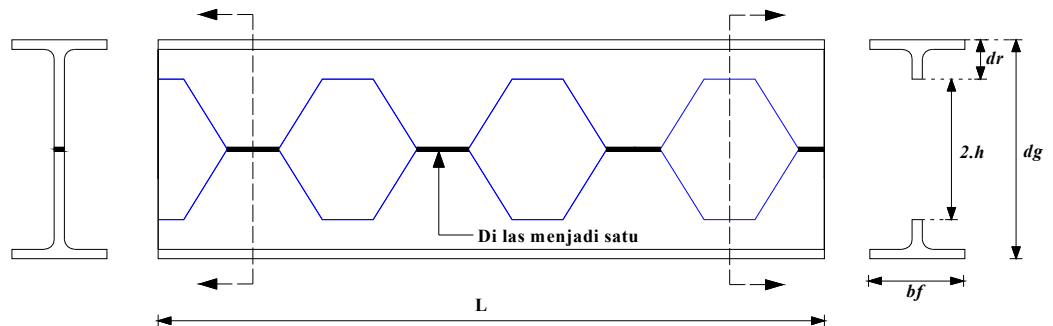
Gambar 2.3. Geometrik hasil pemotongan

2.4.2 Cara Penumpukan/Penyambungan Kembali

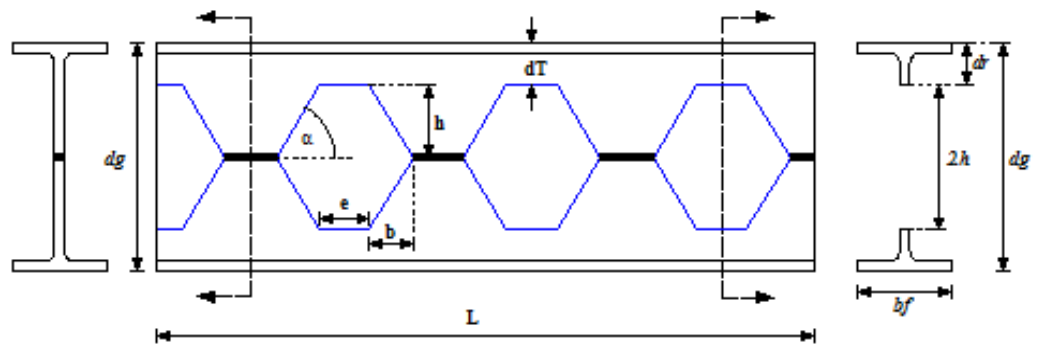
Untuk membuat balok castella yaitu dengan cara memutar salah satu potongan dan menumpuk atau menyatukan kembali puncak-puncak potongan profil tunggal tadi dengan las, sehingga didapat balok profil yang lebih tinggi dari balok aslinya dan berlubang ditengah-tengahnya yang menyerupai sarang tawon.



Gambar 2.4. Salah satu balok diputar 180°



Gambar 2.5. Dilas menjadi balok castella segi enam



Gambar 2.6. Pola penyusunan balok castella segi enam

$$\text{Dimana : } \tan \alpha = \frac{h}{b} \text{ atau } b = \frac{h}{\tan \alpha}$$

$$dg = db + h$$

$$dT = \frac{db - h}{2}$$

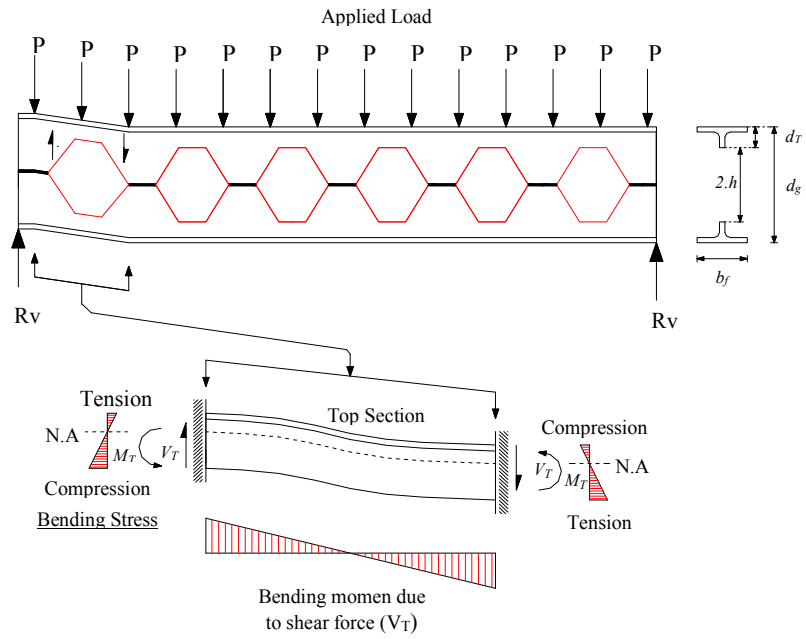
$$s = 2.(b + e)$$

Pada umumnya sudut θ berkisar antara 45° sampai 70° sedang yang biasa dipakai di lapangan kisarannya adalah $\alpha = 45^\circ$ dan $\alpha = 60^\circ$. Sudut θ harus diambil sedemikian rupa hingga tegangan geser horisontal sepanjang garis netral pada badan profil tidak melampaui tegangan geser ijin.

2.4.3. Kekuatan Balok

Dalam perencanaan balok castella, flens memikul sebagian besar beban lentur, maka pengurangan luas badan profil tidak menjadi persoalan bila ditinjau dari daya tahan terhadap momen. Namun gaya lintang (V) yang dianggap dipikul oleh badan profil harus ditinjau lebih lanjut. Dua bagian T atas dan bawah pada setiap badan yang berlubang menahan gaya geser vertikal.

Gaya lintang pada tengah bentang mempunyai harga minimum sehingga tidak mempengaruhi kekuatan balok. Mendekati tumpuan dimana gaya lintang (V) makin besar, tegangan lentur utama yang diakibatkan gaya lintang pada potongan T harus dimasukkan pada perhitungan tegangan lentur utama akibat beban balok. Titik balik momen lentur akibat gaya lintang dari bagian T atas dan bawah diasumsikan terjadi di tengah dari bagian badan yang terbuka ($e/2$). Dan selanjutnya gaya geser vertikal total atau gaya lintang total dibagi sama antara dua bagian T.



Gambar 2.7 Balok castella yang mengalami buckling pada daerah tumpuan

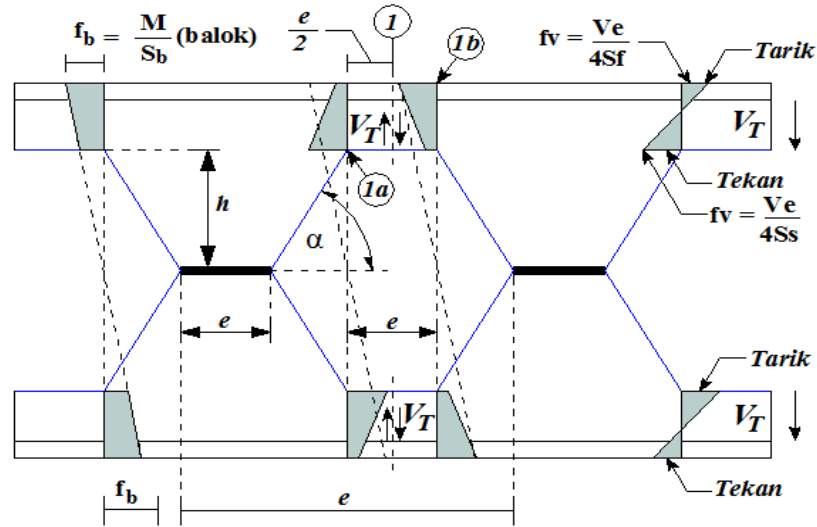
Rumus (*Design of Welded Structures; Omer W. Blodgett ; 4.7-3*)

$$M_T = V_T \cdot \frac{e}{2} \quad (2.2)$$

Dimana :

M_T : momen lentur akibat gaya lintang pada penampang T (kgm)

V_T : gaya lintang pada penampang T (kg)



Gambar 2.8. Tegangan yang bekerja pada balok castella

(Sumber; *Design of Welded Structures*; Omer W. Blodgett ; 4.7-4)

Tegangan lentur sekunder pada bagian plat badan profil T karena geser vertikal (V) pada bagian (1), ditambah tegangan lentur utama pada profil T karena terkena momem (M) pada bagian (1a).

$$\sigma_{1a} = \frac{M_{1a}.h}{I_g} + \frac{V_1.e}{4.S_s} \quad (2.3)$$

Tegangan lentur sekunder pada bagian plat sayap profil T karena geser vertikal (V) pada bagian (1), ditambah tegangan lentur utama pada profil T karena terkena momem (M) pada bagian (1b).

$$\sigma_{1b} = \frac{M_{1b}.d_g}{I_g.2} + \frac{V_1.e}{4.S_f} \quad (2.4)$$

Keterangan :

d : jarak antara sumbu netral dari bagian profil T

d_b : Tinggi balok asli

d_g : Tinggi balok setelah dipertinggi

- e : Panjang bagian plat badan pada garis netral dan pada profil T
- h : Tinggi potongan terhadap sumbu netral
- A_T : Luas penampang pada profil T
- I_g : Momen inersia balok castella\
- S_f : Section modulus pada bagian plat sayap
- S_s : Section modulus pada bagian plat badan

(Sumber : *Design of Welded Structures; Omer W. Blodgett ; 4.7-4*)

Tahapan untuk mendesain *castella* antara lain digunakan rumus-rumus sebagai berikut :

1. Mencari nilai modulus penampang (S_g) castella yang diperlukan :

$$S_g = \frac{M}{\sigma} \quad (2.5)$$

Keterangan :

M : momen, kg.m

σ : tegangan leleh profil baja, MPa

2. Mencari nilai perbandingan tinggi balok castella dengan balok aslinya (K_1), diasumsikan 1,5 :

$$K_1 = \frac{d_g}{d_b} \quad (2.6)$$

Keterangan :

d_g : tinggi balok castella, mm

d_b : tinggi balok aslinya, mm

3. Mencari tinggi pemotongan zig-zag balok castella (h):

$$h = d_b \cdot (K_1 - 1) \quad (2.7)$$

Keterangan :

h : tinggi potongan zig-zag terhadap sumbu netral, mm

4. Mencari tinggi penampang T yang diperlukan (d_T) :

$$d_T \geq \frac{V}{2 \cdot t_w \cdot \sigma} \quad (2.8)$$

$$h = d_b - 2 \cdot d_T \quad (2.9)$$

Keterangan :

V : gaya geser, kg

t_w : tebal pelat badan (*web*), mm

5. Mencari tinggi balok castella (d_g) :

$$d_g = d_b + h \quad (2.10)$$

6. Tinggi penampang T yang dipakai (d_T) :

$$d_T = (d_g / 2) - h \quad (2.11)$$

7. Tinggi plat badan (*web*) penampang T (d_s) :

$$d_s = d_T - t_f \quad (2.12)$$

Keterangan :

t_f : tebal pelat sayap profil, mm

8. Menghitung tegangan lentur pelat badan castella yang diijinkan ($\bar{\sigma}$) :

$$\bar{\sigma} = \left[1 - \frac{10,434}{Cc^2} \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right] \cdot 0,6 \cdot \sigma \quad (2.13)$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{\sigma}} \quad (2.14)$$

9. Menghitung tegangan geser pelat badan castella yang berlubang (σ_v) :

$$\sigma_v = \frac{4.((\pi.\theta)/180^\circ).\bar{\sigma}}{3.tg\theta} \quad (2.15a)$$

Untuk tegangan maksimum :

$$\sigma_{\max} = 1,16 \frac{95\%.V}{t_w.d_g} \quad (2.15b)$$

10. Menghitung rasio tegangan geser pada potongan pelat badan solid (K_2)

$$K_2 = \frac{e}{s} = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_v} \quad (2.16)$$

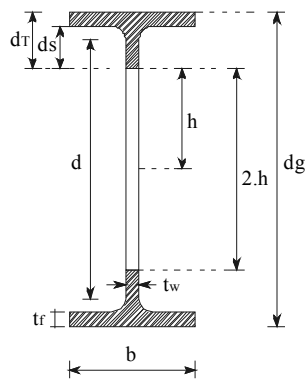
$$e \geq \frac{2.h.tg\theta}{(1/K_2) - 2} \quad (2.17)$$

Keterangan :

e : panjang bagian lubang castella

s : jarak interval lubang segi enam penampang castellan

11. Perluasan penampang T castella (A_T)



Gambar 2.9. Penampang pada balok castella

(Sumber; *Design of Welded Structures*; Omer W. Blodgett ; 4.7-17)

$$A_T = A_f + A_s \quad (2.18)$$

$$A_f = b + t_f \quad (2.19)$$

$$A_s = d_s + t_w \quad (2.20)$$

Keterangan :

A_f : luas pelat sayap penampang T, mm

A_s : luas pelat badan penampang T, mm

12. Mencari nilai modulus kelembamam penampang T (W_T)

$$W_T = A_f(d_s + (t_f / 2)) + A_s(d_s / 2) \quad (2.21)$$

13. Mencari nilai momen inersia penampang T (I_T)

$$I_T = A_f(d_s^2 + (d_s t_f) + (t_f^2 / 3)) + A_s(d_s^2 / 3) \quad (2.22)$$

14. Mencari jarak titil berat penampang T dari ujungtangkai penampang T castella (C_s).

$$C_s = \frac{W_T}{A_T} \quad (2.23)$$

15. Mencari nilai momen inersia tangkai penampang T (I_t)

$$I_t = I_T - C_s.W_T \quad (2.24)$$

16. Modulus tahanan tangkai penampang T (S_s)

$$S_s = \frac{I_t}{C_s} \quad (2.25)$$

17. Jarak titik berat penampang T atas dan bawah (d)

$$d = 2.(h + C_s) \quad (2.26)$$

18. Momen Inersia penampang castella (I_g)

$$I_g = 2.I_t + ((A_T.d^2) / 2) \quad (2.27)$$

19. Modulus tahanan penampang castella (I_g)

$$S_g = \frac{2.I_g}{d_g} \quad (2.28)$$

20. Jarak interval lubang segi enam penampang castella (s)

$$s = 2.(e + h.t_g.\theta) \quad (2.29)$$

Anggapan-anggapan yang dipakai dari balok castella ini adalah :

1. Bagian sayap atas dan bawah dari balok castella masing-masing mengalami tegangan lentur tekan dan tarik akibat momen lentur (M_u), bila dianggap momen lentur dipikul sepenuhnya oleh pelat sayap maka harus dipenuhi : Rumus LRFD

$$M_u \leq \phi_b . M_n \quad (2.30)$$

$$M_n = S_x . f_y \quad (2.31)$$

Keterangan :

M_u : momen lentur (kgm)

M_n : momen nominal (kgm)

S_x : modulus penampang (cm^3)

f_y : tegangan leleh (kg/cm^2)

ϕ_b : faktor resistensi (reduksi kekuatan) untuk lentur = 0,90

(Sumber; *Struktur Baja 1; Charles G. Salmon; 7.4.1 & 7.3.1*)

2. Gaya lintang atau gaya geser vertikal (V_u) akan menimbulkan tegangan geser vertikal yang dianggap dipikul oleh badan, baik pada badan yang utuh maupun pada bagian tegak penampang T di lubang balok castella.

3. Di lubang balok Castellsa, gaya geser terbagi dua sama besar pada bagian atas dan bawah penampang T, dengan anggapan tinggi penampang T sama untuk bagian atas dan bawah. Dari anggapan bahwa titik balik (*point of inflection*) momen lentur terjadi di tengah-tengah lubang maka momen sekunder maksimum (momen akibat gaya lintang) pada potongan T.

$$M_T = V_T \cdot \frac{e}{2} \quad (2.32)$$

4. Gaya geser horisontal (V_h) yang bekerja pada bagian badan yang utuh sepanjang garis netral dapat menyebabkan tekuk pada bagian ini.
5. Pada bagian badan yang utuh menerima gaya aksial vertikal yang terbagi setengah untuk setiap gaya vertikal yang berbeda yaitu (V_1) dan (V_2) yang bekerja di tengah lubang ($e/2$). Pada tumpuan ujung badan profil harus utuh dan dapat diperkuat dengan pelat penguat badan (*double plate*).

2.5. Batang Tarik

Batang tarik sangat sering dijumpai pada kebanyakan komponen struktur baja. Batang tersebut merupakan batang struktur utama pada struktur-struktur jembatan, rangka atap, menara transmisi, ikatan angin, dan lain-lain.

Menurut SNI 03-1729-2002 pasal 10.1 dinyatakan bahwa semua komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor sebesar T_u , harus memenuhi :

$$T_u \leq \phi \cdot T_n \quad (2.33)$$

dimana :

ϕ : faktor resistensi (reduksi tahanan)

T_n : tahanan nominal

T_u : gaya tarik aksial terfaktor

Menurut SNI 03-1729-2002 menggunakan notasi N_u untuk menyatakan gaya tarik aksial, namun dalam buku Agus Setiawan "*Perencanaan Struktur baja dengan metode LRFD*" digunakan notasi T_u untuk membedakan dengan dengan notasi nominal dari penampang yang ditentukan berdasarkan tiga macam kondisi keruntuhan batang tarik.

Bila kondisi leleh yang menentukan, maka tahanan nominal, T_n , dari batang tarik memenuhi persamaan :

$$T_n = A_g \cdot f_y \quad (2.34)$$

dimana:

A_g : luas penampang kotor, mm²

f_y : kuat leleh material, Mpa

Bila kondisi fraktur pada sambungan yang menentukan, maka tahanan nominal T_n , dari lubang tersebut memenuhi persamaan :

$$T_n = A_e \cdot f_u \quad (2.35)$$

dimana:

A_e : luas penampang efektif = $U \cdot A_n$

A_n : luas penampang neto, mm²

U : koefisien reduksi 0,9

f_u : tegangan tarik putus material, MPa

(Sumber; *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD; Agus Setiawan*)

Dengan ϕ adalah faktor tahanan, yang besarnya adalah :

ϕ : 0,90 untuk kondisi leleh, dan

ϕ : 0,75 untuk kondisi faktor.

Faktor tahanan untuk kondisi fraktur diambil lebih kecil dari pada untuk kondisi leleh, sebab kondisi fraktur lebih getas/berbahaya. Dan sebaiknya tipe keruntuhan jenis ini dihindari.

2.6 Batang Tekan

Batang-batang tekan yang banyak dijumpai yaitu kolom dan batang tekan dalam struktur rangka batang. Dari mekanika bahan dasar diketahui bahwa hanya kolom yang sangat pendek saja yang dapat dibebani sampai ke tegangan lelehnya. Situasi yang umum, yakni tekukan (buckling) atau lenturan tiba-tiba akibat ke tidak stabilan terjadi sebelum tercapainya kekuatan penuh material elemen yang bersangkutan.

2.6.1 Kekuatan Kolom Dasar

Untuk menentukan kekuatan kolom dasar, beberapa kondisi perlu diasumsikan bagi sebuah kolom ideal. Sedangkan materialnya dapat diasumsikan bahwa terdapat sifat tegangan-tegangan tekan yang sama di seluruh penampang, tidak terdapat tegangan interval awal seperti yang terjadi karena pendinginan setelah penempaan atau pengelasan. Mengenai bentuk dan kondisi ujung, dapat diasumsikan bahwa kolom tersebut lurus dan prismatic sempurna, resultan beban bekerja melalui sumbu sentroid elemen tekan sampai elemen tekan tersebut melentur. Kondisi ujung harus ditentukan sehingga dapat panjang ujung jepit ekuivalennya. Kemudian asumsi lebih lanjut tentang tekuk,

seperti teori defleksi kecil pada problema lentur biasa dapat diberlakukan dan gaya geser dapat diabaikan, serta puntiran atau distorsi penampang lintang tidak terjadi selama lenturan.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_t \cdot A_g}{(KL/r)^2} = f_{cr} \cdot A_g \quad (2.36)$$

Keterangan :

E_t : tangen modulus elastisitas pada tegangan P_{cr}/A_g (kg/cm²)

$k.L/r$: rasio kerampingan efektif (panjang sendi ekuivalen)

k : faktor panjang efektif

L : panjang batang yang ditinjau (cm)

A_g : luas penampang kotor (cm²)

I : momen inersia (cm⁴)

r : radius girasi = $\sqrt{I/A_g}$

(Sumber; *Struktur Baja 1, Charles G. Salmon, 6.3.1*)

Filosofi desain faktor beban dan resistensi (LRFD) bertujuan memberikan margin keamanan dan konstanta bagi semua kolom. Bila kekuatan tersebut bervariasi menurut kerampingan, tentulah variasi ini harus dicakup dalam kekuatan nominal P_n

Kekuatan nominal P_n dari suatu elemen tekan adalah dihitung dengan menggunakan provisi kekuatan kolom;

$$P_n = A_g \cdot f_{cr} \quad (2.37)$$

Keterangan :

P_n : Kekuatan nominal batang tekan yang dibebani secara aksial

f_{cr} : tegangan kritis pada kondisi tekan (*tegangan tekuk*) (kg/cm²)

A_g : luas penampang kotor (cm^2)

1. Untuk $\lambda_c \leq 1,5$: $f_{cr} = (0,658 \cdot \lambda_c^2) f_y$ (2.38)

2. Untuk $\lambda_c \geq 1,5$: $f_{cr} = \left[\frac{0,887}{\lambda_c^2} \right] f_y$ (2.39)

$$\lambda_c = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} \quad (2.40)$$

Keterangan :

λ_c : parameter kerampingan

A_g : luas penampang kotor (cm^2)

K : faktor panjang efektif

L : panjang batang/kolom (cm)

f_y : tegangan leleh baja (kg/cm^2)

r : radius girasi (cm) = $\sqrt{I / A_g}$

Persyaratan kekuatan dan resistansi menurut LRFD

$$\phi_c P_n \geq P_u \quad (2.41)$$

Keterangan :

P_n : kekuatan nominal (kg)

P_u : beban layanan terfaktor (kg)

ϕ_c : faktor reduksi kuat aksial tekan = 0,85

ϕ_b : faktor reduksi kuat lentur = 0,90

(Sumber; Struktur Baja 1, Charles G. Salmon, 6.8.1)

2.6.2 Tahanan Tekan Nominal

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor N_u , menurut *SNI 03-1729-2002, pasal 9.1* harus memenuhi :

$$N_u \leq \phi_c \cdot N_n \quad (2.42)$$

Keterangan :

N_n : kuat tekan nominal komponen struktur (kg) = $A_g \cdot f_{cr}$

N_u : beban layanan terfaktor (kg)

ϕ_c : 0,85

Tegangan kritis untuk daerah elastis, ditulis sebagai :

$$\frac{f_{cr}}{f_y} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2 \cdot f_y} = \frac{I}{\lambda_c^2} \quad (2.43)$$

Sehingga :

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (2.44)$$

Daya dukung nominal N_u struktur tekan dihitung sebagai berikut :

$$N_u = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \quad (2.45)$$

dengan besarnya ω ditentukan oleh λ_c , yaitu :

$$\text{untuk } \lambda_c < 0,25 \quad , \text{maka } \omega = 1 \quad (2.45a)$$

$$\text{untuk } 0,25 < \lambda_c < 1,2 \quad , \text{maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} \quad (2.45b)$$

$$\text{untuk } \lambda_c > 1,2 \quad , \text{maka } \omega = 1,25 \cdot \lambda_c^2 \quad (2.45c)$$

Keterangan :

λ_c : parameter kerampingan untuk kolom

λ : rasio kerampingan untuk elemen-elemen plat

2.6.3 Panjang Tekuk Kolom

Kekuatan kolom mengasumsikan ujung sendi di mana tidak ada kekangan rotasional momen. Kekangan momen nol pada ujung merupakan situasi paling lemah untuk batang tekan yang salah satu ujungnya tidak dapat bergerak transversal relatif terhadap ujung lainnya. Untuk kolom berujung sendi semacam ini, panjang ekivalen ujung sendi KL merupakan panjang L sebenarnya; dengan demikian $K = 1$.

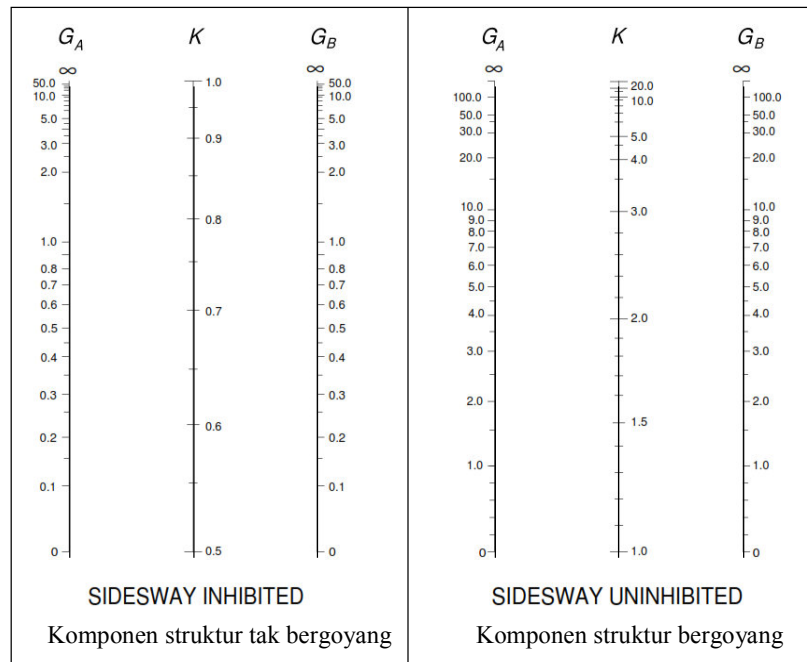
Panjang ekivalen berujung sendi disebut sebagai panjang efektif. Untuk memaksa sendi plastis pada balok, maka kolom dibuat lebih kuat (*over strenght*). Untuk maksud tersebut, maka kolom direncanakan masih dalam keadaan elastis. Panjang efektif kolom (L_k) didapat dengan mengalihkan suatu faktor panjang efektif (k) dengan panjang kolom (L), nilai “ k ” didapat dari nomograf (*AISC, LRFD; Manual Of Steel Counstraction, Column Design 3-6*), dengan menghitung nilai G , yaitu :

$$G = \frac{\sum (I / L)_{kolom}}{\sum (I / L)_{balok}} \quad (2.46)$$

Keterangan :

I : momen kelembaman kolom/balok (cm^4).

L : panjang kolom/balok (cm).



(Sumber; AISC, LRFD; Manual Of Steel Counstruction, second edition; Column Design 3-6)

Gambar 2.10. Nomograf panjang tekuk kolom portal

2.7 Batang Lentur

Balok merupakan komponen struktur yang memikul beban-beban akibat gravitasi, seperti beban mati dan beban hidup. Komponen struktur balok merupakan kombinasi dari elemen tekan dan elemen tarik, karena bagian elemen yang mengalami tekan sepenuhnya terkekang baik dalam arah sumbu kuat maupun sumbu lemahnya.

Rumus umum perhitungan tegangan akibat momen lentur ($\sigma = M.c/I$) dapat digunakan dalam kondisi umum. tegangan lentur pada penampang profil yang mempunyai minimal satu sumbu simetri, dan dibebani pada pusat gesernya, dapat dihitung dari persamaan :

$$f = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \quad (2.47)$$

Dengan $S_x = \frac{I_x}{c_y}$ dan $S_y = \frac{I_y}{c_x}$ (2.48)

sehingga $f = \frac{M_x \cdot c_y}{I_x} + \frac{M_y \cdot c_x}{I_y}$ (2.49)

dimana:

f : tegangan lentur

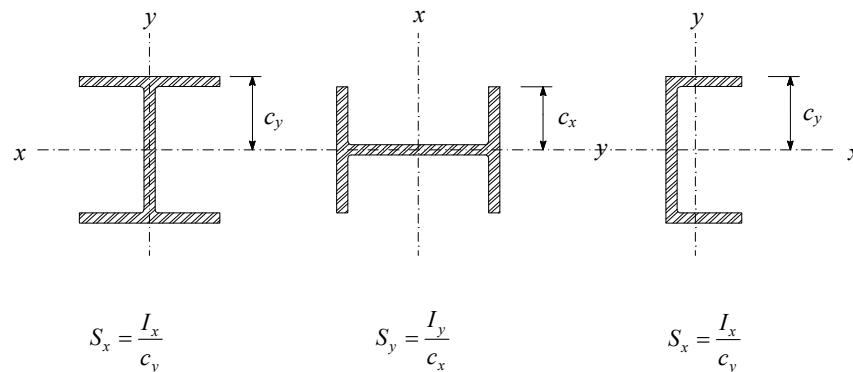
M_x, M_y : momen lentur arah x dan y

S_x, S_y : modulus penampang arah x dan y

I_x, I_y : momen inersia arah x dan y

c_x, c_y : jarak titik berat ke tepi serat arah x dan y

(Sumber; Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD; Agus Setiawan; hal 80-81)



Gambar 2.11. Modulus penampang berbagai profil simetri

2.7.1 Balok Terkekang Lateral

Tahanan balok dalam desain LRFD harus memenuhi persyaratan :

$$\phi_b \cdot M_n > M_u \quad (2.50)$$

Keterangan :

$$\phi_b : 0,90$$

M_n : tahanan momen nominal (kgm)

M_u : momen lentur akibat beban terfaktor

(Sumber; *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD; Agus Setiawan*)

Dalam perhitungan tahanan momen nominal dibedakan antara penampang kompak, dan tidak kompak, dan langsing seperti halnya pada batang tekan.

Batasannya kompak, tidak kompak, dan langsing adalah :

1. Penampang Kompak : $\lambda < \lambda_p$
2. Penampang tidak Kompak : $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$
3. Penampang langsing : $\lambda > \lambda_r$

Tahanan momen nominal untuk balok terkekang lateral dengan penampang kompak adalah :

$$M_n = M_p = Z \cdot f_y \quad (2.51)$$

Keterangan :

M_p : momen tahanan plastis

Z : modulus plastis

f_y : kuat leleh

Tahanan momen nominal untuk balok terkekang lateral dengan penampang tidak kompak pada saat $\lambda = \lambda_r$ adalah :

$$M_n = M_r = (f_y - f_y) \cdot S \quad (2.52)$$

Keterangan :

f_y : kuat leleh

f_r : tegangan sisa (*residu*)

S : modulus penampang

Rumus untuk lendutan yang dipakai adalah :

$$f = \frac{5.q.L^4}{384.EI} = \frac{5.M.L^2}{48.EI} \quad (2.53)$$

(Sumber; *Perencanaan Struktur Baja Metode LRFD edisi II, Agus Setiawan, hal:89*)

Besarnya tegangan sisa $f_r = 70$ MPa untuk penampang gelas panas, dan 115 MPa untuk penampang yang dilas. Bagi penampang yang tidak kompak yang mempunyai $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, maka besarnya tahanan momen nominal dicari dengan melakukan interpolasi linier, sehingga diperoleh :

$$M_n = \frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_p} M_p + \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} M_r \quad (2.54)$$

Keterangan :

λ : kelangsingan penampang balok ($b/2.t_f$)

λ_r, λ_p : dapat dilihat di tabel 75-1 peraturan baja atau tabel 2.4

Tabel 2.3 Batasan Rasio Kelangsingan λ_p untuk penampang kompak

[Modulus Elastisitas Baja, E = 200.000 MPa]			
Tegangan	Tekuk Lokal Flans	Tekuk Lokal Web	Tekuk Torsi Lateral
Leleh	$\frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{170}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{h}{t_w} = \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$	$\frac{L}{r_r} = \frac{790}{\sqrt{f_y}}$
f_y (MPa)			
210	11,73	115,93	54,52
240	10,97	108,44	50,99
250	10,75	106,25	46,96
290	9,98	98,65	46,39
410	8,40	82,97	39,02

(Sumber; *Perencanaan Struktur Baja Metode LRFD edisi II, Agus Setiawan, hal:184*)

Tabel 2.4 Batasan Rasio Kelangsingan λ_r untuk penampang tidak kompak

[Modulus Elastisitas Baja, E = 200.000 MPa]		
Tegangan Leleh	Tekuk Lokal Flans	Tekuk Lokal Web
f_y (MPa)	$\frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}}$	$\frac{h}{t_w} = \frac{2250}{\sqrt{f_y}}$
210	2,64	175,97
240	2,18	164,60
250	2,06	161,28
290	1,68	149,74
410	1,09	125,94

(Sumber; *Perencanaan Struktur Baja Metode LRFD edisi II, Agus Setiawan*)

2.8. Desain LRFD Komponen Struktur Balok Kolom

Perencanaan komponen struktur balok-kolom, diatur dalam SNI 03-1729-2002 pasal 11.3 yang menyatakan bahwa suatu komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan untuk memenuhi ketentuan sebagai berikut :

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\phi \cdot N_n} \geq 0,2 \quad (2.55)$$

$$\frac{N_u}{\phi \cdot N_n} + \frac{9}{8} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (2.56)$$

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\phi \cdot N_n} < 0,2 \quad (2.57)$$

$$\frac{N_u}{2\phi \cdot N_n} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (2.58)$$

Keterangan :

N_u : gaya tekan aksial terfaktor.

N_n : tahanan tekan nominal.

M_{ux} : momen lentur terfaktor terhadap sumbu x .

M_{nx} : tahanan momen nominal untuk lentur terhadap sumbu x .

M_{uy} : momen lentur terfaktor terhadap sumbu y .

M_{ny} : tahanan momen nominal untuk lentur terhadap sumbu y .

ϕ : factor reduksi tahanan tekan = 0,85.

2.8.1 Perbesaran Momen Untuk Struktur Tak Bergoyang

Untuk komponen struktur tak bergoyang, maka besarnya momen lentur terfaktor harus dihitung sebagai berikut :

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} \quad (2.59)$$

Keterangan :

M_{ntu} : momen lentur terfaktor orde pertama

δ_b : factor perbesaran momen untuk komponen struktur tak bergoyang.

Dimana :

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{e1}} \right)} \geq 1 \quad (2.60)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (2.61)$$

Keterangan :

N_u : gaya aksial tekan terfaktor

N_{e1} : gaya tekan menurut Euler dengan (KL/r) terhadap sumbu Lentur.

2.8.2 Tekuk Lokal Web Pada Komponen Struktur Balok Kolom

Dari table 7.5.1 SNI 03-1729-2002 memberikan batasan nilai untuk λ_p dan λ_r sebagai berikut:

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} < 0,125 \quad (2.62)$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{2,75 \cdot N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right) \leq 1 \quad (2.63)$$

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} \geq 0,125 \quad (2.64)$$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left(2,33 - \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right) > \frac{665}{\sqrt{f_y}} \quad (2.65)$$

$$N_y = A_g \cdot f_y \quad (2.66)$$

Keterangan :

$\phi_b \cdot N_y$: gaya aksial yang diperlukan untuk mencapai kondisi leleh.

A_g : luas penampang profil.

2.9. Sambungan Baut

Dua tipe dasar baut mutu tinggi yang di standarkan ASTM adalah tipe A325 dan A490. Baut ini mempunyai kepala berbentuk segi enam, baut A325 terbuat dari baja karbonyang memiliki kuat leleh 560–630 MPa sedangkan baut A490 yang terbuat dari baja alloy dengan kuat leleh 790–900 MPa.

Untuk baut yang memikul gaya terfaktor, R_n , harus memenuhi :

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \quad (2.67)$$

Keterangan :

ϕ : faktor reduksi kekuatan (0,75)

R_n : kuat nominal baut (0,75)

Kekuatan tarik desain satu baut dihitung dengan :

$$\phi T_d = \phi_f T_n = \phi_f \cdot 0,75 \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (2.68)$$

Keterangan :

ϕ_f : faktor reduksi untuk fraktur (0,75)

f_u^b : tegangan tarik putus baut

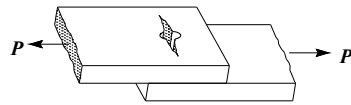
A_b : Luas penampang lintang bruto yang melintang pada bagian tangkai baut yang tak ber berulir. cm^2 ($1/4 \cdot \pi \cdot d^2$)

(Sumber : SNI 03-1729-2002 : Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk

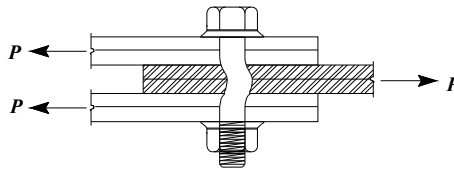
Bangunan Gedung, hal 100)



(e) Kegagalan akibat tarik



(f) Kegagalan akibat tarik



(g) Kegagalan lentur baut

Kekuatan geser desain satu baut dihitung dengan :

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f \cdot r_l \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (2.69)$$

Keterangan :

ϕ_f : faktor reduksi untuk fraktur (0,75)

f_u^b : tegangan tarik putus baut

r_l : untuk baut tanpa ulir pada bidang geser (0,5)

r_l : untuk baut dengan ulir pada bidang geser (0,4)

A_b : Luas penampang lintang bruto yang melintang pada bagian tangkai baut yang tak berulir. cm^2 ($1/4 \cdot \pi \cdot d^2$)

(Sumber : SNI 03-1729-2002 : Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung, hal 100)

2.9.1 Kekuatan tumpu desain satu baut

Kuat tumpu rencana bergantung pada yang terlemah dari baut atau komponen pelat yang disambung. Apabila jarak lubang tepi terdekat dengan sisi pelat dalam arah kerja gaya lebih besar dari pada 1,5 kali diameter lubang, jarak antar lubang lebih besar dari 3 kali diameter lubang, dan ada lebih dari satu baut dalam arah kerja gaya, maka kuat rencana umpu dapat dihitung sebagai berikut :

$$R_d = \phi_f R_n = 2,4 \cdot \phi_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \quad (2.70)$$

Kuat tumpu yang dapat dari perhitungan diatas berlaku untuk semua jenis baut. Sedangkan untuk jenis baut selot panjang tegak lurus arah kerja gaya berlaku persamaan berikut ini :

$$R_d = \phi_f R_n = 2,0 \cdot \phi_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \quad (2.71)$$

Keterangan :

ϕ_f : faktor reduksi untuk fraktur (0,75)

f_u : tegangan tarik putus yang terendah dari baut atau pelat

t_p : tebal plat

d_b : diameter baut nominal pada daerah tak berulir

Baut pada sambungan tipe tumpu yang memikul kombinasi geser dan tarik. Baur yang memikul gaya geser terfaktor, V_u , dan gaya tarik terfaktor T_u , secara bersamaan harus memenuhi kedua persyaratan berikut:

$$f_{uv} = \frac{V_u}{n \cdot A_b} \leq r_1 \cdot \phi_f \cdot f_u^b \cdot m \quad (2.72)$$

$$T_d = \phi_f \cdot T_n = \phi_f \cdot f_t \cdot A_b \geq \frac{T_u}{n} \quad (2.73)$$

$$f_t \leq f_1 - r_2 \cdot f_{uv} \leq f_2 \quad (2.74)$$

Keterangan :

ϕ_f : faktor reduksi kuat tumpu baut (0,75)

n : jumlah baut

m : jumlah bidang geser

f_{uv} : tegangan gesek akibat beban terfaktor adalah tegangan tarik dengan memperhitungkan ada atau tidak adanya ulir baut pada bidang geser, Mpa.

Kontrol baut terhadap tarik :

$$T_u \leq T_d = \phi_f \cdot f_t \cdot A_b \quad (2.75)$$

Keterangan :

f_t : tegangan tarik dengan memperhitungkan ada atau tidak adanya ulir baut pada bidang geser Mpa.

Momen rencana yang dapat ditahan oleh sambungan adalah :

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.76)$$

$$M_r = \phi M_n = \frac{0,9 \cdot f_{yp} \cdot a^2 \cdot b}{2} + \sum_{i=1}^n T \cdot d_i \quad (2.77)$$

Untuk perhitungan jumlah baut (n) adalah :

$$n = (V_u / \phi R_n) \quad (2.78)$$

Keterangan :

ϕR_n : kekuatan baut diambil yang nilai terkecil

V_u : gaya geser terfaktor

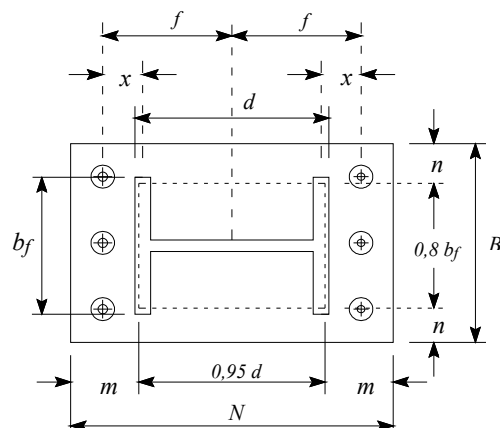
Tabel 2.5 Tipe-tipe Baut

Tipe Baut	Diameter Baut (mm)	Proof Stress (MPa) Min (MPa)	Kuat Tarik
A307	6,35 – 104	–	60
A325	12,7 – 25,4	585	825
	28,6 – 38,1	510	725
A490	12,7 – 38,1	825	1035

(Sumber; Perencanaan Struktur Baja Metode LRFD edisi II, Agus Setiawan, hal:109)

2.10. Pelat dasar

Suatu base plate penahan momen, sesuai konsep *LRFD* harus didesain agar kuat rencana minimal sama atau lebih besar dari pada kuat perlu, yaitu momen lentur (M_u), gaya aksial (P_u), dan gaya geser (V_u) untuk semua macam kombinasi pembebanan yang dipersyaratkan.



Gambar 2.12. Penampang Pelat dasar

(Sumber; Perencanaan Struktur Baja LRFD edisi II, Agus Setiawan, hal: 330)

$$m = \frac{(N - 0,95 \cdot d)}{2} \quad (2.79)$$

$$n = \frac{(B - 0,8 \cdot bf)}{2} \quad (2.80)$$

$$x = f - \frac{d}{2} - \frac{t_f}{2} \quad (2.81)$$

Keterangan :

B : lebar plat dasar.

N : panjang plat dasar.

b : lebar sayap/flens kolom.

d : tinggi profil kolom.

f : jarak angkur kesumbu pelat dasar dan sumbu kolom.

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

$$P_u \leq \phi_c \cdot P_p \quad (2.82)$$

$$P_p = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (2.83)$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \quad (2.84)$$

Keterangan :

ϕ_c : 0,60

f_c' : mutu kuat tekan beton MPa

A_1 : luas penampang baja yang secara konsentris menumpu pada permukaan beton (mm²).

A_2 : luas maksimum bagian permukaan beton yang secara geometris sama dengan dan konsentris dengan daerah yang dibebani (mm^2).

Untuk pelat dasar yang termasuk katagori 1 (tidak ada momen lentur), maka :

$$A_t = B \cdot N \quad (2.85)$$

Sehingga :

$$P_u \leq (0,60) \cdot (0,85) \cdot f_c' \cdot B \cdot N \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (2.86)$$

$$P_u \leq (0,60) \cdot (0,85) \cdot f_c' \cdot B \cdot N \cdot (2) \quad (2.87)$$

Angkur yang dipasang pada suatu base plate direncanakan untuk memikul kombinasi beban geser dan tarik, dan syarat sebagai berikut;

$$V_{ub} \leq \phi \cdot F_v \cdot A_b \quad (2.88)$$

$$T_{ub} \leq \phi \cdot F_t \cdot A_b \quad (2.89)$$

Untuk angkur tipe A307 :

$$F_t = 407 - 1,9 f_v < 310 \quad (2.90)$$

$$F_v = 166 \text{ Mpa}$$

Untuk angkur tipe A325 :

$$F_t = 807 - 1,5 f_v < 621 \quad (2.91)$$

$$F_v = 414 \text{ MPa}$$

Keterangan :

V_{ub} : gaya geser terfaktor pada angkur (N).

T_{ub} : gaya tarik terfaktor pada angkur (N).

ϕ : faktor tahanan pada angkur = (0,75).

F_v : kuat geser nominal angkur (*Mpa*).

A_b : luas penampang angkur (mm^2).

F_t : kuat tarik nominal angkur (*Mpa*).

f_v : tegangan geser yang terjadi pada angkur = $\frac{V_{ub}}{A_b}$

n : jumlah angkur.

Perhitungan tebal pelat dasar :

$$t_{\text{perlu}} \geq 1,49 \cdot c \cdot \sqrt{\frac{P_u}{B \cdot N \cdot f_y}} \quad (2.92)$$

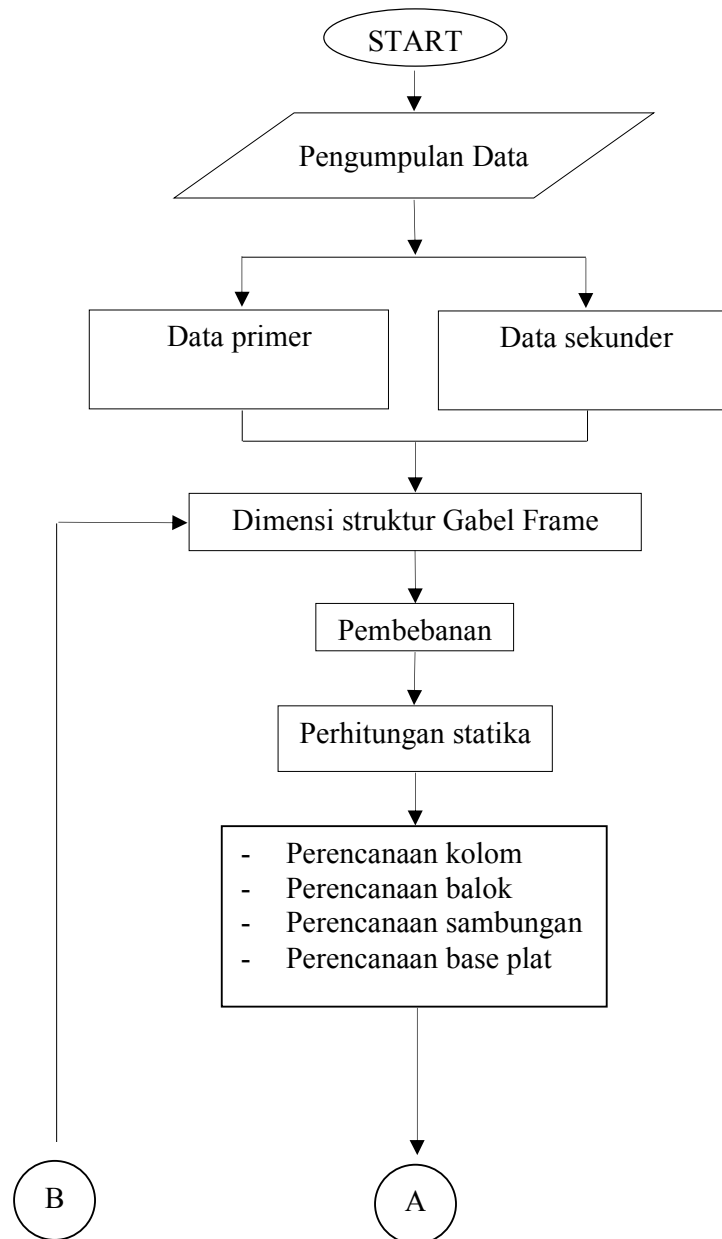
(Sumber; *Perencanaan Struktur Baja Metode LRFD edisi II, Agus Setiawan,*

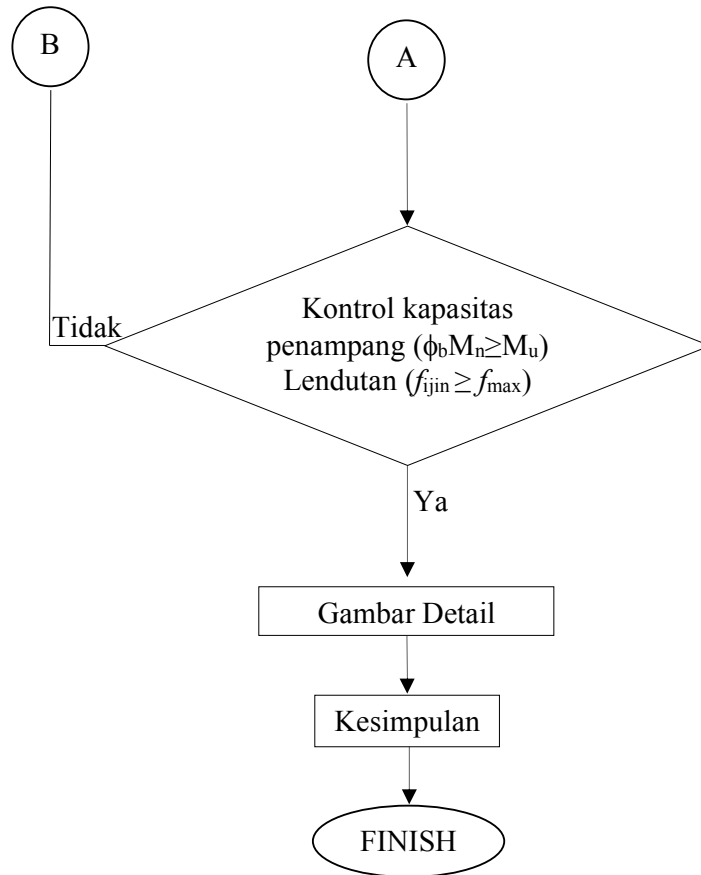
13.18–13.21)

BAB III
METODELOGI

3.1. Bagan Alir Analisis

Bagan alir analisa perencanaan struktur Gebel frame





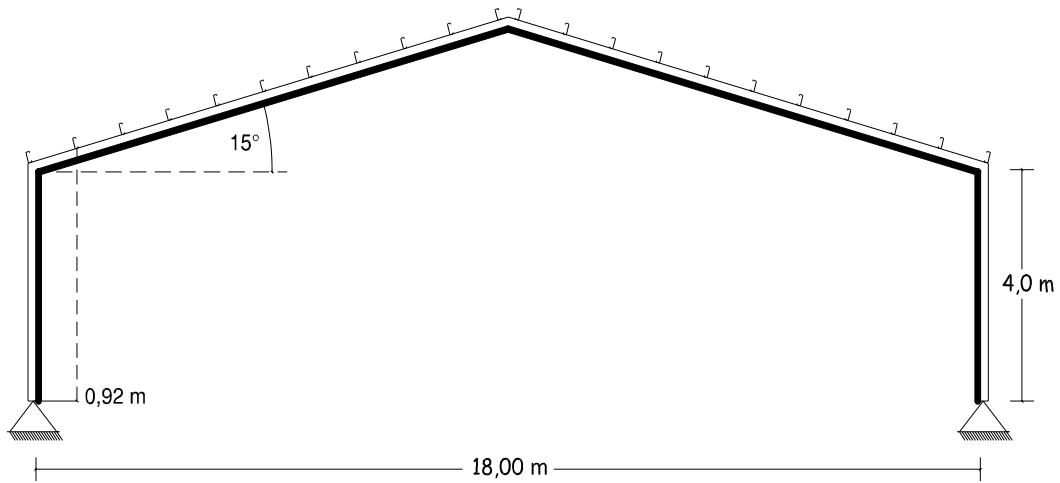
BAB IV

PERENCANAAN BALOK DAN KOLOM WF (*WIDE FLANGE*)

4.1. Data Perencanaan

Bentang Kuda-Kuda	:	18.00 meter
Jenis Atap	:	Zincalum
Berat Atap	:	4.00 kg/m ²
Jarak antar kuda-kuda	:	6 meter
Jumlah Medan	:	5 medan
Profil Kolom direncanakan	:	<i>Wide Flange (WF) : 300 . 150 . 7 . 9</i>
Profil Balok direncanakan	:	<i>Wide Flange (WF) : 300 . 150 . 7 . 9</i>
Profil Gording direncanakan	:	C : 150 . 50 . 20 . 2,3
Tinggi Kolom	:	4 meter
Kemiringan atap	:	15 °
Jenis Bangunan	:	Sekolah
Mutu Baja BJ 37	:	240 MPa

4.2. Panjang Balok Kuda-kuda



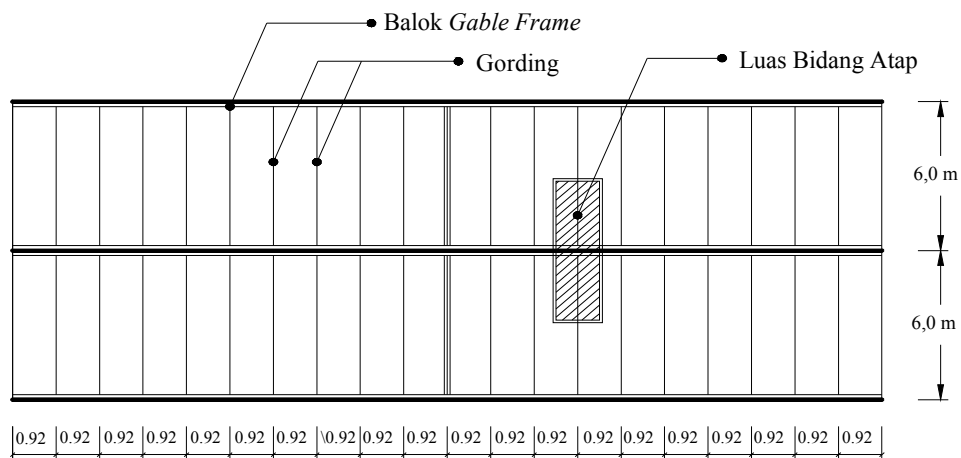
Gambar 4.1. Struktur Portal *Gable Frame*

Panjang balok kuda-kuda :

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok} &= \frac{9,0}{\cos 15^\circ} \\ &= 9,217 \text{ m} \end{aligned}$$

Jarak antar gording :

$$\begin{aligned} l &= \frac{9,217}{10} \\ &= 0,922 \text{ m} \longrightarrow 0,922 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 4.2. Denah Atap kuda-kuda

4.3. Pembebanan Metode Load and Resistance Factor Design (LRFD)

4.3.1. Beban Mati (*D*)

Beban gording Tepi

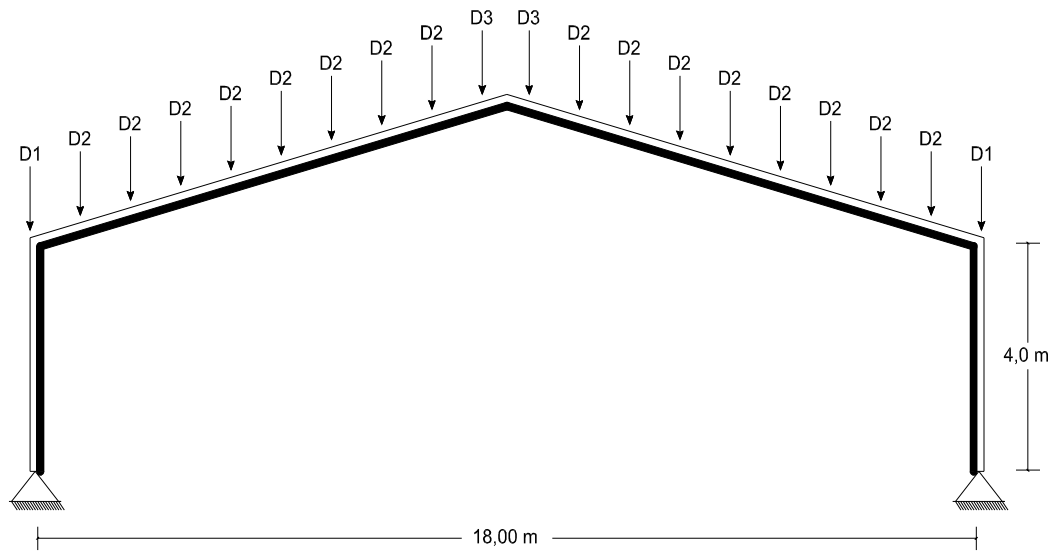
Beban atap	:	berat penutup atap x luas bidang atap		
	:	$4.0 \times (1/2 \times 0.9) \times 6.00$	=	11.064 kg
Berat gording	:	4.0×6.00	=	24.000 kg +
			D	= 35.064 kg
Beban alat penyambung 10% D				= 3.506 kg +
Total beban mati			D1	= 38.570 kg

Beban gording tengah

Beban atap	:	berat penutup atap x luas bidang atap		
	:	$4 \times 0.92 \times 6.00$	=	22.128 kg
Berat gording	:	4.0×6.00	=	24.000 kg +
			D	= 46.128 kg
Beban alat penyambung 10% D				= 4.613 kg +
Total beban mati			D2	= 50.741 kg

Beban gording puncak

Beban atap	:	berat penutup atap x luas bidang atap		
	:	$4 \times (1/2 \times 0.9) \times 6.00$	=	11.064 kg
Berat gording	:	4.0×6.00	=	24.000 kg +
			D	= 35.064 kg
Beban alat penyambung 10% D				= 3.506 kg +
Total beban mati			D3	= 38.570 kg



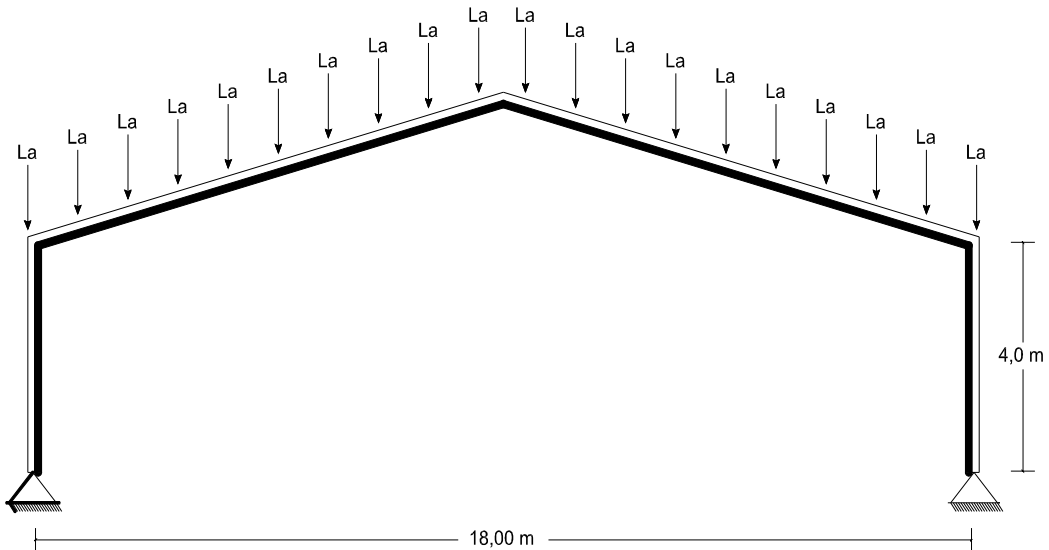
Gambar 4.3. Skema Pembebanan untuk beban mati

4.3.2. Beban Hidup (L_a)

Menurut Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983, hal 13.

Beban terpusat berasal dari seorang pekerja dengan peralatan.

Beban (L_a) : 100.00 kg



Gambar 4.4. Skema Pembebanan untuk beban Hidup

4.3.3. Beban Angin (W)

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang di tinjau. Besarnya tekanan positif dan tekanan negatif dinyatakan dalam kg/m^2 .

(Diambil dari Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983; hal, 23)

Tekanan angin minimum diambil sebesar 25 kg/m^2 .

Untuk atap segitiga dengan sudut kemiringan α : $\alpha < 65^\circ$: $(0,02 \cdot \alpha - 0,4)$

$$\text{Angin hisap} = \text{Koefisien angin hisap} \times \text{tekanan angin}$$

$$= (0,02 \cdot \alpha - 0,4) \times 25$$

$$= -2,50 \text{ kg/m}^2$$

$$W1 = -2,5 \cdot (1/2 \times 0,9) \times 6,00$$

$$= -6,915 \text{ kg}$$

$$W2 = -2,5 \cdot 0,92 \times 6,00$$

$$= -13,830 \text{ kg}$$

$$W3 = -2,5 \cdot (1/2 \times 0,9) \times 6,00$$

$$= -6,915 \text{ kg}$$

Koefisien untuk angin hisap α : $(-0,4)$

$$\text{Angin hisap} = \text{Koefisien angin hisap} \times \text{tekanan angin}$$

$$= -0,4 \times 25$$

$$= -10,00 \text{ kg/m}^2$$

$$W1 = -10,00 \times (1/2 \times 1) \times 6,00$$

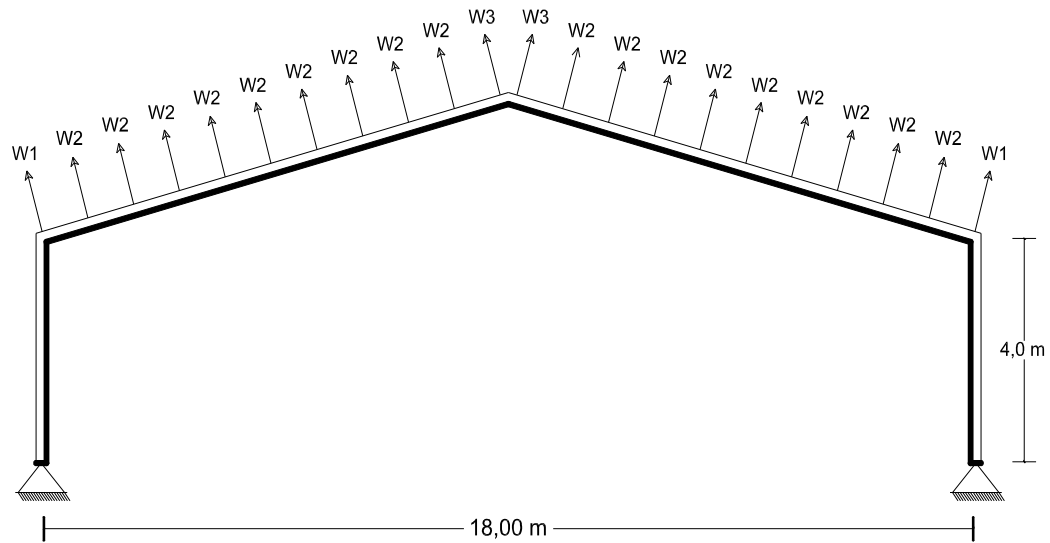
$$= -27,660 \text{ kg}$$

$$W2 = -10,00 \times 0,92 \times 6,00$$

$$= -55,320 \text{ kg}$$

$$W3 = -10,00 \times (1/2 \times 1) \times 6,00$$

$$= -27,660 \text{ kg}$$



Gambar 4.5. Skema Pembebanan Akibat Angin

4.3.4. Beban Air Hujan (R)

Menurut Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983, hal 13-14.

Beban terbagi merata per m^2 yang diakibatkan air hujan sebesar $(40 - (0,8 \times \alpha)) \text{ kg/m}^2$

Diambil tidak melebihi sebesar : 20.0 kg/m^2

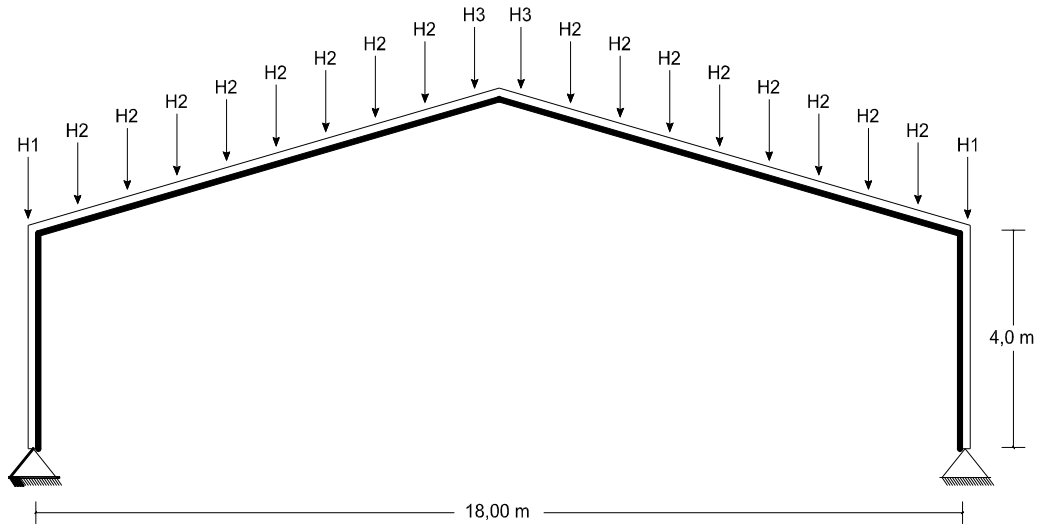
$$\begin{aligned}
 H &= 40 - (0,8 \times \alpha) \\
 &= 40 - (0.8 \times 15^\circ) \\
 &= 28.00 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Dimana diambil nilai R : 20.0 kg/m^2

$$\begin{aligned}
 H1 &= 20 \cdot (1/2 \times 0.9) \times 6.00 \\
 &= 55.320 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H2 &= 20 \cdot 0.92 \times 6.00 \\
 &= 110.640 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

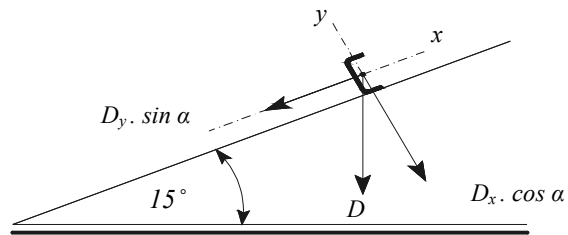
$$\begin{aligned}
 H3 &= 20 \cdot (1/2 \times 0.9) \times 6.00 \\
 &= 55.320 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.6. Skema Pembebanan Akibat Air Hujan

4.3.5. Penguraian Beban

1 . Beban mati (D)

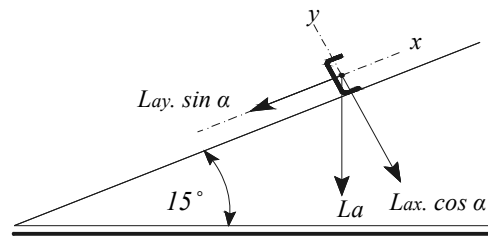


Gambar 4.7. Skema Pembebanan Pada Gording akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 D_x &= D_2 \cdot \cos \alpha \\
 &= 50.741 \times \cos 15^\circ \\
 &= 49.012 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_y &= D_2 \cdot \sin \alpha \\
 &= 50.741 \times \sin 15^\circ \\
 &= 13.133 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

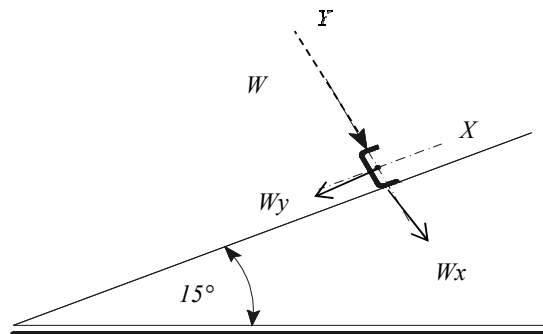
2 . Beban hidup (La)



Gambar 4.8. Skema Pembebanan Pada Gording akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 L_{ax} &= L_a \cdot \cos \alpha & L_{ay} &= L_a \cdot \sin \alpha \\
 &= 100 \cdot \cos 15^\circ & &= 100 \cdot \sin 15^\circ \\
 &= 96.593 \text{ kg.m} & &= 25.882 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

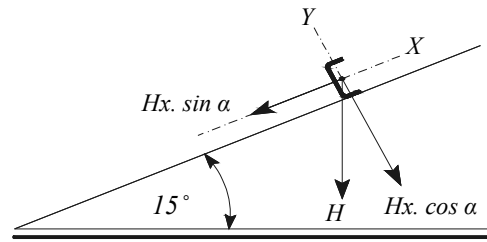
3 . Beban Angin (W)



Gambar 4.9. Skema Pembebanan Pada Gording untuk beban angin

Untuk angin tekan		Untuk angin hisap	
$W_x = -13.830$	kg	$W_x = -55.320$	kg
$W_y = 0.000$	kg	$W_y = 0.000$	kg

3 . Beban Hujan (H)



Gambar 4.10. Skema Pembebanan Pada Gording akibat beban air hujan

$$\begin{aligned} H_x &= H_2 \cdot \cos \alpha & H_y &= H_2 \cdot \sin \alpha \\ &= 110,6 \cdot \cos 15^\circ & &= 111 \cdot \sin 15^\circ \\ &= 106,870 \text{ kg.m} & &= 28,636 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

4.3.6. Kombinasi Pembebanan

Adapun spesifikasi kombinasi pembebanan (SNI 03-1729-2002):

- 1) 1,4 D
- 2) 1,2 D + 0,5 (La atau H)
- 3) 1,2 D + 1,6 (La atau H) + (0,8 W)
- 4) 1,2 D + 1,3 W + 0,5 (La atau H)
- 5) 1,2 D
- 6) 0,9 D ± (1,3 W)

Dimana :

D = Beban Mati (beban gaya berat dari elemen-elemen struktural)

La = Beban Hidup (Beban yang dapat bergerak)

W = Beban angin

E = Beban gempa (*ditentukan menurut : SNI 03-1726-2002*)

H = Beban air hujan atau Beban es

Tabel 4.1. Pembebanan

Type	D	La	H	W	
Arah	(kg)	(kg)	(kg)	Tekan	Hisap
x	49.012	96.593	106.870	-13.830	-55.320
y	13.133	25.882	28.636	0.000	0.000

Tabel 4.2. kombinasi Pembebanan

Kombinasi Beban	(kg)
1) 1,4 D	
<i>Arah x</i> : 1.4 x 49.012	= 68.617
<i>Arah y</i> : 1.4 x 13.133	= 18.386
2) 1,2 D + 0,5 (La atau H)	
<i>Arah x</i> : 1.2 x 49.012 + 0.5 x 106.870	= 112.249
<i>Arah y</i> : 1.2 x 13.133 + 0.5 x 28.636	= 30.077
3) 1,2 D + 1,6 (La atau H) + (0,8 W)	
<i>Arah x</i> : 1.2 x 49.012 + 1.6 x 106.870 + 0.8 x 41.490	= 262.998
<i>Arah y</i> : 1.2 x 13.133 + 1.6 x 28.636 + 0.8 x 0.000	= 61.576
4) 1,2 D + 1,3 W + 0,5 (La atau H)	
<i>Arah x</i> : 1.2 x 49.012 + 1.3 x 41.490 + 0.5 x 106.870	= 166.186
<i>Arah y</i> : 1.2 x 13.133 + 1.3 x 0.000 + 0.5 x 28.636	= 30.077
5) 1,2 D	
<i>Arah x</i> : 1.2 x 49.012	= 58.814
<i>Arah y</i> : 1.2 x 13.133	= 15.759
6) 0,9 D ± (1,3 W)	
<i>Arah x</i> : 0.9 x 49.012 + 1.3 x 41.490	= 98.048
<i>Arah y</i> : 0.9 x 13.133 + 1.3 x 0.000	= 11.819

Diambil kombinasi pembebanan yang terbesar yaitu terjadi pada kombinasi 3.

$$Q_x = 262.998 \text{ kg}$$

$$Q_y = 61.576 \text{ kg}$$

Balok gording arah x simple beam, sedang arah y median

(Ir. A. P. Potma, Ir. J. E. De Vries ; *Konstruksi Baja*, hal : 119)

$$1. \quad 0.078 \qquad 5. \quad 0.044$$

$$2. \quad \mathbf{0.106}$$

Diambil momen yang terbesar = 0,106

$$3. \quad 0.034$$

$$4. \quad 0.077$$

$$L \text{ gording} = 600 \text{ cm}$$

$$M_u = 0,106 \cdot Q \cdot L$$

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 0.106 \times 262.998 \times 600 \\ &= 16,726.69 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 0.106 \times 61.576 \times 600 \\ &= 3,916.26 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Dicoba profil : C : 150 . 50 . 20 . 2,3

$$H = 150 \text{ mm}$$

$$A = 50 \text{ mm}$$

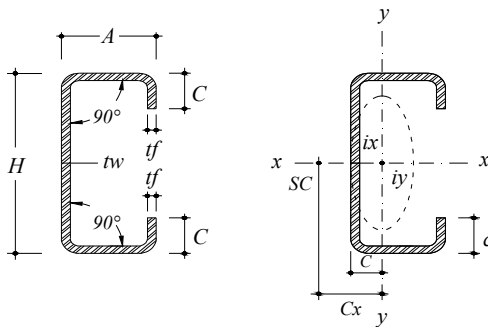
$$C = 20 \text{ mm}$$

$$t = 2.3 \text{ mm}$$

$$I_x = 210 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 22.0 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 5.77 \text{ cm}^2$$



Gambar 4.11. Profil Kanal

$$i_y = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 28.0 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 6.3 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 30.2 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 5.5 \text{ cm}^3$$

Kontrol Momen

$$\phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot M_p$$

$$Z_{x \text{ perlu}} = \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot f_y} = \frac{16,726.690}{0,9 \times 2400}$$

$$Z_{x \text{ perlu}} = 7.744 \text{ cm}^3 < Z_x = 30.190 \text{ cm}^3 \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} M_{nx} &= Z_x \cdot f_y \\ &= 30.190 \times 2400.0 \\ &= 72,456.00 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\phi_b \cdot M_{nx} > M_{ux}$$

$$65,210.40 \text{ kg.cm} > 16,726.69 \text{ kg.cm} \quad \text{OK}$$

$$Z_{y \text{ perlu}} = \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot f_y} = \frac{3,916.26}{0,9 \times 2400}$$

$$Z_{y \text{ perlu}} = 1.813 \text{ cm}^3 < Z_y = 5.540 \text{ cm}^3 \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= Z_y \cdot f_y \\ &= 5.540 \times 2400 \\ &= 13,296.00 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\phi_b \cdot M_{ny} > M_{uy}$$

$$11,966.40 \text{ kg.cm} > 3,916.26 \text{ kg.cm} \quad \text{OK}$$

Kontrol (Sumbu x dan sumbu y)

$$\frac{Mux}{\phi b. Mnx} + \frac{Muy}{\phi b. Mny} = \frac{16,726.69}{0.9 \cdot 72456.0} + \frac{3,916.259}{0.9 \cdot 13296.00} = 0.584 < 1 \quad \text{OK}$$

Tabel 4.3. Batas lendutan Maksimum

Komponen Struktur dengan beban tidak terfaktor	Baban Tetap	Baban Sementara
Balok pemikul dinding atau finishing yang getas	L/360	-
Balok biasa	L/240	-
Kolom dengan analisis ordo pertama saja	h/500	h/200
Kolom dengan analisis ordo kedua	h/300	h/200

(Sumber; SNI 03-1729-2002 : Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung, hal 15)

Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2.500 \text{ cm}$$

$$f_x = \frac{5 \cdot M_x \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 16,726.690 \times 600^2}{48 \times 2 \cdot 10^6 \times 210} = 1.493 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot M_y \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 3,916.259 \times 600^2}{48 \times 2 \cdot 10^6 \times 22.0} = 3.338 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{1.493^2 + 3.338^2} = 3.657 \text{ cm} > 2.500 \text{ cm} \dots\dots \text{NO}$$

Lendutan tidak aman maka perlu dipasang trekstang

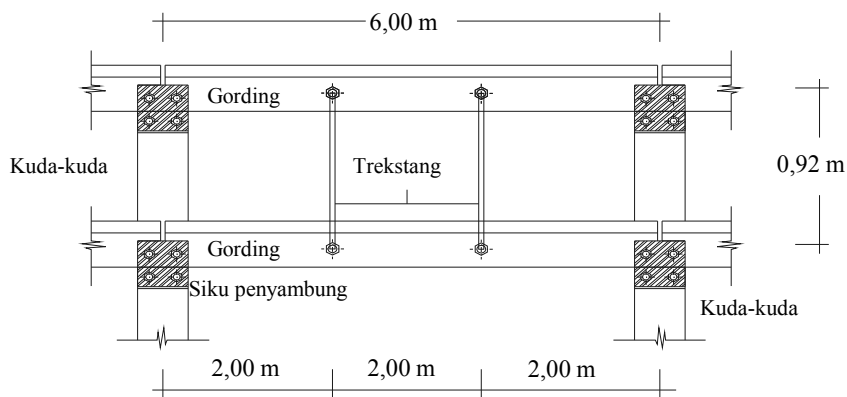
Pada arah sumbu lemah dipasang 2 buah trekstang pada bentang gording sehingga :

$$L_y = 1/3 \times \text{jarak kuda-kuda} = 1/3 \times 600 = 200 \text{ cm}$$

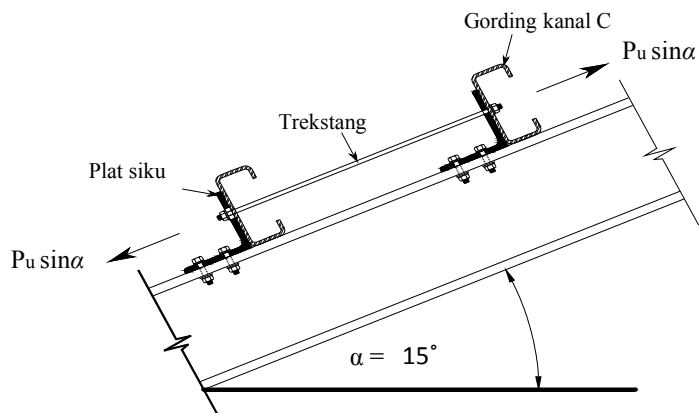
$$f_y = \frac{5 \cdot M_{uy} \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 3,916.259 \times 200^2}{48 \times 2 \cdot 10^6 \times 22.00} = 0.37 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \sqrt{1.493^2 + 0.371^2}$$

$$= 1.539 \text{ cm} < 2.50 \text{ cm} \quad \text{OK}$$



Gambar 4.12. jarak antar trekstang pada gording (L_y)



Gambar 4.13. Gaya tarik trekstang

Perhitungan Trekstang

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2 D_2 + 1,6 L_a \\ &= 1,2 \times 50.741 + 1,6 \times 100 \\ &= 220.889 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u \sin \alpha &= \frac{220.889}{\sin 15^\circ} \\ &= 853.449 \text{ kg} \\ &= 8534.494 \text{ N} \end{aligned}$$

$$P_u = \phi f_y \cdot A_g \quad \text{Untuk tegangan leleh } \phi = 0.9$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi f_y} = \frac{8,534.494}{0.9 \cdot 240} = 39.512 \text{ mm}^2$$

Untuk tegangan putus $\phi = 0.75$

$$P_u = \phi f_y \cdot 0,75 \cdot A_g$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi f_y \cdot 0,75} = \frac{8,534.494}{0,75 \cdot 240 \cdot 0,75} = 63.218 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 = 63.218 \text{ mm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{A_g}{1/4 \cdot \pi}}$$

$$= \sqrt{\frac{63.218}{1/4 \cdot \pi}}$$

$$= 8.972 \text{ mm}$$

Digunakan trekstang dengan $\phi = 10 \text{ mm}$

Tabel 4.4. Pembagian beban Kuda-kuda

Type	D	La	H	W _{Tekan}	W _{Hisap}
Beban	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Tepi	38.570	100	55.320	-6.915	-27.660
Tengah	50.741	100	110.640	-13.830	-55.320
Puncak	38.570	100	55.320	-6.915	-27.660

Tabel 4.5. kombinasi Pembebanan Kuda-kuda

Kombinasi Beban	(kg)
1) 1,4 D	
<i>Tepi</i> 1.4 x 38.570	= 53.999
<i>Tengah</i> 1.4 x 50.741	= 71.037
<i>Puncak</i> 1.4 x 38.570	= 53.999
2) 1,2 D + 0,5 (La atau H)	
<i>Tepi</i> 1.2 x 38.570 + 0.5 x 55.320	= 73.944
<i>Tengah</i> 1.2 x 50.741 + 0.5 x 110.640	= 116.209
<i>Puncak</i> 1.2 x 38.570 + 0.5 x 55.320	= 73.944
3) 1,2 D + 1,6 (La atau H) + (0,8 W)	
<i>Tepi</i> 1.2 x 38.570 + 1.6 x 55.320 + 0.8 x 20.745	= 151.392
<i>Tengah</i> 1.2 x 50.741 + 1.6 x 110.640 + 0.8 x 41.490	= 271.105
<i>Puncak</i> 1.2 x 38.570 + 1.6 x 55.320 + 0.8 x 20.745	= 151.392
4) 1,2 D + 1,3 W + 0,5 (La atau H)	
<i>Tepi</i> 1.2 x 38.570 + 1.3 x 20.745 + 0.5 x 55.320	= 100.913
<i>Tengah</i> 1.2 x 50.741 + 1.3 x 41.490 + 0.5 x 110.640	= 170.146
<i>Puncak</i> 1.2 x 38.570 + 1.3 x 20.745 + 0.5 x 55.320	= 100.913
5) 1,2 D	Tidak dihitung karena pasti lebh kecil
6) 0,9 D ± (1,3 W)	Tidak dihitung karena pasti lebh kecil

Diambil kombinasi pembebanan yang terbesar yaitu terjadi pada kombinasi 3.

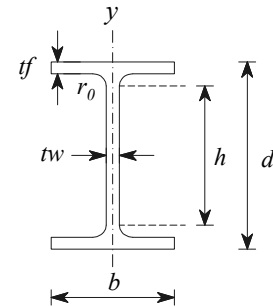
4.9. Desain Penampang Castella

Profil awal adalah *Dicoba Wide Flange (WF) : 200.150.7.9*

Profil baja menggunakan BJ 37.

$$f_y(\sigma) = 240 \text{ MPa}$$

$$M = 5669.40 \text{ kg.m}$$



Data profil :

$$d = 200 \text{ mm}$$

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$t_f = 9 \text{ mm}$$

$$r_0 = 13 \text{ mm}$$

$$h = d - 2.(t_f + r_0)$$

$$= 156 \text{ mm}$$

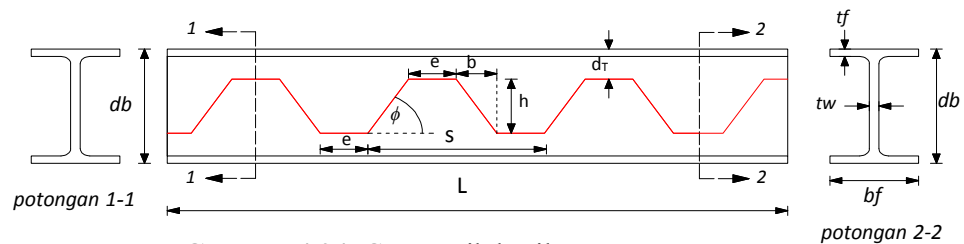
$$r_x = 83.0 \text{ mm}$$

$$r_y = 36.1 \text{ mm}$$

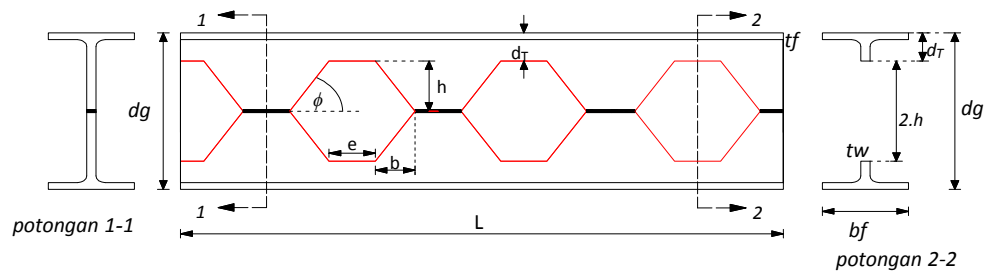
$$A_g = 3901.0 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 26,900,000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 5,070,000 \text{ mm}^4$$



Gambar 4.24. Geometrik hasil potongan



Gambar 4.25. Pola penyusunan balok Castella segi enam

(Sumber; *Design of Welded Structures*; Omer W. Blodgett ; 4.7-2)

Tinggi balok castella (Deign of Welded Structures: hal 4.7-15)

Modulus penampang balok castella yang diperlukan

$$S_g = \frac{M}{\sigma} = \frac{566940}{2400} = 236.225 \text{ cm}^3 \quad (\text{ref: 2.5})$$

K_1 , merupakan perbandingan tinggi balok castella dengan balok aslinya.

$$K_1 = \frac{d_g}{d_b} \text{ di asumsikan besarnya } K_1 = 1.5 \quad (\text{ref: 2.6})$$

Tinggi pemotongan zig-zag (h) balok castella

$$\begin{aligned} h &= d_b (K_1 - 1) \\ &= 200 (1,5 - 1) \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned} \quad (\text{ref: 2.7})$$

Perkiraan tinggi penampang T yang diperlukan

(ref: 2.8)

$$d_T \geq \frac{V}{2 \cdot t_w \cdot \sigma} = \frac{21,721.040}{2.0 \cdot 7.0 \cdot 0,4 \cdot 240} = 16.161 \text{ mm}$$

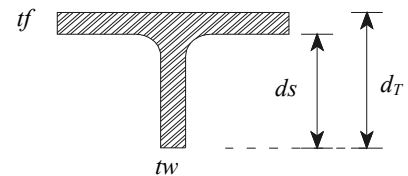
$$\begin{aligned} h &= d_b - 2 \cdot d_T \\ &= 200 - 2 \cdot 16.161 \\ &= 167.677 \text{ mm} \geq 16.161 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned} \quad (\text{ref: 2.9})$$

Tinggi balok castella

$$\begin{aligned} d_g &= d_b + h \\ &= 200 + 100 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned} \quad (\text{ref: 2.10})$$

Tinggi penampang T castella

$$\begin{aligned} d_T &= (d_g/2) - h \\ &= (300/2) - 100 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$



Tinggi web penampang T castella

$$\begin{aligned}
 d_s &= d_T - t_f && \text{(ref: 2.12)} \\
 &= 50 - 9 \\
 &= 41 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tegangan lentur tekan yang diijinkan pada plat badan castella

$$\bar{\sigma} = \left(1 - \frac{10.434}{C_c^2} \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot f_y \quad \text{(ref: 2.13)}$$

dimana :

$$\begin{aligned}
 C_c &= \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{f_y}} && \text{(ref: 2.14)} \\
 &= \sqrt{\frac{2 \cdot 3,14^2 \cdot 2,0 \times 10^6}{2400}} \\
 &= 128.255 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\sigma} &= \left(1 - \frac{10.434}{16449.34} \left(\frac{10}{0.7} \right)^2 \right) \cdot 0.6 \cdot 2400 \\
 &= 1253.590 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Besarnya tegangan lentur yang terjadi harus dalam batas yang diijinkan.

Tegangang geser pada bagian web yang berlubang ditentukan dengan rumus.

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-13)

$$\begin{aligned}
 \phi &= 60^\circ & \theta &= 30^\circ \\
 \sigma_v &= \frac{4 \cdot ((\pi \cdot \theta)/180^\circ)^2 \cdot \bar{\sigma}}{3 \cdot \text{tg } \theta} \leq 0.4 \cdot 2400 && \text{(ref: 2.15a)} \\
 &= \frac{1.097 \times 1253.590}{1.732} \leq 960 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 793.692 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Untuk tegangan maksimum

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= 1.16 \frac{95\% \cdot V}{t_w \cdot d_g} && (\text{ref: 2.15b}) \\ &= 1.16 \frac{2063.499}{0.7 \cdot 30} \\ &= 113.984 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Rasio tegangan geser maksimum pada potongan badan solid castella.

$$K_2 = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_v} = \frac{e}{s} = \frac{113.984}{793.692} = 0.144 \quad (\text{ref: 2.16})$$

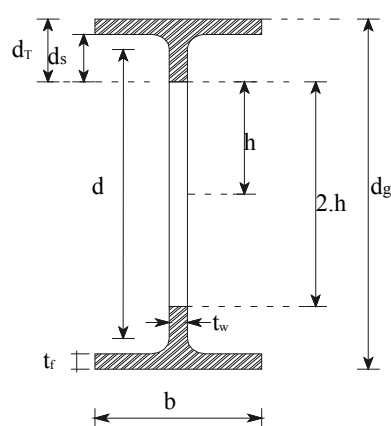
$$e \geq \frac{2 \cdot h \cdot \text{tg } \theta}{(1/K_2) - 2} \quad (\text{ref: 2.17})$$

$$e \geq \frac{2 \cdot 5.77}{(1/0.144) - 2} = 2.327 \text{ cm}$$

diambil e sebesar = 5 cm

Perluasan penampang T dari balok castella

(*Deign of Welded Structures: hal 4.7-17*)



$$\begin{aligned}A_T &= A_f + A_s && (\text{ref: 2.18}) \\ &= b \cdot t_f + d_s \cdot t_w \\ &= 15 \cdot 0.9 + 4.1 \cdot 0.7 \\ &= 13.5 + 2.87 \\ &= 16.37 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Modulus Kelembaman penampang T castella

$$\begin{aligned}W_T &= A_f (d_s + (t_f/2)) + A_s (d_s/2) && \text{(ref: 2.21)} \\&= 13.5 (4,1 + (0,9/2)) + 2,87 (4,1/2) \\&= 13.5 \times 4.55 + 5.884 \\&= 67.309 \quad \text{cm}^3\end{aligned}$$

Momen inersia penampang T castella

$$\begin{aligned}I_T &= A_f (d_s^2 + d_s \cdot t_f + (t_f^2/3)) + A_s (d_s^2/3) && \text{(ref: 2.22)} \\&= 13,5 (4,1^2 + 4,1 \cdot 0,9 + (0,9^2/3)) + 2,87 (4,1^2/3) \\&= 13.5 \times 20.770 + 16.082 \\&= 497.496 \quad \text{cm}^4\end{aligned}$$

Jarak titik berat penampang T dari ujung tangkai penampang T

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$C_s = \frac{W_T}{A_T} = \frac{67.309}{16.370} = 4.112 \quad \text{cm} \quad \text{(ref: 2.23)}$$

Momen Inersia tangkai penampang T castella

$$\begin{aligned}I_t &= I_T - C_s \cdot W_T && \text{(ref: 2.24)} \\&= 497.496 - (4.112 \times 67.309) \\&= 220.744 \quad \text{cm}^4\end{aligned}$$

Modulus tahanan tangkai penampang T

$$S_s = \frac{I_t}{C_s} = \frac{220.744}{4.112} = 53.687 \quad \text{cm}^3 \quad \text{(ref: 2.25)}$$

Jarak antara titik berat penampang T atas dan bawah

$$\begin{aligned}d &= 2 \cdot (h + C_s) && \text{(ref: 2.26)} \\&= 2 \cdot 10 + 4.112 \\&= 28.223 \quad \text{cm}\end{aligned}$$

Momen Inersia penampang castella (Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$\begin{aligned}
 I_g &= 2 \cdot I_t + ((A_T \cdot d^2) / 2) && \text{(ref: 2.27)} \\
 &= 2 \cdot 220.744 + ((16.37 \cdot 28.22^2) / 2) \\
 &= 6,961 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Modulus tahanan penampang castella

$$\begin{aligned}
 S_g &= \frac{2 \cdot I_g}{d_g} && \text{(ref: 2.28)} \\
 &= \frac{2 \cdot 6,961}{30} \\
 &= 464.1 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

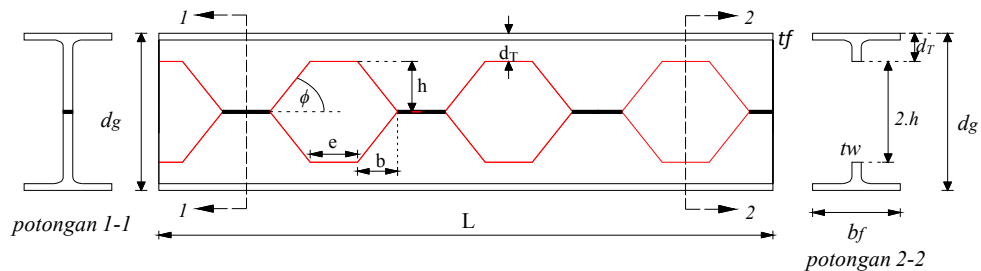
Jarak interval lubang segi enam penampang castella

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$\begin{aligned}
 s &= 2 \cdot (e + h \cdot \text{tg } \theta) && \text{(ref: 2.29)} \\
 &= 2 \cdot (5 + 17) \\
 &= 44.6 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Hasil peninggian penampang profil WF menjadi penampang castella

$$\begin{aligned}
 d_g &= 300 \text{ mm} && e &= 50 \text{ mm} \\
 d_T &= 50 \text{ mm} && b &= 57.7 \text{ mm} \\
 h &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.26. Penampang Castella segi enam

(Sumber; Design of Welded Structures; Omer W. Blodgett ; 4.7-2)

Tegangan lentur sekunder yang diijinkan penampang castella

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-18)

$$\begin{aligned}\sigma &= \left(1 - \frac{2.609}{C_c^2} \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot f_y \\ \sigma &= \left(1 - \frac{2.609}{16449.34} \left(\frac{10}{0.7} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot 2400 \\ &= 1,393.39 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Kontrol tegangan lentur sekunder

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$\begin{aligned}\sigma_T &= \frac{V \cdot e}{4 \cdot S_s} \\ &= \frac{2063.50 \cdot 5}{4 \cdot 53.687} \\ &= 48.04 \text{ kg/cm}^2 \leq 1393.39 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

Tegangan lentur primer ditengah bentang penampang castella

Tegangan tarik dan desak

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{F}{A_T} = \frac{M}{d \cdot A_T} \\ &= \frac{566,940}{28.223 \times 16.370} \\ &= 1227.10 \text{ kg/cm}^2 \leq 1393.39 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

Kontrol tegangan total

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{total}} &= 48.045 + 1227.098 \leq 1393.39 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 1275.14 \text{ kg/cm}^2 \leq 1393.39 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

tegangan lentur sekunder pada bagian plat badan profil T karena geser (I_g) vertikal (V), ditambah tegangan lentur utama pada profil T karena terkena momem (M).

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M \cdot h}{I_g} + \frac{V \cdot e}{4 \cdot S_s} \\ &= \frac{566,940 \times 10}{6,961} + 48.04 \\ &= 862.46 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$862.458 \text{ kg/cm}^2 \leq 1393.39 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

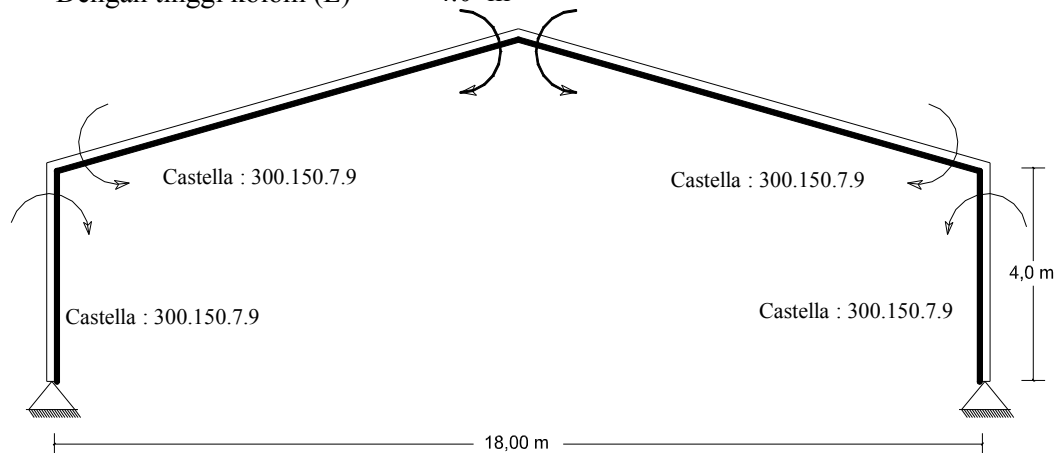
4.10. Perhitungan Balok kolom Castella

Perhitungan Kolom

Didapat nilai gaya aksial tekan terfaktor (N_u) dengan menggunakan program bantu

Staad Pro 2007 V8i Bentley sebesar $N_u = 2789.002 \text{ kg}$, $M_u = 5669.400 \text{ kg.m}$

Dengan tinggi kolom (L) = 4.0 m



Gambar 4.27. Portal Gable frame dengan Castella

Profil baja menggunakan BJ 37.

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

Data profil :

$$d = 300 \text{ mm}$$

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

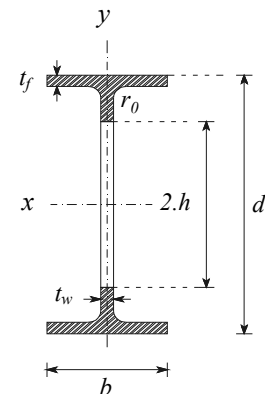
$$t_f = 9 \text{ mm}$$

$$r_0 = 13 \text{ mm}$$

$$h = d - 2.(t_f + r_0) = 256 \text{ mm}$$

$$r_x = 124 \text{ mm}$$

$$r_y = 32.9 \text{ mm}$$



$$A_g = 4674.0 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 69,613,323 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 5,080,000 \text{ mm}^4$$

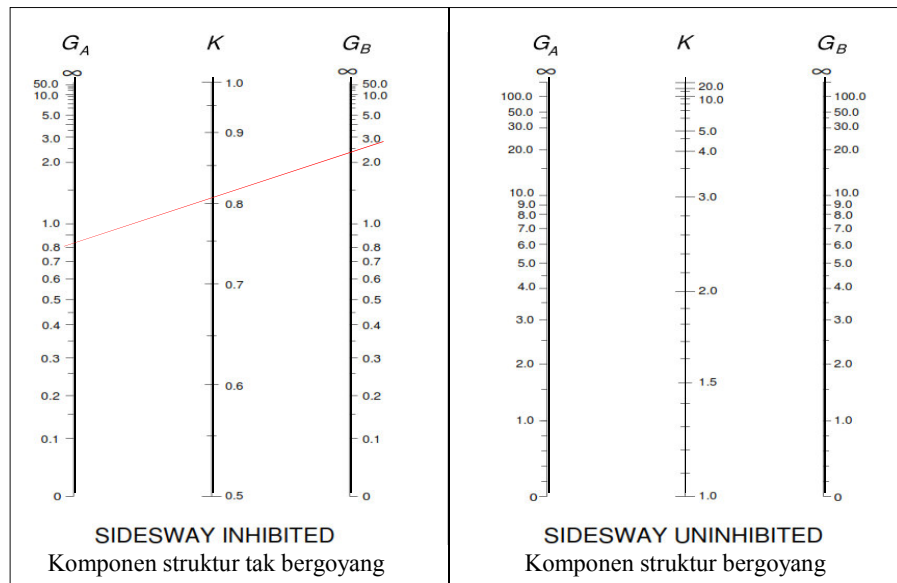
4.10.1. Perhitungan Dimensi Kolom-Balok Castella

Faktor panjang efektif k_x , ditentukan dengan menggunakan faktor G .

Kondisi tumpuan jepit-sendi

$$G_A = 0.8$$

$$G_B = \frac{\Sigma (I/L) \text{ kolom}}{\Sigma (I/L) \text{ balok}} = \frac{34806.66}{14020.8} = 2.483 \quad (\text{ref: 2.52})$$



(Sumber; LRFD; Manual Of Steel Counstruction, second edition; Column Design 3-6)

Gambar 4.28. Monogram faktor panjang tekuk

Dari nomogram didapat nilai k faktor panjang tekuk

$$k = 0.81$$

Periksa kelangsingan penampang

$$\text{Flens } \frac{(b/2)}{t_f} = \frac{(150 / 2)}{9} = 8.333$$

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{240}} = 16.137$$

$$\lambda < \lambda_r$$

$$8.333 < 16.137 \quad \text{Penampang Kompak}$$

$$\text{Web} \quad \frac{h}{tw} = \frac{300}{7} = 42.857$$

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{240}} = 42.926$$

$$\lambda < \lambda_r$$

$$42.857 < 42.926 \quad \text{Penampang Kompak}$$

4.10.2. Aksi Tekan

Kelangsingan pada arah sumbu bahan.

$$\lambda_x = \frac{k \cdot L}{r_x} \quad ; \quad \lambda_y = \frac{k \cdot L}{r_y}$$

dimana : L = panjang komponen struktur tekan

k = faktor panjang tekuk

r_x, r_y = jari-jari girasi komponen struktur

(Sumber; Perencanaan Struktur Baja Metode LRFD edisi II, Agus Setiawan, hal: 61)

$$\lambda_y = \frac{k \cdot L}{r_y} = \frac{0.8 \times 4000}{32.90} = 98.480$$

(ref: 2.49)

$$\lambda_c = \frac{k \cdot L}{\pi \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{98.480}{3.14} \sqrt{\frac{240}{200000}} = 1.086$$

Besarnya ω ditentukan nilai λ_c .

$$\lambda_c < 0,25 \quad \text{maka} \quad \omega = 1 \quad (\text{ref: 2.51a})$$

$$0,25 < \lambda_c < 1,2 \quad \text{maka} \quad \omega = \frac{1.43}{2 - 0.7 \cdot \lambda_c} \quad (\text{ref: 2.51b})$$

$$\lambda_c > 1,2 \quad \text{maka} \quad \omega = 1,25 \lambda_c^2 \quad (\text{ref: 2.51c})$$

(Sumber; Perencanaan Struktur Baja Metode LRFD edisi II, Agus Setiawan, hal: 57)

$$\omega = \frac{1.43}{2 - 0.67 \cdot \lambda_c} = \frac{1.43}{2 - 0,67 \times 1.086} = 1.639$$

$$\begin{aligned} N_n &= A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \\ &= 4674.0 \times \frac{240}{1.639} = 68,438.888 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{N_u}{\phi_c \cdot N_n} = \frac{2,789.002}{0.9 \times 68,438.888} = 0.048 < 0.2 \quad (\text{ref: 2.55})$$

(Sumber; SNI 03-1729-2002. hal. 24 pasal. 7.4.3.3)

4.10.3. Aksi Lentur

Periksa penampang kompak atau tidak

$$\frac{(b/2)}{t_f} = \frac{(150 / 2)}{9} = 8.333$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10.973$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$8.333 < 10.973 \quad \text{Penampang Kompak}$$

$$\frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} = \frac{27,890.020}{0.9 \times 4674 \times 240.00} = 0.028 < 0.125$$

Berdasarkan tabel 7.5.1 SNI 03-1729-2002 memberikan batasan nilai λ_p dan λ_r ,

$$\text{untuk } \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_n} < 0,125, \quad \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{2,75 \cdot N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right)$$

$$\text{untuk } \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_n} > 0,125, \quad \lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left(2.33 - \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right)$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{240}} \left[1 - (2.75 \times 0.03) \right] = 100.205$$

$$\lambda = h/t_w = 256 / 7 = 36.571 < 100.205 \quad \text{Kompak}$$

kontrol tekuk torsi lateral.

$$L_p = \frac{790}{\sqrt{f_y}} \cdot r_y = \frac{790}{\sqrt{240}} \times 32.90 = 1,677.71 \text{ mm}$$

$$L_r = r_y \cdot \left(\frac{X_1}{f_y - f_r} \right) \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$J = 1/3 [2 (150) (9)^3] + [(300 - (2 \cdot 7)) (9)^3]$$

$$= 281,394 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned}
X_1 &= \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} \\
&= \frac{3.142}{464088.82} \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \cdot 8 \times 10^4 \cdot 281,394 \cdot 4674.0}{2}} \\
&= 21,958.139 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
X_2 &= 4 \cdot \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 \frac{C_w}{I_y} \\
C_w &= \frac{I_f \cdot h^2}{2} = \frac{(1/12 \times 9 \times 150^3) \times 256.0^2}{2} \\
&= 8.29.E+10 \text{ mm}^6
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
X_2 &= 4 \cdot \left(\frac{464088.82}{8 \times 10^4 \cdot 281.394} \right)^2 \frac{82,944,000,000.000}{5,080,000.000} \\
&= 2.776E-05
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L_r &= 32.9 \times \left(\frac{21958.14}{240 - 70} \right) \sqrt{1 + \sqrt{1 + 2,776 \times 10^{-5} (240 - 70)^2}} \\
&= 6,107.881 \text{ mm}
\end{aligned}$$

L_p (1.678 meter) < L (4 meter) < L_r (6.108 meter)

Maka M_n terletak diantara M_p dan M_r (untuk $C_b = 1$).

$$\begin{aligned}
Z_x &= b t_f (d - t_f) + 1/4 t_w (d - 2t_f)^2 \\
&= 150 \cdot 9 (300 - 9) + 1/4 \cdot 7 (300 - 2 \cdot 9)^2 \\
&= 532.017 \text{ cm}^3
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_p &= Z_x \cdot f_y \\
&= 532.02 \times 2400 \\
&= 1,276,840.800 \text{ kg.cm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_r &= S_x (f_y - f_r) \\
 &= 464.09 \times 2,400 - 700 \\
 &= 788,950.994 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \\
 &= 1 \left[788,950.994 + (1,276,840.8 - 788,950.994) \frac{6,108 - 4,0}{6,108 - 1,678} \right] \\
 &= 1,021,090 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_b \cdot M_{nx} &= 0.9 \times 1,021,090 \\
 &= 918,981 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

Perbesaran Momen (δ_b)

Untuk menghitung (δ_b) diperlukan rasio kelangsingan dari portal tak bergoyang.

$$\frac{k \cdot L}{r_x} = \frac{0.81 \cdot 4000}{124.0} = 26.129$$

$$\begin{aligned}
 C_m &= 0.6 - 0.4 (M_1/M_2) \\
 &= 0.6
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{el} &= \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{((k.L)/r)^2} = \frac{3.1 \times 200,000 \times 4,674}{26.13^2} \\
 &= 430,151.980 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$N_u = 2789.002 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \delta_b &= \frac{C_m}{1 - (N_u/N_{el})} = \frac{0.6}{1 - (2789.002/430,151.980)} \\
 &= 0.604 < 1.0
 \end{aligned}$$

Diambil (δ_b) sebesar 1,0

$$\begin{aligned}M_{ux} &= \delta_b \cdot M \\ &= 1.0 \cdot 5669.400 \\ &= 5669.40 \quad \text{kg.m} \\ &= 566940.0 \quad \text{kg.cm}\end{aligned}$$

$$\frac{N_u}{\phi \cdot N_n} \leq 0.2 \quad (\text{ref : 2.55})$$

$$\frac{N_u}{2\phi \cdot N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} \right) \leq 1 \quad (\text{ref : 2.56})$$

$$2 \cdot 0.048 + \left(\frac{566,940}{918,981} \right) \leq 1 = 0.713 \leq 1.0$$

Jadi profil Castela : 300.150.7.9 mencukupi untuk memikul beban sesuai dengan LRFD.

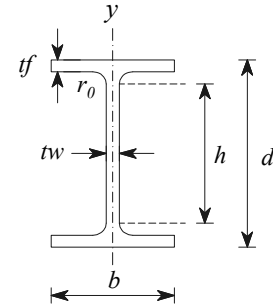
4.9. Desain Penampang Castella

Profil awal adalah *Dicoba Wide Flange (WF) : 100.100.6.8*

Profil baja menggunakan BJ 37.

$$f_y(\sigma) = 240 \text{ MPa}$$

$$M = 5669.40 \text{ kg.m}$$



Data profil :

$$d = 100 \text{ mm}$$

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$t_w = 6 \text{ mm}$$

$$t_f = 8 \text{ mm}$$

$$r_0 = 10 \text{ mm}$$

$$h = d - 2.(t_f + r_0)$$

$$= 64 \text{ mm}$$

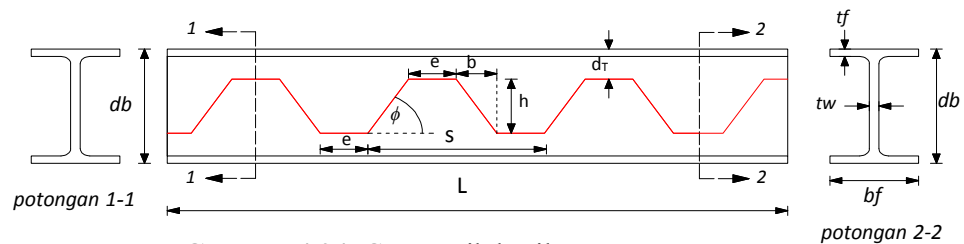
$$r_x = 41.8 \text{ mm}$$

$$r_y = 24.7 \text{ mm}$$

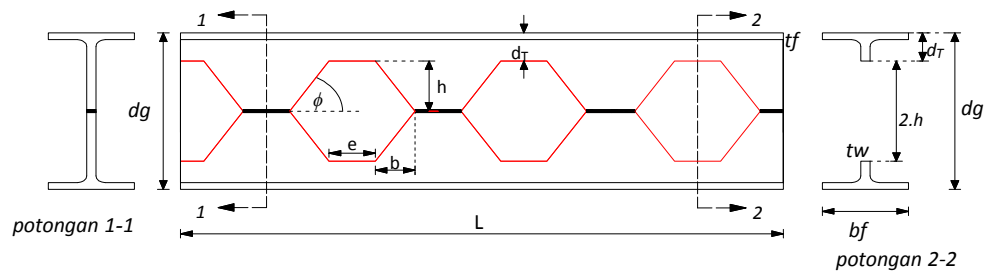
$$A_g = 2190 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 3,830,000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 1,340,000 \text{ mm}^4$$



Gambar 4.24. Geometrik hasil potongan



Gambar 4.25. Pola penyusunan balok Castella segi enam

(Sumber; *Design of Welded Structures*; Omer W. Blodgett ; 4.7-2)

Tinggi balok castella (Deign of Welded Structures: hal 4.7-15)

Modulus penampang balok castella yang diperlukan

$$S_g = \frac{M}{\sigma} = \frac{566940}{2400} = 236.225 \text{ cm}^3 \quad (\text{ref: 2.5})$$

K_1 , merupakan perbandingan tinggi balok castella dengan balok aslinya.

$$K_1 = \frac{d_g}{d_b} \text{ di asumsikan besarnya } K_1 = 1.5 \quad (\text{ref: 2.6})$$

Tinggi pemotongan zig-zag (h) balok castella

$$\begin{aligned} h &= d_b (K_1 - 1) \\ &= 100 (1,5 - 1) \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned} \quad (\text{ref: 2.7})$$

Perkiraan tinggi penampang T yang diperlukan

(ref: 2.8)

$$d_T \geq \frac{V}{2 \cdot t_w \cdot \sigma} = \frac{21,721.040}{2.0 \cdot 6.0 \cdot 0,4 \cdot 240} = 18.855 \text{ mm}$$

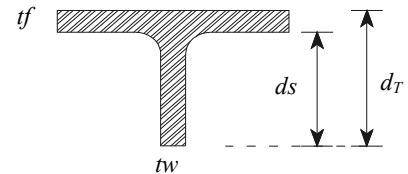
$$\begin{aligned} h &= d_b - 2 \cdot d_T \\ &= 100 - 2 \cdot 18.855 \\ &= 62.290 \text{ mm} \geq 18.855 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned} \quad (\text{ref: 2.9})$$

Tinggi balok castella

$$\begin{aligned} d_g &= d_b + h \\ &= 100 + 50 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned} \quad (\text{ref: 2.10})$$

Tinggi penampang T castella

$$\begin{aligned} d_T &= (d_g/2) - h \\ &= (150/2) - 50 \\ &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$



Tinggi web penampang T castella

$$\begin{aligned}d_s &= d_T - t_f && \text{(ref: 2.12)} \\ &= 25 - 8 \\ &= 17 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tegangan lentur tekan yang diijinkan pada plat badan castella

$$\bar{\sigma} = \left(1 - \frac{10.434}{C_c^2} \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot f_y \quad \text{(ref: 2.13)}$$

dimana :

$$\begin{aligned}C_c &= \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{f_y}} && \text{(ref: 2.14)} \\ &= \sqrt{\frac{2 \cdot 3,14^2 \cdot 2,0 \times 10^6}{2400}} \\ &= 128.255 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{\sigma} &= \left(1 - \frac{10.434}{16449.34} \left(\frac{5}{0.6} \right)^2 \right) \cdot 0.6 \cdot 2400 \\ &= 1376.569 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Besarnya tegangan lentur yang terjadi harus dalam batas yang diijinkan.

Tegangang geser pada bagian web yang berlubang ditentukan dengan rumus.

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-13)

$$\begin{aligned}\phi &= 60^\circ & \theta &= 30^\circ \\ \sigma_v &= \frac{4 \cdot ((\pi \cdot \theta)/180^\circ)^2 \cdot \bar{\sigma}}{3 \cdot \text{tg } \theta} \leq 0.4 \cdot 2400 && \text{(ref: 2.15a)} \\ &= \frac{1.097 \times 1376.569}{1.732} \leq 960 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 871.555 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Untuk tegangan maksimum

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= 1.16 \frac{95\% \cdot V}{t_w \cdot d_g} && (\text{ref: 2.15b}) \\ &= 1.16 \frac{2063.499}{0.6 \cdot 15} \\ &= 265.962 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Rasio tegangan geser maksimum pada potongan badan solid castella.

$$K_2 = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_v} = \frac{e}{s} = \frac{265.962}{871.555} = 0.305 \quad (\text{ref: 2.16})$$

$$e \geq \frac{2 \cdot h \cdot \text{tg } \theta}{(1/K_2) - 2} \quad (\text{ref: 2.17})$$

$$e \geq \frac{2 \cdot 2.89}{(1/0.305) - 2} = 4.521 \text{ cm}$$

diambil e sebesar = 5 cm

Perluasan penampang T dari balok castella

(*Deign of Welded Structures: hal 4.7-17*)

$$\begin{aligned}A_T &= A_f + A_s && (\text{ref: 2.18}) \\ &= b \cdot t_f + d_s \cdot t_w \\ &= 10 \cdot 0.8 + 1.7 \cdot 0.6 \\ &= 8.0 + 1.02 \\ &= 9.02 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Modulus Kelembaman penampang T castella

$$\begin{aligned}W_T &= A_f (d_s + (t_f/2)) + A_s (d_s/2) && \text{(ref: 2.21)} \\&= 13,5 (4,1 + (0,9/2)) + 2,87 (4,1/2) \\&= 8,0 \quad \times 2,10 + 0,867 \\&= 17,667 \quad \text{cm}^3\end{aligned}$$

Momen inersia penampang T castella

$$\begin{aligned}I_T &= A_f (d_s^2 + d_s \cdot t_f + (t_f^2/3)) + A_s (d_s^2/3) && \text{(ref: 2.22)} \\&= 13,5 (4,1^2 + 4,1 \cdot 0,9 + (0,9^2/3)) + 2,87 (4,1^2/3) \\&= 8 \quad \times 4,463 \quad + 0,983 \\&= 43,567 \quad \text{cm}^4\end{aligned}$$

Jarak titik berat penampang T dari ujung tangkai penampang T

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$C_s = \frac{W_T}{A_T} = \frac{17,667}{9,020} = 1,959 \quad \text{cm} \quad \text{(ref: 2.23)}$$

Momen Inersia tangkai penampang T castella

$$\begin{aligned}I_t &= I_T - C_s \cdot W_T && \text{(ref: 2.24)} \\&= 43,567 - (1,959 \times 17,667) \\&= 8,964 \quad \text{cm}^4\end{aligned}$$

Modulus tahanan tangkai penampang T

$$S_s = \frac{I_t}{C_s} = \frac{8,964}{1,959} = 4,577 \quad \text{cm}^3 \quad \text{(ref: 2.25)}$$

Jarak antara titik berat penampang T atas dan bawah

$$\begin{aligned}d &= 2 \cdot (h + C_s) && \text{(ref: 2.26)} \\&= 2 \cdot 5 + 1,959 \\&= 13,917 \quad \text{cm}\end{aligned}$$

Momen Inersia penampang castella (Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$\begin{aligned}
 I_g &= 2 \cdot I_t + ((A_T \cdot d^2) / 2) && \text{(ref: 2.27)} \\
 &= 2 \cdot 8.964 + ((9.02 \cdot 13.92^2) / 2) \\
 &= 891 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Modulus tahanan penampang castella

$$\begin{aligned}
 S_g &= \frac{2 \cdot I_g}{d_g} && \text{(ref: 2.28)} \\
 &= \frac{2 \cdot 891}{15} \\
 &= 118.9 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

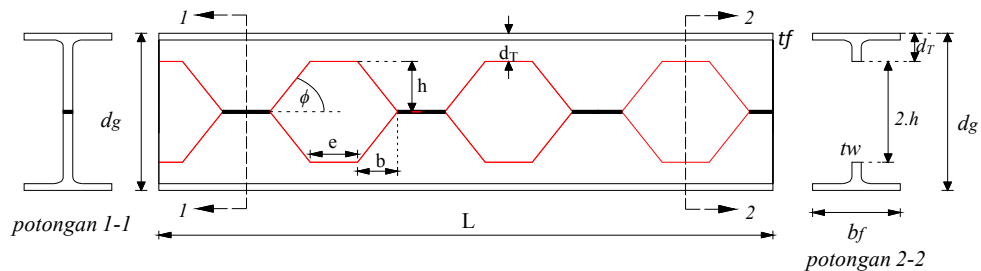
Jarak interval lubang segi enam penampang castella

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$\begin{aligned}
 s &= 2 \cdot (e + h \cdot \text{tg } \theta) && \text{(ref: 2.29)} \\
 &= 2 \cdot (5 + 9) \\
 &= 27.3 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Hasil peninggian penampang profil WF menjadi penampang castella

$$\begin{aligned}
 d_g &= 150 \text{ mm} && e &= 50 \text{ mm} \\
 d_T &= 25 \text{ mm} && b &= 28.9 \text{ mm} \\
 h &= 50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.26. Penampang Castella segi enam

(Sumber; Design of Welded Structures; Omer W. Blodgett ; 4.7-2)

Tegangan lentur sekunder yang diijinkan penampang castella

(*Deign of Welded Structures: hal 4.7-18*)

$$\begin{aligned}\sigma &= \left(1 - \frac{2.609}{C_c^2} \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot f_y \\ \sigma &= \left(1 - \frac{2.609}{16449.34} \left(\frac{5}{0.6} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot 2400 \\ &= 1,424.14 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Kontrol tegangan lentur sekunder

(*Deign of Welded Structures: hal 4.7-17*)

$$\begin{aligned}\sigma_T &= \frac{V \cdot e}{4 \cdot S_s} \\ &= \frac{2063.50 \cdot 5}{4 \cdot 4.577} \\ &= 563.59 \text{ kg/cm}^2 \leq 1424.14 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

Tegangan lentur primer ditengah bentang penampang castella

Tegangan tarik dan desak

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{F}{A_T} = \frac{M}{d \cdot A_T} \\ &= \frac{566,940}{13.917 \times 9.020} \\ &= 4516.23 \text{ kg/cm}^2 \leq 1424.14 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{NO}\end{aligned}$$

Kontrol tegangan total

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{total}} &= 563.59 + 4516.227 \leq 1424.14 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 5079.82 \text{ kg/cm}^2 \leq 1424.14 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{NO}\end{aligned}$$

tegangan lentur sekunder pada bagian plat badan profil T karena geser (I_g) vertikal (V), ditambah tegangan lentur utama pada profil T karena terkena momem (M).

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M \cdot h}{I_g} + \frac{V \cdot e}{4 \cdot S_s} \\ &= \frac{566,940 \times 5}{891} + 563.59 \\ &= 3743.38 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$3743.381 \text{ kg/cm}^2 \leq 1424.14 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{NO}$$

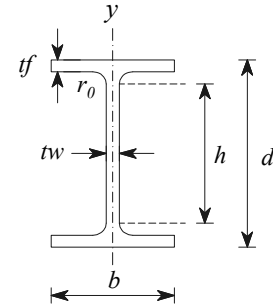
4.9. Desain Penampang Castella

Profil awal adalah *Dicoba Wide Flange (WF) : 150.150.7.10*

Profil baja menggunakan BJ 37.

$$f_y(\sigma) = 240 \text{ MPa}$$

$$M = 5669.40 \text{ kg.m}$$



Data profil :

$$d = 150 \text{ mm}$$

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$t_f = 10 \text{ mm}$$

$$r_0 = 11 \text{ mm}$$

$$h = d - 2.(t_f + r_0)$$

$$= 108 \text{ mm}$$

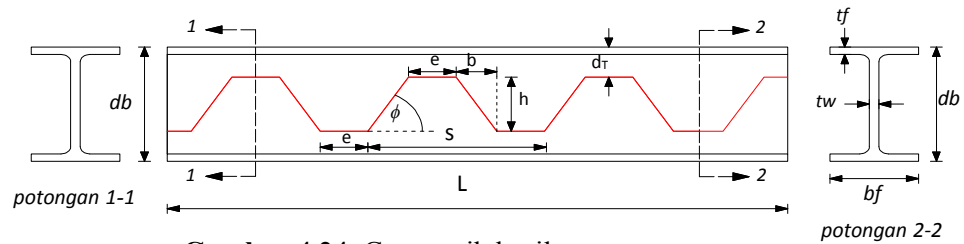
$$r_x = 63.9 \text{ mm}$$

$$r_y = 37.5 \text{ mm}$$

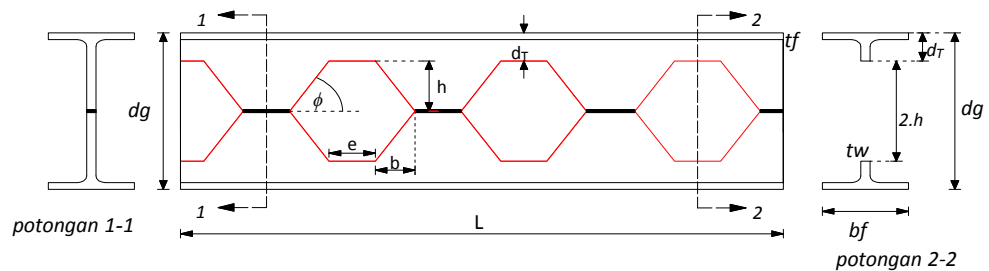
$$A_g = 4014 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 16,400,000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 5,630,000 \text{ mm}^4$$



Gambar 4.24. Geometrik hasil potongan



Gambar 4.25. Pola penyusunan balok Castella segi enam

(Sumber; *Design of Welded Structures*; Omer W. Blodgett ; 4.7-2)

Tinggi balok castella (Deign of Welded Structures: hal 4.7-15)

Modulus penampang balok castella yang diperlukan

$$S_g = \frac{M}{\sigma} = \frac{566940}{2400} = 236.225 \text{ cm}^3 \quad (\text{ref: 2.5})$$

K_1 , merupakan perbandingan tinggi balok castella dengan balok aslinya.

$$K_1 = \frac{d_g}{d_b} \text{ di asumsikan besarnya } K_1 = 1.5 \quad (\text{ref: 2.6})$$

Tinggi pemotongan zig-zag (h) balok castella

$$\begin{aligned} h &= d_b (K_1 - 1) \\ &= 150 (1,5 - 1) \\ &= 75 \text{ mm} \end{aligned} \quad (\text{ref: 2.7})$$

Perkiraan tinggi penampang T yang diperlukan

(ref: 2.8)

$$d_T \geq \frac{V}{2 \cdot t_w \cdot \sigma} = \frac{21,721.040}{2.0 \cdot 7.0 \cdot 0,4 \cdot 240} = 16.161 \text{ mm}$$

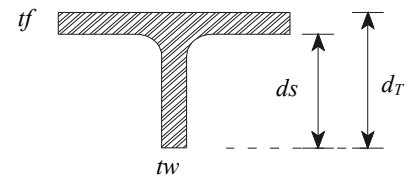
$$\begin{aligned} h &= d_b - 2 \cdot d_T \\ &= 150 - 2 \cdot 16.161 \\ &= 117.677 \text{ mm} \geq 16.161 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned} \quad (\text{ref: 2.9})$$

Tinggi balok castella

$$\begin{aligned} d_g &= d_b + h \\ &= 150 + 75 \\ &= 225 \text{ mm} \end{aligned} \quad (\text{ref: 2.10})$$

Tinggi penampang T castella

$$\begin{aligned} d_T &= (d_g/2) - h \\ &= (225/2) - 75 \\ &= 38 \text{ mm} \end{aligned}$$



Tinggi web penampang T castella

$$\begin{aligned}d_s &= d_T - t_f && \text{(ref: 2.12)} \\ &= 38 - 10 \\ &= 28 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tegangan lentur tekan yang diijinkan pada plat badan castella

$$\bar{\sigma} = \left(1 - \frac{10.434}{C_c^2} \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot f_y \quad \text{(ref: 2.13)}$$

dimana :

$$\begin{aligned}C_c &= \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{f_y}} && \text{(ref: 2.14)} \\ &= \sqrt{\frac{2 \cdot 3,14^2 \cdot 2,0 \times 10^6}{2400}} \\ &= 128.255 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{\sigma} &= \left(1 - \frac{10.434}{16449.34} \left(\frac{7.5}{0.7} \right)^2 \right) \cdot 0.6 \cdot 2400 \\ &= 1335.144 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Besarnya tegangan lentur yang terjadi harus dalam batas yang diijinkan.

Tegangang geser pada bagian web yang berlubang ditentukan dengan rumus.

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-13)

$$\begin{aligned}\phi &= 60^\circ & \theta &= 30^\circ \\ \sigma_v &= \frac{4 \cdot ((\pi \cdot \theta)/180^\circ)^2 \cdot \bar{\sigma}}{3 \cdot \text{tg } \theta} \leq 0.4 \cdot 2400 && \text{(ref: 2.15a)} \\ &= \frac{1.097 \times 1335.144}{1.732} \leq 960 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 845.327 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Untuk tegangan maksimum

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= 1.16 \frac{95\% \cdot V}{t_w \cdot d_g} && (\text{ref: 2.15b}) \\ &= 1.16 \frac{2063.499}{0.7 \cdot 23} \\ &= 151.978 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Rasio tegangan geser maksimum pada potongan badan solid castella.

$$K_2 = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_v} = \frac{e}{s} = \frac{151.978}{845.327} = 0.180 \quad (\text{ref: 2.16})$$

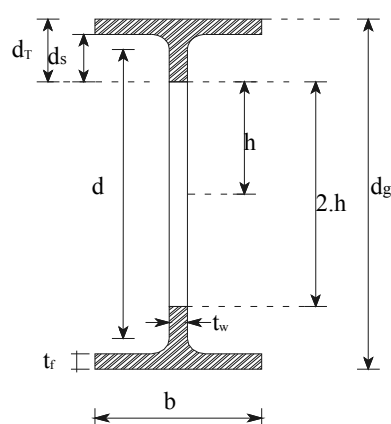
$$e \geq \frac{2 \cdot h \cdot \text{tg } \theta}{(1/K_2) - 2} \quad (\text{ref: 2.17})$$

$$e \geq \frac{2 \cdot 4.33}{(1/0.180) - 2} = 2.431 \text{ cm}$$

diambil e sebesar = 5 cm

Perluasan penampang T dari balok castella

(*Deign of Welded Structures: hal 4.7-17*)



$$\begin{aligned}A_T &= A_f + A_s && (\text{ref: 2.18}) \\ &= b \cdot t_f + d_s \cdot t_w \\ &= 15 \cdot 1 + 2.8 \cdot 0.7 \\ &= 15.0 + 1.93 \\ &= 16.93 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Modulus Kelembaman penampang T castella

$$\begin{aligned}W_T &= A_f(d_s + (t_f/2)) + A_s(d_s/2) && \text{(ref: 2.21)} \\&= 13,5(4,1 + (0,9/2)) + 2,87(4,1/2) \\&= 15,0 \times 3,25 + 2,647 \\&= 51,397 \quad \text{cm}^3\end{aligned}$$

Momen inersia penampang T castella

$$\begin{aligned}I_T &= A_f(d_s^2 + d_s \cdot t_f + (t_f^2/3)) + A_s(d_s^2/3) && \text{(ref: 2.22)} \\&= 13,5(4,1^2 + 4,1 \cdot 0,9 + (0,9^2/3)) + 2,87(4,1^2/3) \\&= 15 \times 10,646 + 4,853 \\&= 232,477 \quad \text{cm}^4\end{aligned}$$

Jarak titik berat penampang T dari ujung tangkai penampang T

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$C_s = \frac{W_T}{A_T} = \frac{51,397}{16,925} = 3,037 \quad \text{cm} \quad \text{(ref: 2.23)}$$

Momen Inersia tangkai penampang T castella

$$\begin{aligned}I_t &= I_T - C_s \cdot W_T && \text{(ref: 2.24)} \\&= 232,477 - (3,037 \times 51,397) \\&= 76,397 \quad \text{cm}^4\end{aligned}$$

Modulus tahanan tangkai penampang T

$$S_s = \frac{I_t}{C_s} = \frac{76,397}{3,037} = 25,158 \quad \text{cm}^3 \quad \text{(ref: 2.25)}$$

Jarak antara titik berat penampang T atas dan bawah

$$\begin{aligned}d &= 2 \cdot (h + C_s) && \text{(ref: 2.26)} \\&= 2 \cdot 8 + 3,037 \\&= 21,073 \quad \text{cm}\end{aligned}$$

Momen Inersia penampang castella (Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$\begin{aligned}
 I_g &= 2 \cdot I_t + ((A_T \cdot d^2) / 2) && \text{(ref: 2.27)} \\
 &= 2 \cdot 76.397 + ((16.93 \cdot 21.07^2) / 2) \\
 &= 3,911 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Modulus tahanan penampang castella

$$\begin{aligned}
 S_g &= \frac{2 \cdot I_g}{d_g} && \text{(ref: 2.28)} \\
 &= \frac{2 \cdot 3,911}{23} \\
 &= 347.6 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

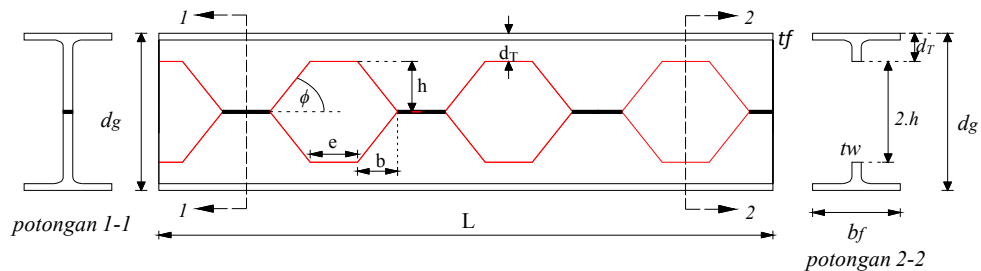
Jarak interval lubang segi enam penampang castella

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$\begin{aligned}
 s &= 2 \cdot (e + h \cdot \text{tg } \theta) && \text{(ref: 2.29)} \\
 &= 2 \cdot (5 + 13) \\
 &= 36.0 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Hasil peninggian penampang profil WF menjadi penampang castella

$$\begin{aligned}
 d_g &= 225 \text{ mm} && e &= 50 \text{ mm} \\
 d_T &= 38 \text{ mm} && b &= 43.3 \text{ mm} \\
 h &= 75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.26. Penampang Castella segi enam

(Sumber; Design of Welded Structures; Omer W. Blodgett ; 4.7-2)

Tegangan lentur sekunder yang diijinkan penampang castella

(*Deign of Welded Structures: hal 4.7-18*)

$$\begin{aligned}\sigma &= \left(1 - \frac{2.609}{C_c^2} \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot f_y \\ \sigma &= \left(1 - \frac{2.609}{16449.34} \left(\frac{8}{0.7} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot 2400 \\ &= 1,413.78 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Kontrol tegangan lentur sekunder

(*Deign of Welded Structures: hal 4.7-17*)

$$\begin{aligned}\sigma_T &= \frac{V \cdot e}{4 \cdot S_s} \\ &= \frac{2063.50 \cdot 5}{4 \cdot 25.158} \\ &= 102.53 \text{ kg/cm}^2 \leq 1413.78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

Tegangan lentur primer ditengah bentang penampang castella

Tegangan tarik dan desak

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{F}{A_T} = \frac{M}{d \cdot A_T} \\ &= \frac{566,940}{21.073 \times 16.925} \\ &= 1589.54 \text{ kg/cm}^2 \leq 1413.78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{NO}\end{aligned}$$

Kontrol tegangan total

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{total}} &= 102.53 + 1589.542 \leq 1413.78 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 1692.07 \text{ kg/cm}^2 \leq 1413.78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{NO}\end{aligned}$$

tegangan lentur sekunder pada bagian plat badan profil T karena geser (I_g) vertikal (V), ditambah tegangan lentur utama pada profil T karena terkena momem (M).

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M \cdot h}{I_g} + \frac{V \cdot e}{4 \cdot S_s} \\ &= \frac{566,940 \times 8}{3,911} + 102.53 \\ &= 1189.75 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

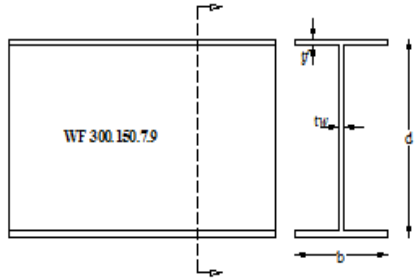
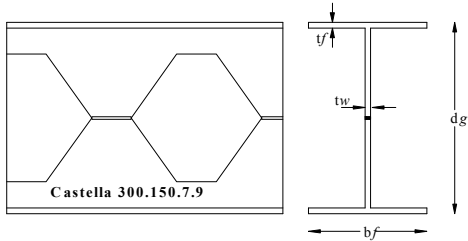
$$1189.753 \text{ kg/cm}^2 \leq 1413.78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

1. Dimensi awal yang digunakan WF.300.150.7.9 dan dimensi yang direncanakan untuk dicastella WF.200.150.7.9. Setelah dicastella dimensi profil menjadi 300.150.7.9

Perbedaan antara Profil WF dan Castella	
Profil WF (Wide Flange)	Castella
	
WF 300.150.7.9	CASTELLA 300.150.7.9
$d = 300 \text{ mm}$ $A_g = 3901 \text{ mm}^2$ $I_x = 48.100.000 \text{ mm}^4$ Momen = 5.669,4 kg.m $M_n = 1.027.482 \text{ kg.cm}$ $N_n = 110.463,38 \text{ kg}$ Berat = 978.486 kg	$d_g = 300 \text{ mm}$ $A_g = 4674 \text{ mm}^2$ $I_x = 69.613.323 \text{ mm}^4$ Momen = 5.669,4 kg.m $M_n = 1.021.090 \text{ kg.cm}$ $N_n = 68.438,89 \text{ kg}$ Berat = 815.408 kg

2. Dari hasil perhitungan analisa dengan pembebanan yang sama didapat hasil perbandingan antara balok profil WF dan balok Castella terutama pada berat profilnya. Dengan selisih berat sebesar :

$$(978.486/815.405) \times 100 = 120.00 \%$$

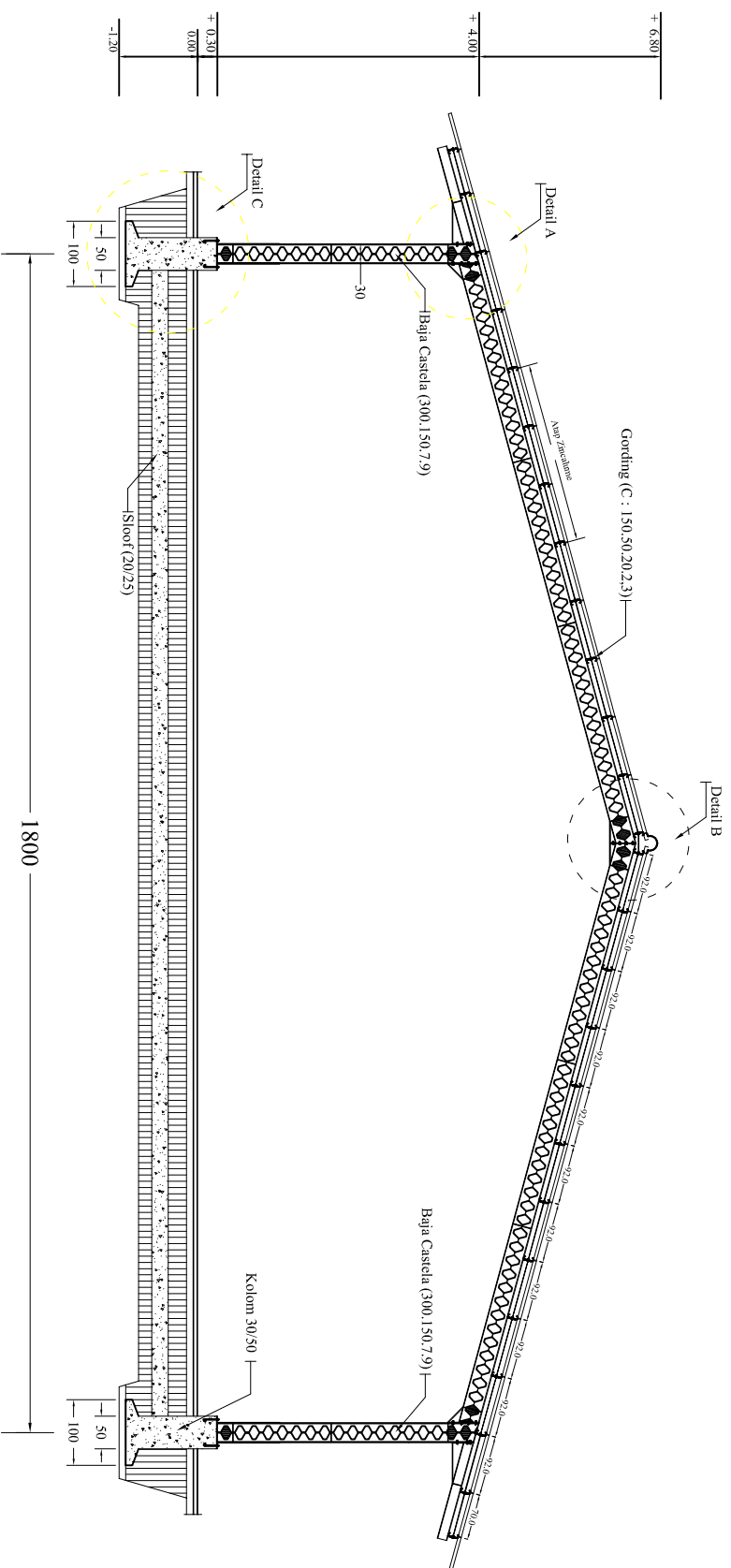
Jadi, Selisih berat profil WF dan Castella sebesar 12%.

5.2 Saran

Dari hasil perbandingan analisis yang dilakukan, penulis memberikan saran agar pemilihan ukuran profil WF untuk castella sangat penting. Sehingga profil memiliki dimensi yang lebih kecil dengan momen inersia cukup besar sesuai dengan kebutuhan penampang yang diperlukan. Sehingga akan menghasilkan suatu struktur yang lebih ringan dan lebih ekonomis dikarenakan baja dinilai dari berat akan tetapi tetap kuat atas beban-beban yang dipikulnya. Terutama untuk bentang yang panjang.

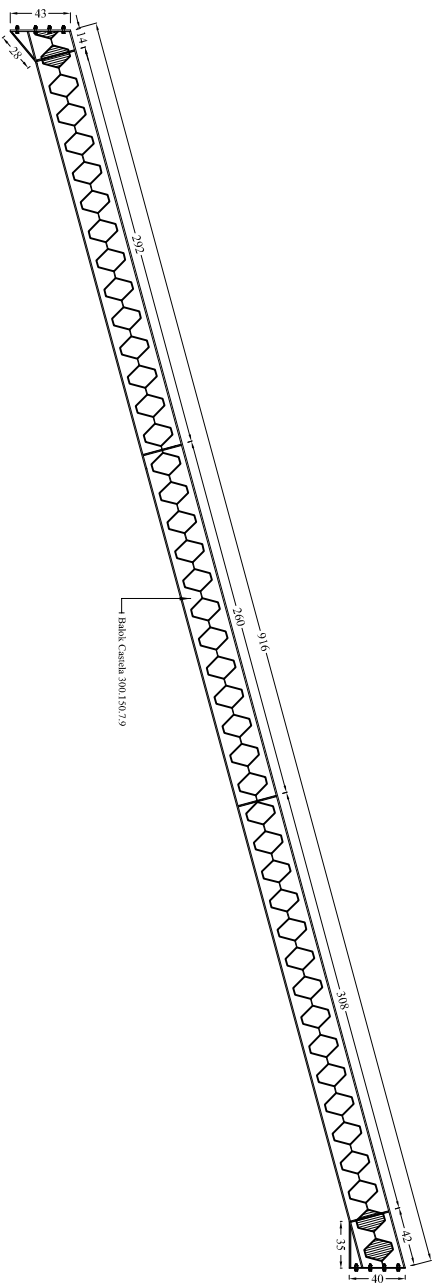
DAFTAR PUSTAKA

- American Institut Of Steel Construction, Inc, "*Manual Of Steel Construction, LRFD volume I, Structural Member, Spesification, And Codes*", *Second edition*.
- American Institut Of Steel Construction, Inc, "*Manual Of Steel Construction, LRFD volume II, Connections*", *second edition*.
- Badan Standarisasi Nasional, "*Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1729-2002*", Bandung, 2000
- Blodgett Omer W, 1966 "*Design of Welded Structures*" Ohio, first printing.
- Bowles Joseph E., "*Structures Steel Design*" international student edition.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan, "*Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*" Bandung, 1983
- Mac, T.J., "*Steel Structures, Practical Design Studies*", New York, 1981
- Setiawan Agus, "*Perencanaan Struktur Baja, Metode LRFD*", edisi pertama, Erlangga, Jakarta, 2008
- Salmon, C.G., & Johnson, J.E., "*Struktur Baja 1, Desain dan Prilaku*", edisi kedua, PT. Gelora Aksara Pratama, Jakarta, 1990
- Salmon, C.G., & Johnson, J.E., "*Struktur Baja 2, Desain dan Prilaku*", edisi kedua, PT. Gelora Aksara Pratama, Jakarta, 1991

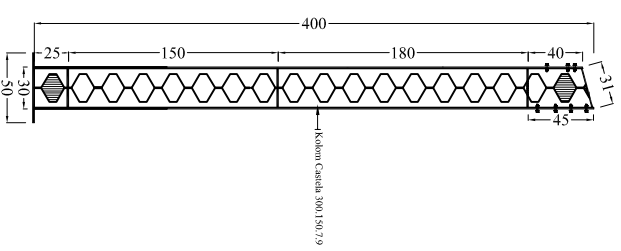


Gambar Portal Gable Frame
Skala 1 : 100

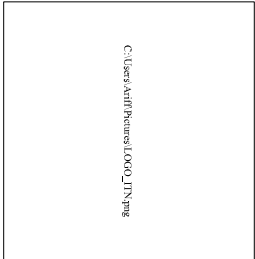
	DIBUAT OLEH	MENYETUJUI	MENYETUJUI	
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG C:\Users\arif\Documents\ITN\img	ARIEF PERDANA 10.21.033	Ir. Ester Priskasari, MT Pembimbing I	Ir. H. Sudiman Indra, Msc Pembimbing II	Penguji I Penguji II
	PEMBIMBING SKRIPSI	PENGUJI SKRIPSI		1 : 100

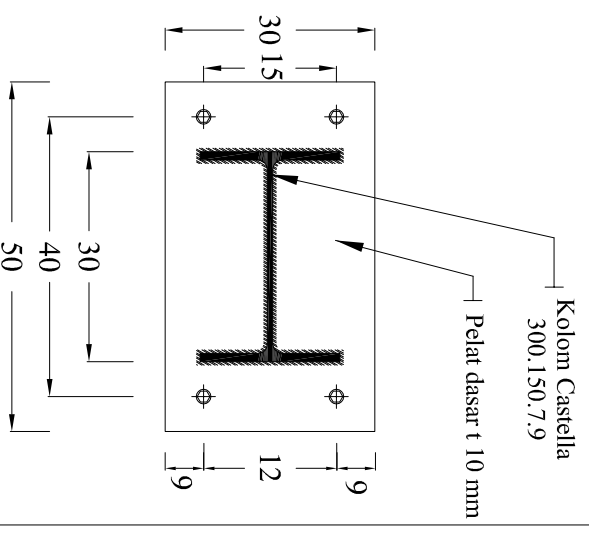
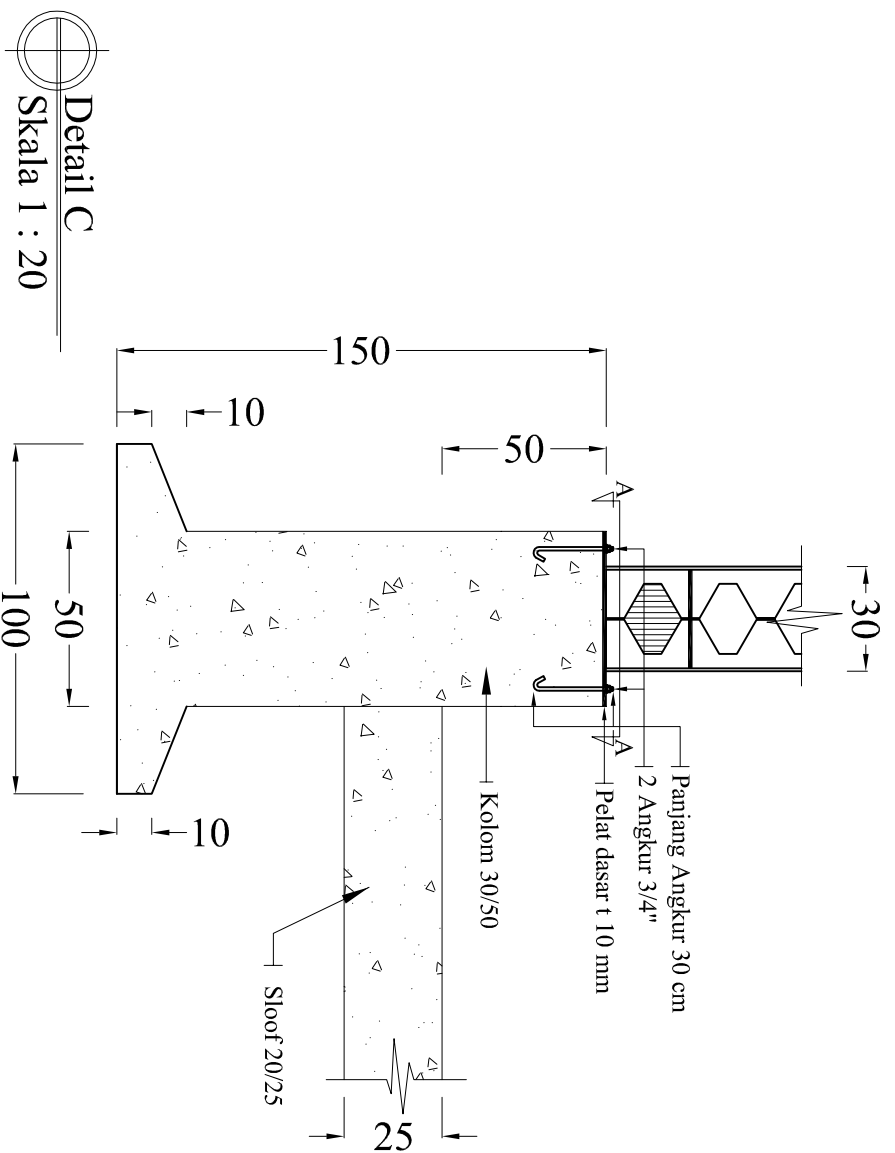



Balok Castela
 Skala 1 : 50

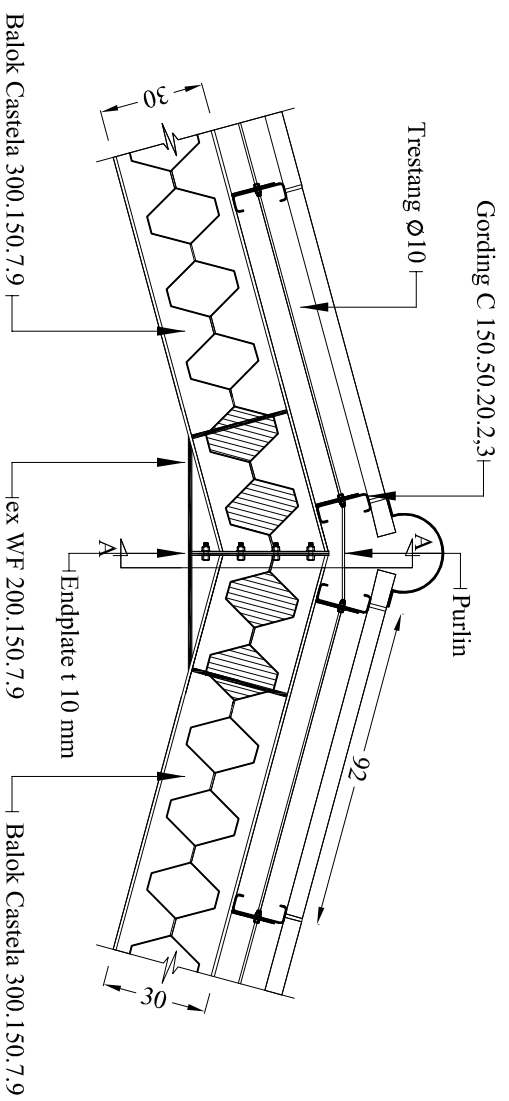



Kolom Castela
 Skala 1 : 50

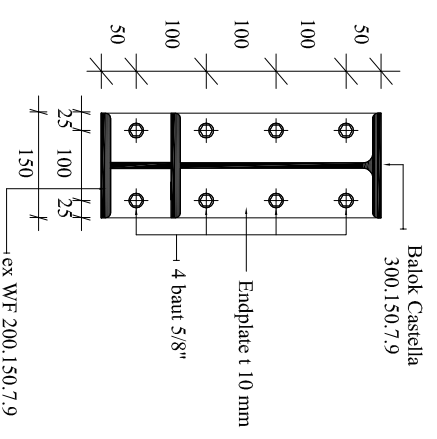
	DIBUAT OLEH ARIEF PERDANA 10.21.033	MENYETUJUI PEMBIMBING SKRIPSI	MENYETUJUI PENGUJI SKRIPSI	Skala 1 : 50 1 : 50
 PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG				



<p>PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1</p> <p>FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN</p> <p>INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG</p> <p>C:\Users\Antri\Penulsi\10000_111.png</p>	DIBUAT OLEH	MENYETUJUI		MENYETUJUI		Skala
	<p>ARIEF PERDANA</p> <p>10.21.033</p>	<p>PEMBIMBING SKRIPSI</p> <p>Ir. Ester Priskasari, MT</p> <p>Pembimbing I</p>		<p>PEMBIMBING SKRIPSI</p> <p>Ir. H. Sudirman Indra, Msc</p> <p>Pembimbing II</p>		<p>PENGUJI SKRIPSI</p> <p>Penguji I</p> <p>Penguji II</p>

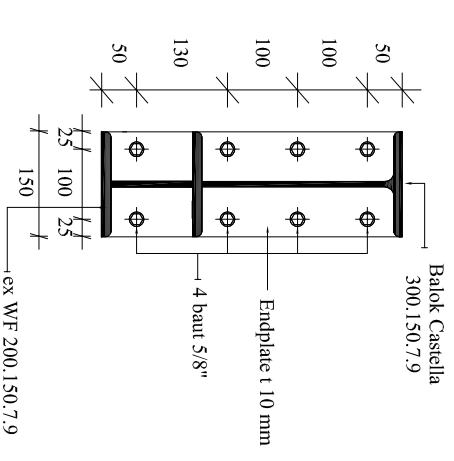
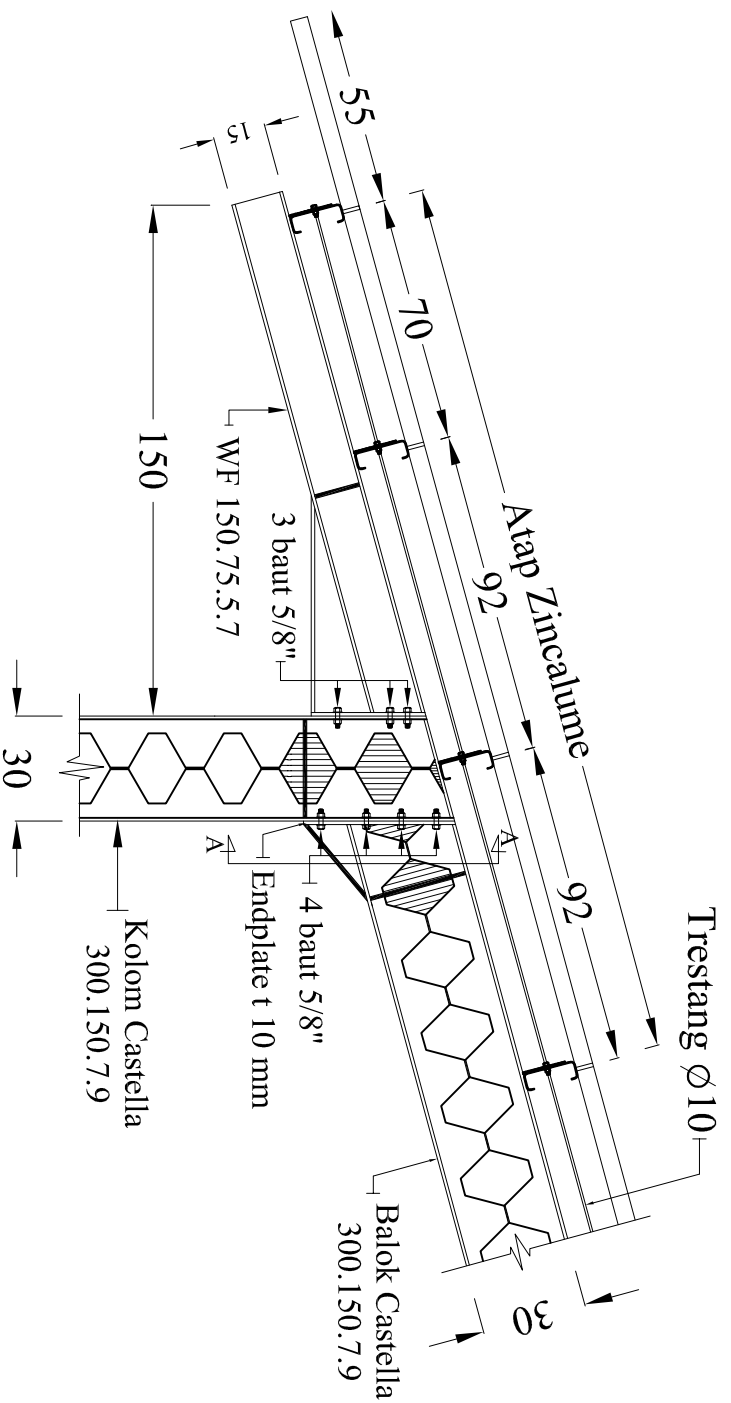


Detail B
Skala 1 : 20



Potongan A - A
Skala 1 : 10

<p>PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1</p> <p>FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN</p> <p>INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG</p> <p>C:\Users\andi\Penulsa\10000_111.png</p>	DIBUAT OLEH	MENYETUJUI	MENYETUJUI	Skala
	<p>ARIEF PERDANA</p> <p>10.21.033</p>	<p>PEMBIMBING SKRIPSI</p>	<p>PENGUJI SKRIPSI</p>	<p>1 : 20</p> <p>1 : 10</p>
	<p>Ir. Ester Priskasari, MT</p> <p>Pembimbing I</p>	<p>Ir. H. Sudirman Indra, Msc</p> <p>Pembimbing II</p>	<p>Penguji I</p>	<p>Penguji II</p>



DIBUAT OLEH	MENYETUJUI	MENYETUJUI	Skala
ARIEF PERDANA 10.21.033	PEMBIMBING SKRIPSI	PENGUJI SKRIPSI	1 : 20 1 : 10

C:\Users\Antri\Penulisan\Logo\JIT.png

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

Ir. Ester Priskasari, MT
Pembimbing I

Ir. H. Sudirman Indra, Msc
Pembimbing II

Penguji I

Penguji II