

SKRIPSI

STUDI ANALISIS PERBANDINGAN ANTARA BALOK BAJA PROFIL WF (WIDE FLANGE) DAN BALOK CASTELLA DENGAN MODEL STRUKTUR GABLE FRAME



**Disusun Oleh:
Muhamad Ridwan
NIM 10.21.081**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2014**

LEMBAR PENGESAHAN

**STUDI ANALISIS PERBANDINGAN ANTARA BALOK BAJA PROFIL
WF (*WIDE FLANGE*) DAN BALOK *CASTELLA* DENGAN MODEL
STRUKTUR *GABLE FRAME* PADA RELOKASI
PASAR BLIMBING MALANG**

SKRIPSI

Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang

Strata satu (S-1)

Pada hari: Kamis

Tanggal: 21 Agustus 2014

Dan diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan

Guna Memperoleh gelar Sarjana Teknik

Disusun Oleh :

MUHAMAD RIDWAN

NIM : 10.21.081

Disahkan Oleh :

Ketua

Sekretaris

Ir. A. Agus Santosa., M.T

Lila Ayu Ratna Winanda., ST, M.T

Anggota Penguji:

Penguji I

Penguji II

Ir. Eding Iskak Imananto., M.T

Ir. Munasih., M.T

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2014**

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

**STUDI ANALISIS PERBANDINGAN ANTARA BALOK BAJA PROFIL
WF (*WIDE FLANGE*) DAN BALOK *CASTELLA* DENGAN MODEL
STRUKTUR *GABLE FRAME* PADA RELOKASI
PASAR BLIMBING MALANG**

Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar
Sarjana Teknik Sipil S-1
Institut Teknologi Nasional Malang

Disusun Oleh :

Muhamad Ridwan

NIM : 10.21.081

Menyetujui:

Desen Pembimbing I

Desen Pembimbing II

Ir. H. Sudirman Indra., M.Sc

Ir. Bambang Wedyantadji., M.T

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1

Ir. A. Agus Santosa., M.T

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2014**



**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1**

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura, No.2, Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo, Km 2 Telp. (0341) 417636, Fax. (0341) 417634 Malang

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Muhamad Ridwan
Nim : 10.21.081
Program Studi : Teknik Sipil S-1
Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

“STUDI ANALISIS PERBANDINGAN ANTARA BALOK BAJA PROFIL WF (*WIDE FLANGE*) DAN BALOK CASTELLA DENGAN MODEL STRUKTUR *GABLE FRAME* PADA RELOKASI PASAR BLIMBING MALANG”

Adalah Skripsi hasil karya saya sendiri, dan bukan merupakan duplikat serta tidak mengutip ataupun menyadur seluruhnya karya orang lain kecuali disebut dari sumber aslinya.

Malang, 29 Agustus 2014

Yang membuat pernyataan

(Muhamad Ridwan)

Studi Analisis Perbandingan Antara Balok Baja Profil WF (*WideFlange*) dan Balok *Castella* dengan Model Struktur *Gable Frame* pada Relokasi Pasar Blimbing Malang

Oleh: Muhamad Ridwan Nim 10.21.081

Pembimbing: Ir. H. Sudirman Indra., M.Sc, Ir. Bambang Wedyantadji., MT.

ABSTRAKSI

Dalam perkembangan konstruksi sudah banyak mengalami kemajuan dan perubahan baik dalam material yang digunakan maupun memodifikasi material itu sendiri, hal ini diperuntukan agar dapat meminimalisir penggunaan material konstruksi yang akan berpengaruh terhadap berat sendiri suatu struktur bangunan. Baja *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.

Tujuan dari peninggian ini juga dimaksudkan agar luas penampang profil menjadi besar dan juga menghasilkan modulus tahanan yang besar juga sehingga profil memiliki kekuatan lebih besar dibandingkan profil awal, tetapi analisis pada balok *Castella* harus memperhitungkan tegangan-tegangan yang terjadi pada penampang T pada *Castella* tersebut.

Penggunaan Metode *Load Resistance and Factor Design* (LRFD) menjadi penyeimbang dan mengantisipasi ketidakpastian dari penggunaan material maupun dalam asumsi beban yang digunakan, dengan metode ini dapat memaksimalkan kekuatan dari material yang digunakan. Maka hasil dari analisis perbandingan antara balok baja WF (*Wide Flange*) dan balok *Castella* menghasilkan perbandingan kekuatan dari momen nominal profil dengan mempertinggi profil baja menjadi 1,5 kali lipat dari profil awal menghasilkan peningkatan kekuatan profil sebesar 49,208%.

Keuntungan dan kegunaan profil *Castella* dalam struktur bangunan, struktur memiliki berat yang lebih ringan dan secara penggunaan material akan lebih ekonomis dengan diimbangi penerapan metode LRFD, dan biasanya profil *Castella* digunakan untuk balok-balok yang memiliki bentang panjang dalam suatu struktur bangunan.

Kata kunci: WF, *Castella*, LRFD, *Gable Frame*.

DAFTAR ISI

COVER

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
LEMBAR PERSETUJUAN.....	ii
LEMBAR PERYATAAN.....	iii
ABSTRAKSI.....	iv
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	x
DAFTAR TABEL.....	xii
DAFTAR NOTASI.....	xiii

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Tinjauan Umum.....	1
1.2 Latar Belakang.....	1
1.3 Rumusan Masalah.....	4
1.4 Maksud dan Tujuan.....	4
1.5 Lingkup pembahasan.....	4
1.6 Manfaat.....	5

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Material Baja.....	6
2.1.1 Sifat Utama Baja.....	6
2.1.2 Sifat Mekanis Baja.....	7
2.2 Pembebanan.....	8
2.3 Load and Resistance Factor Design.....	9

2.3.1	Filosofi Desain.....	9
2.3.2	Konsep Dasar.....	10
2.3.2.1	Teori Kekuatan Batas.....	10
2.3.2.2	Faktor Keamanan.....	11
2.3.2.3	Faktor Tahanan.....	12
2.4	Balok Castella.....	13
2.4.1	Pola Pemotongan Balok Castella.....	14
2.4.2	Cara penyambungan Balok Castella.....	15
2.4.3	Kekuatan Balok Castella.....	17
2.5	Batang Tarik.....	27
2.5.1	Komponen Struktur Lentur.....	32
2.5.2	Balok Terkekang Lateral.....	34
2.6	Batang Tekan.....	37
2.6.1	Kekuatan Kolom Dasar.....	37
2.6.2	Tahanan Tekan Nominal.....	40
2.6.3	Panjang Tekuk Kolom.....	41
2.6.4	Desain LRFD Komponen Struktur balok Kolom.....	43
2.6.5	Perbesaran Momen Struktur Tak Bergoyang.....	44
2.6.6	Tekuk Lokal Web Pada Komponen Struktur Balok Kolom.....	45
2.7	Sambungan.....	46
2.7.1	Sambungan Baut.....	47
2.8	Pelat Dasar.....	57

BAB III

BAGAN ALIR

3.1	Bagan Alir Analisis.....	62
-----	--------------------------	----

BAB IV

PERENCANAAN BALOK KOLOM WF (*WIDE FLANGE*)

4.1	Data Perencanaan.....	64
4.2	Pembebanan.....	66
4.2.1	Beban Mati (D).....	66

4.2.2	Beban Hidup (L_a).....	68
4.2.3	Beban Angin (W).....	68
4.2.4	Beban Hujan (H).....	70
4.2.5	Penguraian Beban.....	71
4.2.6	Kombinasi Pembebanan.....	73
4.3	Perhitungan Momen Portal Gable Frame.....	82
4.4	Perhitungan Kolom Balok Profil WF.....	82
4.4.1	Perhitungan Dimensi Kolom Balok.....	84
4.4.2	Aksi Desak yang diakibatkan oleh gaya tekan.....	86
4.4.3	Aksi Lentur yang diakibatkan oleh momen.....	87
4.5	Desain Penampang Castella.....	91
4.6	Perhitungan Balok Kolom Castella Portal Gable Frame.....	100
4.6.1	Perhitungan Dimensi Kolom Balok.....	101
4.6.2	Aksi Desak yang diakibatkan oleh gaya tekan.....	103
4.6.3	Aksi Lentur yang diakibatkan oleh momen.....	105
4.7	Perhitungan Sambungan Balok Kolom Castella.....	109
4.7.1	Data Perencanaan.....	109
4.7.2	Sambungan Rafter tepi.....	110
4.8	Perhitungan Sambungan Balok Kolom Castella.....	117
4.8.1	Data Perencanaan.....	117
4.8.2	Sambungan Rafter Puncak.....	118
4.9	Perhitungan Pelat Dasar (<i>Base Plate</i>).....	122
4.9.1	Data Perencanaan.....	122
4.9.2	Sambungan Sambungan Pelat Dasar.....	123

BAB V

PENUTUP

5.1	Kesimpulan Analisis.....	127
5.2	Saran.....	128
	Daftar Pustaka.....	129
	Lampiran	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	15
Gambar 2.2.....	15
Gambar 2.3.....	15
Gambar 2.4.....	16
Gambar 2.5.....	16
Gambar 2.6.....	17
Gambar 2.7.....	19
Gambar 2.8.....	20
Gambar 2.9.....	24
Gambar 2.10.....	27
Gambar 2.11.....	29
Gambar 2.12.....	30
Gambar 2.13.....	32
Gambar 2.14.....	33
Gambar 2.15.....	42
Gambar 2.16.....	43
Gambar 2.17.....	48
Gambar 2.18.....	49
Gambar 2.19.....	51
Gambar 2.20.....	52
Gambar 2.21.....	53
Gambar 2.22.....	53
Gambar 2.23.....	55
Gambar 2.24.....	56
Gambar 2.25.....	56
Gambar 2.26.....	56
Gambar 2.27.....	57
Gambar 2.28.....	59
Gambar 4.1	65
Gambar 4.2.....	66

Gambar 4.3	67
Gambar 4.4	68
Gambar 4.5	70
Gambar 4.6	71
Gambar 4.7	71
Gambar 4.8	72
Gambar 4.9	72
Gambar 4.10.....	73
Gambar 4.11.....	76
Gambar 4.12.....	79
Gambar 4.13.....	79
Gambar 4.14.....	83
Gambar 4.15.....	84
Gambar 4.16.....	85
Gambar 4.17.....	93
Gambar 4.18.....	94
Gambar 4.19.....	98
Gambar 4.20.....	100
Gambar 4.21.....	102
Gambar 4.22.....	102
Gambar 4.23.....	109
Gambar 4.24.....	110
Gambar 4.25.....	112
Gambar 4.26.....	117
Gambar 4.27.....	118
Gambar 4.28.....	120
Gambar 4.29.....	123
Gambar 4.30.....	124

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	7
Tabel 2.2	12
Tabel 2.3	36
Tabel 2.4	36
Tabel 2.5	54
Tabel 4.1	74
Tabel 4.2	74
Tabel 4.3	77
Tabel 4.4	81
Tabel 4.5	81

DAFTAR NOTASI

Butir 2.3.2.1. Teori Kekuatan Batas

- R_n : kuat rencana
 R_u : kuat terfaktor atau kuat perlu

Butir 2.3.2.2. Faktor Keamanan

- : faktor resistensi (reduksi kekuatan)
 R_n : kuat nominal
 iQ_i : jumlah beban dikalikan faktor kelebihan beban

Butir 2.4. Balok Castella

- h : tinggi potongan zig-zag
: sudut dalam potongan castella
: sudut luar potongan castella

Butir 2.4.3. Kekuatan Balok Castella

- A_f : luas pelat sayap penampang T, mm
 A_s : luas pelat badan penampang T, mm
 A_T : Luas penampang pada profil T
 C_s : Jarak garis berat penampang T dari ujung tangkai balok castella
 d : Jarak antara garis berat penampang T atas dan bawah
 d_b : Tinggi balok asli
 d_g : Tinggi balok setelah dipertinggi
 d_T : Tinggi penampang T castella
 d_s : Tinggi web penampang T castella
 e : Panjang bagian lubang castella
 f_y : tegangan leleh (kg/cm^2)
 h : Tinggi potongan zig-zag terhadap sumbu netral
 I_g : Momen inersia balok castella

- I_T : Modulus tahanan tangkai penampang T
 I_t : Momen Inersia tangkai penampang T castella
 K_1 : merupakan perbandingan tinggi balok castella dengan balok aslinya
 K_2 : Rasio tegangan geser maksimum pada potongan badan solid castella
 M_n : momen nominal (kgm)
 M_T : momen lentur akibat gaya lintang pada penampang T (kgm)
 M_u : momen lentur/beban layanan terfaktor (kgm)
 s : Jarak interval lubang segi enam penampang castella
 S : modulus penampang (cm^3)
 S_f : Section modulus pada bagian plat sayap
 S_s : Section modulus pada bagian plat badan
 S_x : modulus penampang (cm^3)
 t_f : tebal pelat sayap profil, mm
 t_w : tebal pelat badan (*web*), mm
 V_T : gaya lintang pada penampang T (kg)
 b : faktor resistensi (reduksi kekuatan) untuk lentur = 0,90
 V_u : geser beban layanan terfaktor (kg)
 V_n : kekuatan nominal dalam geser (kg); $(0,6 \cdot F_{yw} \cdot A_w)$
 W_T : Modulus Kelembaman penampang castella

Butir 2.5. Batang Tarik

- A_e : luas penampang efektif = $U \cdot A_n$
 A_g : luas penampang kotor, mm^2
 A_n : luas penampang neto, mm^2
 d : diameter lubang
 f_y : kuat leleh material, *MPa*
 f_u : tegangan tarik putus material, *MPa*
 L : panjang sambungan dalam arah gaya tarik
 n : banyak lubang dalam satu potongan
 t : tebal penampang

- s, u : jarak antar sumbu lubang pada arah sejajar dan tegak lurus sumbu komponen struktur
 T_n : tahanan nominal
 T_u : gaya tarik aksial terfaktor
 U : koefisien reduksi = $1 - \frac{\bar{x}}{L}$ 0,9
 \bar{x} : eksentrisitas sambungan
 : 0,9 faktor resistensi (reduksi tahanan)
 : 0,90 reduksi untuk kondisi leleh, dan
 : 0,75 reduksi untuk kondisi faktor.

Butir 2.5.1. Komponen Struktur Lentur

- c_x, c_y : jarak titik berat ke tepi serat arah x dan y
 f : tegangan lentur
 M_x, M_y : momen lentur arah x dan y
 f_y : kuat leleh
 f_r : tegangan sisa (*residu*), 70 MPa
 I_x, I_y : momen inersia arah x dan y
 M_n : tahanan momen nominal (kgm)
 M_u : momen lentur akibat beban terfaktor
 M_p : momen tahanan plastis
 S : modulus penampang
 S_x, S_y : modulus penampang arah x dan y
 Z : modulus plastis
 b : 0,90
 : kelangsingan penampang balok ($b/2.t_f$)
 r_p : dapat dilihat di tabel 75-1 peraturan baja atau tabel 2.4

Butir 2.6.1 Kekuatan Kolom Dasar

- A_g : luas penampang kotor (cm^2)
 E_t : tangen modulus elastisitas pada tegangan P_{cr}/A_g (kg/cm^2)
 I : momen inersia (cm^4)
 k : faktor panjang efektif
 $k.L/r$: rasio kerampingan efektif (panjang sendi ekuivalen)
 L : panjang batang yang ditinjau (cm)
 P_n : kekuatan nominal (kg)
 P_u : beban layanan terfaktor (kg)
 r : radius girasi = $\sqrt{I/A_g}$
 c : faktor reduksi kuat aksial tekan = 0,85
 b : faktor reduksi kuat lentur = 0,90

Butir 2.6.2 Tahanan Tekan Nominal

- N_n : kuat tekan nominal komponen struktur (kg) = $A_g \cdot f_{cr}$
 N_u : beban layanan terfaktor (kg)
 c : 0,85
 c : parameter kerampingan untuk kolom
 c : rasio kerampingan untuk elemen-elemen plat

Butir 2.6.3 Panjang Tekuk Kolom

- I : momen kelembaman kolom/balok (cm^4)
 L : panjang kolom/balok (cm)

Butir 2.6.4 Desain LRFD Komponen Struktur Balok Kolom

- 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
: factor reduksi tahanan tekan = 0,85

Butir 2.6.5 Perbesaran Momen Untuk Struktur Tak Bergoyang

M_{ntu} : momen lentur terfaktor orde pertama
 b : factor perbesaran momen untuk komponen struktur tak bergoyang
 N_u : gaya aksial tekan terfaktor
 N_{el} : gaya tekan menurut Euler dengan (kL/r) terhadap sumbu Lentur.

Butir 2.6.6 Tekuk Lokal Web Pada Komponen Struktur Balok Kolom

$b.N_y$: gaya aksial yang diperlukan untuk mencapai kondisi leleh.
 A_g : luas penampang profil.

Butir 2.7.1. Sambungan Baut

A_b : Luas penampang lintang bruto yang melintang pada bagian tangkai baut yang tak berberulir. cm^2 ($1/4 \cdot d^2$)
 d_b : diameter baut nominal pada daerah tak berulir
 f_u : tegangan tarik putus yang terendah dari baut atau pelat
 f_u^b : tegangan tarik putus baut
 f_t : tegangan tarik dengan memperhitungkan ada atau tidak adanya ulir baut pada bidang geser. Mpa
 f_{uv} : tegangan gesek akibat beban terfaktor suatu baut. MPa
 f_{yp} : tegangan leleh pelat
 m : jumlah bidang geser
 M_n : Kuat lentur nominal balok.
 n : jumlah baut
 n_b : jumlah baris baut
 R_n : kuat nominal baut (0,75)

- r_1 : untuk baut tanpa ulir pada bidang geser (0,5)
- r_1 : untuk baut dengan ulir pada bidang geser (0,4)
- S_1 : jarak tepi baut
- S : jarak antar baut
- t_p : tebal plat
- V_n : Kuat geser nominal plat badan akibat geser saja.
- V_u : gaya geser terfaktor
- : faktor reduksi kekuatan (0,75)
- f : faktor reduksi untuk fraktur (0,75)
- f : faktor reduksi untuk fraktur (0,75)
- R_n : kekuatan baut diambil yang nilai terkecil

Untuk baut mutu tinggi :

- f_u^b : tegangan tarik putus baut
- f_1 : 807 MPa, $f_2 = 621$ MPa
- r_1 : untuk baut dengan ulir pada bidang geser (1,9)
- r_2 : untuk baut tanpa ulir pada bidang geser (1,5)

Untuk baut mutu normal :

- f_1 : 410 MPa, $f_2 = 310$ MPa
- r_2 : (1,9)

Butir 2.8. Pelat dasar

- A_b : luas penampang angkur, (mm^2)
- A_1 : luas penampang baja yang secara konsentris menumpu pada permukaan beton, mm^2
- A_2 : luas maksimum bagian permukaan beton yang secara geometris sama dengan dan konsentris dengan daerah yang dibebani, mm^2
- b : lebar sayap/flens kolom
- B : Lebar plat dasar

- d : tinggi profil kolom
 f : jarak angkur kesumbu pelat dasar dan sumbu kolom
 f_c' : mutu kuat tekan beton, MPa
 f_v : tegangan geser yang terjadi pada angkur = $\frac{V_{ub}}{A_b}$
 F_v : kuat geser nominal angkur, (Mpa)
 F_t : kuat tarik nominal angkur, (Mpa)
 n : jumlah angkur
 N : panjang plat dasar
 V_{ub} : gaya geser terfaktor pada angkur, (N)
 T_{ub} : gaya tarik terfaktor pada angkur, (N)
 W : faktor tahanan pada angkur = (0,75)
 c : 0,60

KATA PENGANTAR

Atas hidayah dan ridho Allah S.W.T yang telah memberikan kesempatan dan semangat sehingga terselesaikannya Skripsi ini dengan judul **“Studi Analisis Perbandingan Antara Balok Baja Prodil WF (*Wide Flange*) dan Balok Castella Dengan Model Struktur Gable Frame Pada Relokasi Pasar Blimbing 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 Ir. Soeparno Djiwo., M.T 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., M.T selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
4. Ibu Lila Ayu Ratna W., S.T., M.T selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil S-1.
5. Bapak Ir. H. Sudirman Indra., M.Sc selaku Dosen Pembimbing I.
6. Bapak Ir. Bambang Wedyantadji., MT selaku Dosen Pembimbing II.

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 bermanfaat bagi kita semua.

Penulis

Muhamad Ridwan
Nim. 10.21.081

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Tinjauan Umum

Kemajuan struktur modern sudah sangat berkembang pesat terutama struktur baja baik dari segi metode perencanaan yang diterapkan, pembuatan pabrikasi material yang bermutu dan berkualitas tinggi, memodifikasi dari bentuk asli yang bertujuan menjadikan bentuk yang lebih memiliki daya kekuatan yang lebih besar dan ringan serta memiliki nilai ekonomis. Perkembangan ini juga tidak lepas dari kemajuan ilmu pengetahuan yang juga menghasilkan teori atau pun metode yang baru sehingga terciptanya sebuah inovasi perencanaan yang lebih maju, dan hal ini terus berkembang secara beransur-ansur, karena hal ini sangat menguntungkan sekali dari segi nilai ekonomisnya dengan pengurangan pada dimensi penampang yang memberikan penghematan pada berat konstruksi, akan tetapi tidak mengurangi kekuatan dari penampang itu sendiri. Perencanaan seperti ini akan lebih memiliki nilai khusus, struktur akan terlihat lebih ramping dengan kekuatan yang sama bahkan lebih kuat, aman, lebih ringan, ekonomis dan terlihat lebih indah dari segi etetiknya.

1.2. Latar Belakang

Dalam mendesain struktur bangunan, terdapat 3 (tiga) hal secara garis besar yang harus dipenuhi , yaitu kekuatan, estetika, dan ekonomis. Oleh karena

itu telah banyak pemodelan struktur atau pun dari segi modifikasi profil baja agar menghasilkan 3 (tiga) kriteria diatas. Berdasarkan pertimbangan diatas, maka penulias mencoba untuk melakukan studi analisis perbandingan antara balok baja profil WF (*Wide Flange*) dan balok Castella dengan model struktur *gable frame* yang berlokasi di jalan Pandanwangi Kecamatan Blimbing Malang menggunakan metode LRFD, sebagai alternatif pemodifikasian dan pemodelan struktur *gable frame* pada relokasi pasar Blimbing Malang.

Salah satu contoh modifikasi baja profil sendiri diantaranya yaitu balok Castella dengan pemotongan berbentuk zig-zag pada bagian badan profil dan kemudian bagian bawah dari belahan tersebut dibalik dan disatukan kembali antara bagian atas dan bawah dengan cara digeser sedikit kemudian dilas. Gagasan semacam ini pertama kali dikemukakan oleh *H.E. Horton* dari Chicago dan *Iron Work* sekitar tahun 1910, yang sekarang ini dikenal dengan metode *Castella*.

Balok castella merupakan sebuah metode modifikasi dari suatu profil baja dengan tujuan mendapatkan peningkatan kekuatan yang lebih besar dengan peninggian badan profil dan menjadikan balok baja profil lebih ringan dibandingkan profil baja *WF* dengan ukuran yang sama dengan balok *Castella*. Dengan cara semacam itu maka balok dengan luas yang sama akan menghasilkan modulus potongan dan momen kelembaman yang lebih besar. 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 *prematuur calleb*), hal ini dapat diatasi dengan cara memasang pengaku pada bagian pelat badannya.

Dengan pertimbangan nilai estetika pola pemotongan dan penyusunan balok castella dibuat bentuk yang lebih rapi dan pada umumnya menyerupai sarang lebah dengan sudut kemiringan antara 45^0 sampai dengan 70^0 , biasanya yang dipakai dilapangan adalah 45^0 dan 60^0 . Sudut ditentukan dengan memperhitungkan tegangan geser yang terjadi pada bagian garis netral badan sehingga tidak melebihi tegangan yang diijinkan. Ditinjau dari segi keamanan dan ekonomis, balok castella lebih ringan dibandingkan dengan profil aslinya dan lebih hemat didalam pemakaian bahan sehingga dapat menekan dari segi biaya.

LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) sendiri atau yang dikenal dengan perencanaan keadaan batas (*limit state*), adalah sebuah metode terbaru yang merupakan metode dengan “perencanaan faktor daya tahan dan beban”. Keadaan batas adalah istilah yang berarti “suatu keadaan pada struktur bangunan dimana bangunan tersebut tidak dapat memenuhi fungsi melebihi batas yang telah direncanakan”. Keadaan batas dapat dibagi atas kategori kekuatan (*strength*) dan daya layan (*serviceability*). Spesifikasi LRFD ini didasarkan atas studi-studi statistik mengenai beban dan resistansi struktur baja yang terkena bebagai efek akibat beban seperti momen lentur, gaya geser, gaya aksial, dan momen puntir. Berdasarkan pembahasan atas beban dan resistansi dengan metode tersebut maka akan didapatkan struktur baja dengan keamanan yang lebih baik.

1.3. Rumusan Masalah

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

1. Apakah dengan profil *WF* yang sama, menggunakan balok Castella kemampuan menerima beban lebih besar dibandingkan balok profil baja *WF (Wide Flange)*?
2. Berapa persentase peningkatan kekuatan balok baja profil *WF* setelah di Castella?

1.4. Maksud dan Tujuan

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

1. Untuk mengetahui seberapa besar perbandingan momen nominal antara balok profil *WF* dengan balok castella sehingga dapat memaksimalkan dalam penggunaan profil baja *WF* terhadap beban yang diterima.
2. Untuk mengetahui besar peningkatan kekuatan balok castella, guna memaksimalkan kekuatan profil baja setelah di castella .

1.5. Lingkup Pembahasan

Dalam studi analisis ini penulis merencanakan struktur *Gable Frame* yang berlokasi didaerah Pandanwangi Kecamatan Blimbing Malang, dan akan membahas perencanaan dan perbandingan antara balok profil *WF* dan balok

castella sebagai alternatif penggunaan material baja yang telah dimodifikasi dilihat struktur yang ada di lapangan menggunakan profil *WF* biasa.

1. Membandingkan kekuatan antara profil *WF* dan *castella* dengan pembebanan yang sama.
2. Analisa perbandingan kenaikan dari momen nominal profil *WF* setelah di *castella*.

Sedangkan peraturan yang dipakai sebagai acuan 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

1.6. Manfaat

Analisis ini dilakukan dengan harapan dapat memberikan manfaat sebagai berikut :

1. Memberikan informasi tentang analisa perbandingan dari segi yang ditinjau dengan penggunaan kesamaan profil *WF*.
2. Memberikan informasi tentang kelayakan balok profil mana yang lebih baik digunakan untuk struktur *Gable Frame* pada relokasi pasar Blimbing Malang.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Material Baja

2.1.1. Sifat Utama Baja

Pemilihan akan bahan baja disebabkan dari keunggulan atau sifat umum dari baja itu sendiri, dimana tergantung dari bermacam–macam logam campuran dan proses pengerjaannya. Beberapa sifat umum dari baja :

(Ir. Sudirman Indra, M.Sc. Baja 1: 6)

1. Keteguhan (Solidity)

Yaitu batas dari tegangan dalam dimana perpatahan mulai berlangsung, dapat dikatakan pula sebagai daya perlawanan baja terhadap tarikan, tekanan dan lentur.

2. Elastisitas (Elasticity)

Yaitu kesanggupan dalam batas–batas pembebanan tertentu dan apabila sesudahnya pembebanan diiadakan akan kembali ke bentuk semula.

3. Kekenyalan atau keliatan (Tenacity)

Merupakan kemampuan baja untuk menyerap energi mekanis atau kesanggupan untuk menerima perubahan–perubahan bentuk yang besar tanpa menderita kerugian berupa cacat–cacat atau kerusakan yang terlihat dari luar, dan dalam jangka pendek sebelum patah masih merubah bentuk.

4. Kemungkinan ditempa (Malleability)

Dalam keadaan pijar baja menjadi lembek dan plastis tanpa merugikan sifat-sifat keteguhannya sehingga dapat berubah bentuknya dengan baik.

5. Kemungkinan Dilas (Weldability)

Sifat dalam keadaan panas digabungkan satu dengan yang lain dengan memakai atau tidak memakai bahan tambahan, tanpa merugikan sifat-sifat keteguhan.

6. Kekerasan (Hardness)

Adalah kekuatan melawaan terhadap masuknya benda lain kedalamnya..

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

Perilaku struktur sangat dipengaruhi oleh beban yang ditanggung, beban yang akan ditanggung oleh struktur tidak selalu dapat diramalkan atau diduga dengan tepat. Bahkan apabila beban-beban itu telah diketahui dengan baik pada sebuah struktur tertentu, distribusi beban dari satu elemen ke elemen yang lain masih membutuhkan asumsi dan pendekatan. Berikut ini adalah beban-beban yang paling dikenal dalam suatu perhitungan :

1. Beban Mati

Yaitu beban yang diakibatkan oleh berat sendiri konstruksi yang bersifat tetap dan terdiri dari : dinding, lantai, atap, plafon, tangga, balok, kolom.

2. Beban Hidup

Yaitu beban yang ditimbulkan oleh jenis kegunaan gedung yang bersifat tidak tetap, misalnya : manusia, peralatan yang tidak tetap

3. Beban Angin

Yaitu beban yang ditimbulkan oleh angin, dan beban ini harus diperhitungkan untuk struktur tingkat tinggi.

4. Beban Gempa

Yaitu beban yang ditimbulkan akibat gerakan-gerakan lapisan bumi kearah horizontal dan vertical, namun biasanya gerakan vertikalnya lebih kecil dibandingkan gerakan horisontalnya.

Adapun spesifikasi LRFD menggunakan enam kombinasi beban terfaktor yang diberikan dalam persamaan berikut :

- 1) $1,4 D$
- 2) $1,2 D + 0,5 (La \text{ atau } H)$
- 3) $1,2 D + 1,6 (La \text{ atau } H) + 0,8 W$
- 4) $1,2 D + 1,3 W + 0,5 (La \text{ atau } H)$
- 5) $1,2 D$
- 6) $0,9 D \pm (1,3 W)$

Keterangan :

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

La = Beban Hidup (beban yang dapat bergerak)

W = Beban angin

H = Beban air hujan

(Sumber : SNI 03-1729-2002 : Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung, hal 13)

2.3. Load and Resistance Factor Design (LRFD)

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. Disamping itu harus ada sediaan terhadap kemungkinan kekuatan material yang lebih rendah. Penyimpangan dalam dimensi batang, meskipun dalam batas toleransi yang dapat diterima, akan menyebabkan suatu batang memiliki kekuatan atau mutu yang lebih rendah dari yang telah direncanakan. Dalam merencanakan suatu struktur juga harus memperhitungkan kekuatan dari masing-masing fungsi struktur itu sendiri, misalnya dalam merencanakan sambungan (*connection*) harus direncanakan lebih kuat dari kekuatan batang (*frame*), hal ini sebagai antisipasi dari kegagalan pada sambungan karena kegagalan sambungan pada suatu struktur akan mengakibatkan keruntuhan struktur itu sendiri tanpa peringatan. Oleh karena itu desain struktural harus tetap memberikan keamanan yang cukup terhadap kelebihan beban (*Overload*) atau kurang kekuatan (*Understrength*).

2.3.2. Konsep Dasar

2.3.2.1. Teori Kekuatan Batas

Komponen struktur beserta sambungannya harus direncanakan untuk keadaan kekuatan batas sebagai berikut :

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 (R_n) harus ditentukan dari kuat nominal (R_n) yang ditentukan berdasarkan komponen struktur, dikalikan dengan faktor reduksi ()
4. Semua komponen struktur dan sambungan harus direncanakan sedemikian rupa sehingga kuat rencana (R_n) tidak kurang dari pengaruh aksi terfaktor (R_u) yaitu :

$$R_u \leq R_n \quad (2.3.2.1.1)$$

Keterangan:

R_u : kuat terfaktor atau kuat perlu

R_n : kuat rencana

(Sumber; SNI 03-1729-2002 : Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung, hal 14)

2.3.2.2. Faktor Keamanan

Secara umum, persamaan untuk persyaratan keamanan dapat ditulis sebagai berikut : (*Struktur Baja“ Desain dan perilaku : C.G Salmon, John E Johnson hal 28*)

$$R_n \geq \sum Q_i \quad (2.3.2.1.2)$$

dimana:

ϕ : faktor resistensi (reduksi kekuatan)

R_n : kuat nominal

$\sum Q_i$: 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 i , untuk mendapatkan jumlah beban-beban terfaktor iQ_i . Faktor mungkin saja berlainan untuk masing-masing tipe beban Q yang bekerja seperti beban mati (D), beban hidup (L), beban angin (W), beban hujan (H).

2.3.2.3. Faktor Tahanan

Tabel 2.2. Sifat Mekanis Baja Struktur

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
• Terhadap kuat tarik fraktur	0,75
Komponen struktur yang memikul aksi-aksi kombinasi :	
• Kuat lentur atau geser	0,90

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

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

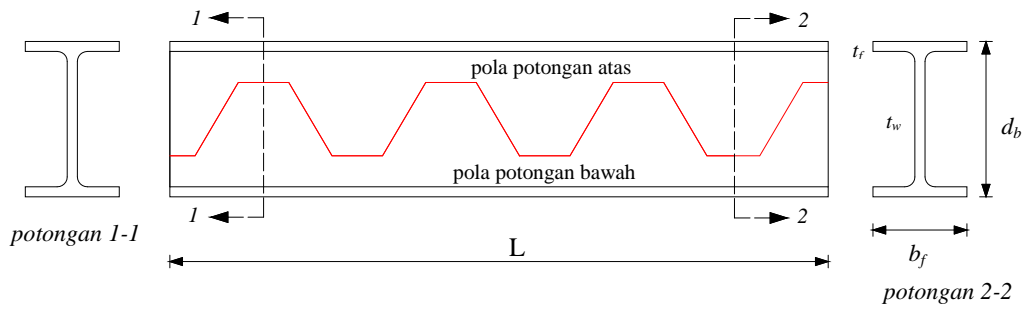
2.4. Balok Castella

Balok castella adalah balok yang terbentuk dengan cara pemotongan balok WF (Wide Flange) secara berliku-liku dengan membentuk sudut tertentu. Tujuan dari “*Castella Beam*” adalah untuk mengurangi berat dan mempertinggi profil, pada prinsipnya adalah memperbesar modulus penampang (S) dan momen inersia

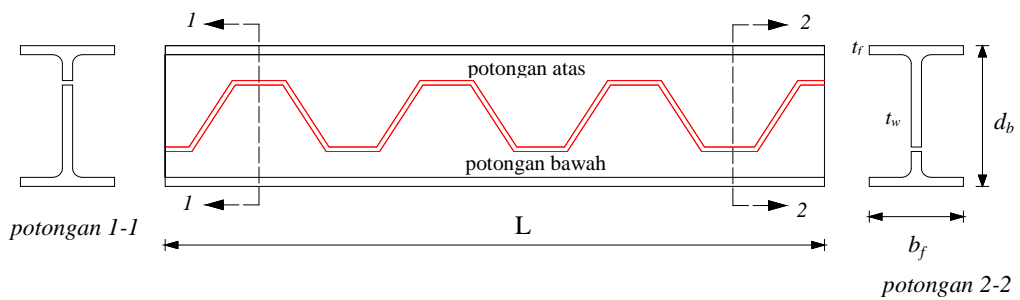
(I) suatu profil sehingga akhirnya akan menghasilkan kekuatan dan kekakuan yang lebih besar dibandingkan profil aslinya. Balok castella ini dihasilkan dari suatu pemotongan profil *WF* atau *I* yang berpola berliku-liku sepanjang garis netral dengan menggunakan las sepanjang balok. Setengah bagian dari potongan tersebut diputar sampai ujungnya bertemu ujung setengah bagian yang lain dan kemudian disatukan dengan las. Sehingga didapat balok profil yang lebih tinggi dari balok aslinya dan berlubang ditengah-tengahnya yang berbentuk seperti sarang lebah. Penggunaan las sebagai penyambung adalah karena las merupakan bagian dari konstruksi dimana dengan pengelasan yang baik, maka akan menghasilkan kekuatan sambungan yang lebih besar daripada material yang akan disambung. Selain itu juga penggunaan las akan memberikan efisiensi dalam pemakaian material sehingga berat konstruksi akan ikut berkurang, cepat dalam pembuatan (*fabrication*) dan pemasangan (*erection*)

2.4.1. Pola pemotongan balok Castella

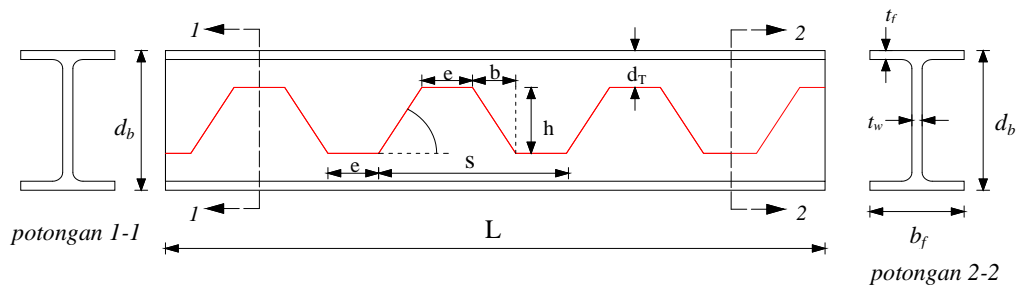
Pola pemotongan balok dan bentuk geometrik hasil pemotongan badan akan membantu menentukan nilai dari bagian yang akan dipotong dan menentukan juga besaran-besaran pada balok yang akan dipakai dalam perhitungan kekuatan balok terlihat pada gambar 2.1, 2.2 dan, gambar 2.3.



Gambar 2.1. Pola pemotongan profil balok I dibelah sepanjang badannya



Gambar 2.2. Setelah pemotongan profil balok I



Gambar 2.3. Geometrik hasil potongan

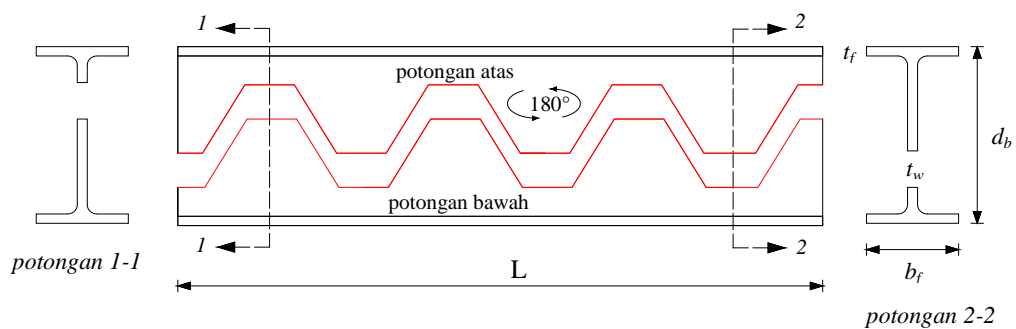
(Sumber; *Design of Welded Structures*; Omer W. Blodgett ; 4.7-2)

2.4.2. Cara Penumpukan/Penyambungan Kembali

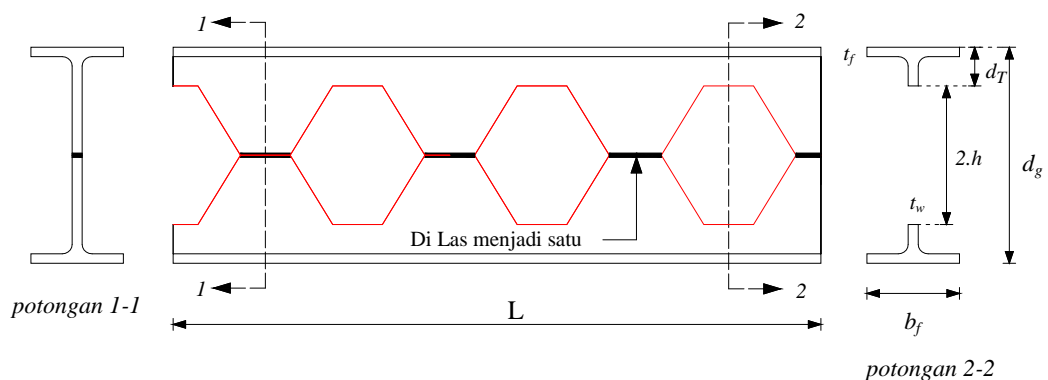
Untuk membuat balok castellsa yaitu dengan cara memutar salah satu potongan dan menumpuk atau menyatukan kembali puncak-puncak potongan profil tunggal tadi dengan las, sehingga didapat balok profil yang lebih tinggi dari balok aslinya dan berlubang ditengah-tengahnya yang menyerupai sarang lebah.

Dalam melakukan pemotongan harus diperhitungkan terlebih dahulu berapa besar e dan b serta sudut kemiringan potongan guna menghindari kurang tepatnya penumpukan atau penyambungan kembali.

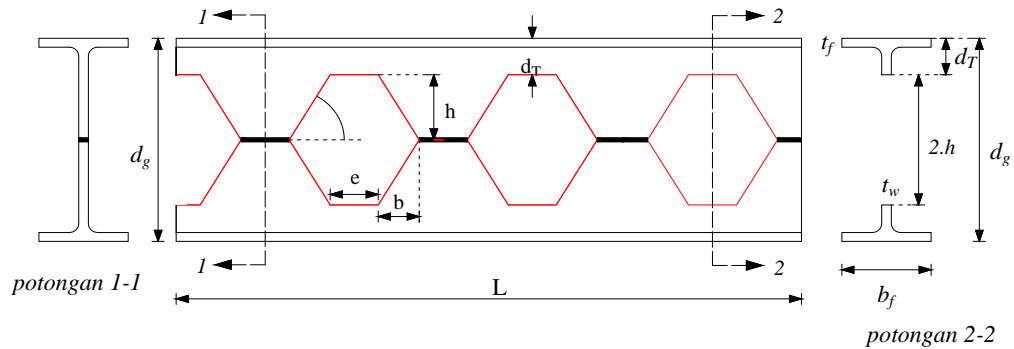
Jika e dapat diatur untuk mendapatkan lubang-lubang sarang lebah yang dapat memberikan jarak lubang yang cukup untuk proses pengelasan. Namun bertambahnya jarak e akan memperbesar tegangan lentur pada penampang T akibat bekerjanya gaya lintang V atau gaya geser V . Oleh karenanya harga e harus diambil sedemikian rupa agar tegangan lentur yang terjadi masih dalam batas-batas yang diijinkan.



Gambar 2.4. Salah satu balok diputar 180°



Gambar 2.5. Dilas menjadi menjadi balok Castella segi enam



Gambar 2.6. Pola penyusunan balok Castella segi enam

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

Keterangan :

$$\tan W = \frac{h}{b} \text{ atau } b = \frac{h}{\tan W} \quad (2.4.2.1)$$

$$d_g = d_b + h \quad (2.4.2.2)$$

$$d_T = \frac{d_b - h}{2} \quad (2.4.2.3)$$

$$s = 2.(b + e) \quad (2.4.2.4)$$

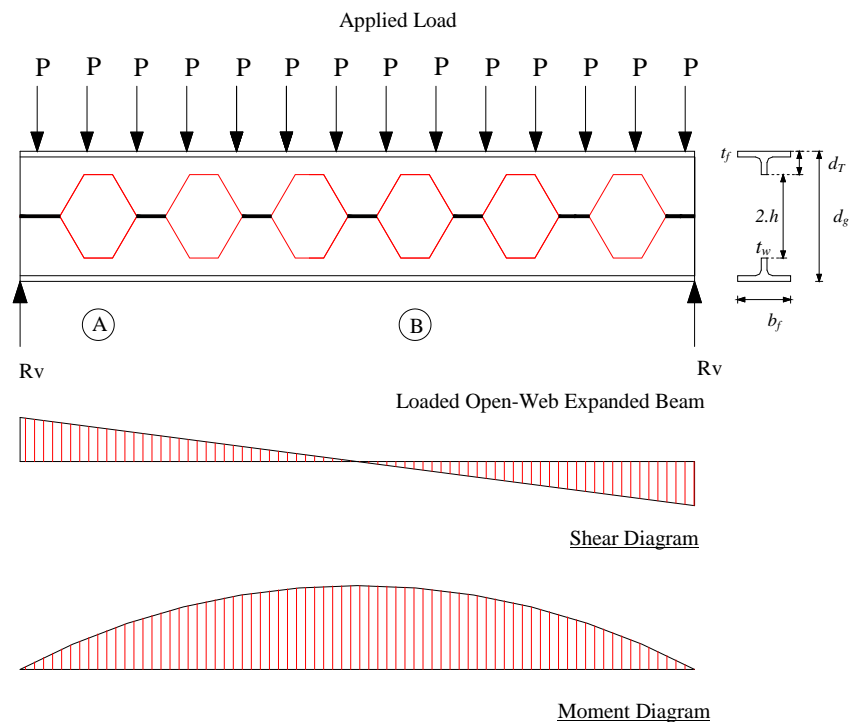
Pada umumnya sudut berkisar antara 45° sampai 70° sedang yang biasa dipakai di lapangan kisarannya adalah $= 45^\circ$ dan $= 60^\circ$. Sudut harus diambil sedemikian rupa hingga tegangan geser horisontal sepanjang garis netral pada badan profil tidak melampaui tegangan geser ijin.

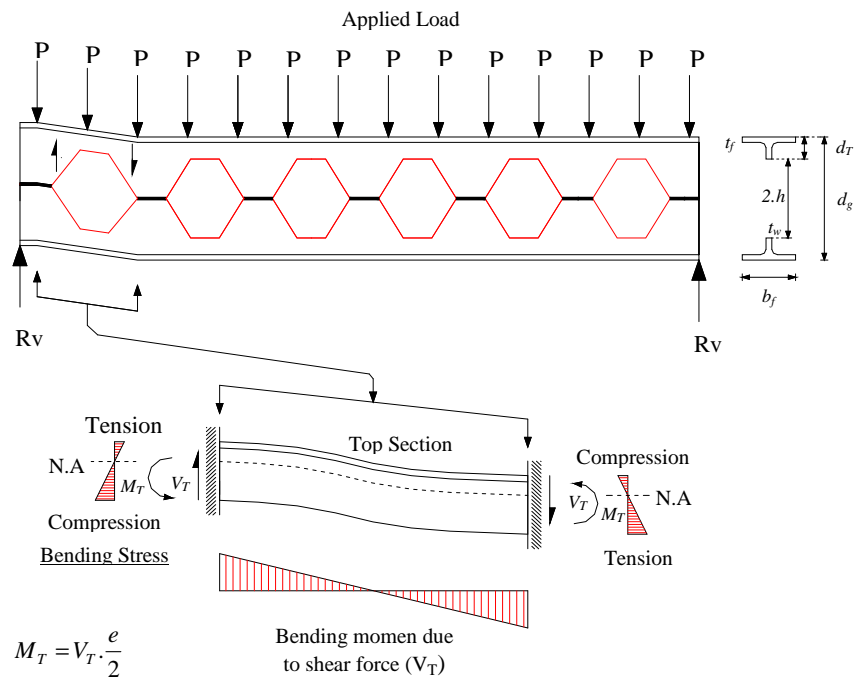
2.4.3. Kekuatan Balok Castella

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 seperti terlihat pada gambar 2.7 dan 2.8.





Gambar 2.7. Balok Castella yang mengalami buckling pada daerah tumpuan

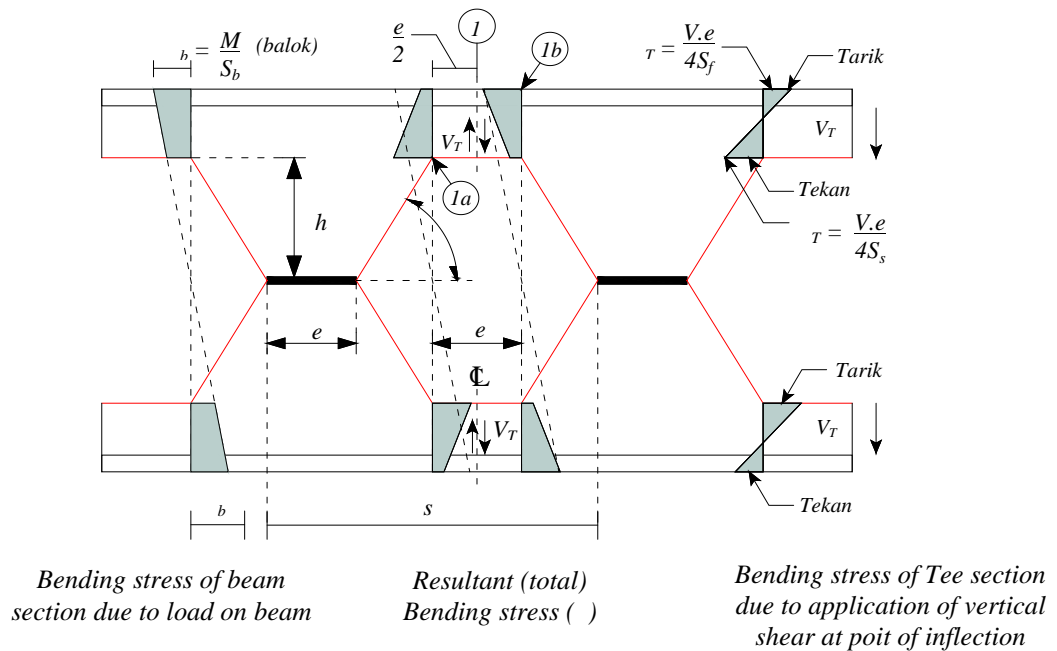
Rumus (Sumber; *Design of Welded Structures; Omer W. Blodgett ; 4.7-3*)

$$M_T = V_T \cdot \frac{e}{2} \quad (2.4.3.1)$$

Keterangan :

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

V_T : gaya geser 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).

$$\tau_{1a} = \frac{M_{1a} \cdot h}{I_g} + \frac{V_1 \cdot e}{4 \cdot S_s} \quad (2.4.3.2)$$

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).

$$\tau_{1b} = \frac{M_{1b} \cdot d_g}{I_g \cdot 2} + \frac{V_1 \cdot e}{4 \cdot S_f} \quad (2.4.3.3)$$

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 :

$$S_g = \frac{M}{\sigma} \quad (2.4.3.4)$$

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 :

$$K_1 = \frac{d_g}{d_b} \quad (2.4.3.5)$$

Keterangan :

d_g : tinggi balok castella, mm

d_b : tinggi balok aslinya, mm

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

$$h = d_b \cdot (K_1 - 1) \quad (2.4.3.6)$$

Keterangan :

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

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

$$d_T \geq \frac{V}{2 \cdot t_w \cdot \tau} \quad (2.4.3.7)$$

$$h = d_b - 2 \cdot d_T \quad (2.4.3.8)$$

Keterangan :

V : gaya geser, kg

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

5. Mencari tinggi balok castella (d_g) :

$$d_g = d_b + h \quad (2.4.3.9)$$

6. Tinggi penampang T yang dipakai (d_T) :

$$d_T = (d_g / 2) - h \quad (2.4.3.10)$$

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

$$d_s = d_T - t_f \quad (2.4.3.11)$$

Keterangan :

t_f : tebal pelat sayap profil, mm

8. Menghitung tegangan lentur pelat badan castella yang diijinkan (τ):

$$\tau = \left[1 - \frac{10,434}{Cc^2} \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right] \cdot 0,6 \cdot \tau \quad (2.4.3.12)$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2f^2 \cdot E}{\tau}} \quad (2.4.3.13)$$

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

$$\tau_v = \frac{4 \cdot (f_{\text{max}}) / 180^\circ \cdot \tau}{3 \cdot t_g} \quad (2.4.3.14a)$$

Untuk tegangan maksimum :

$$\tau_{\text{max}} = 1,16 \frac{95\% \cdot V}{t_w \cdot d_g} \quad (2.4.3.14b)$$

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

$$K_2 = \frac{e}{s} = \frac{\tau_{\text{max}}}{\tau_v} \quad (2.4.3.15)$$

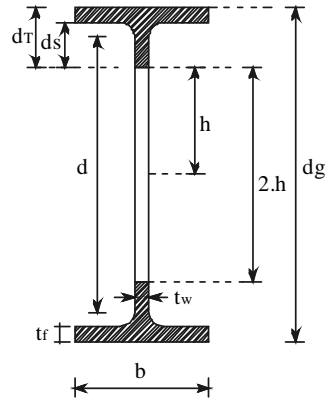
$$e \geq \frac{2 \cdot h \cdot t_g}{(1/K_2) - 2} \quad (2.4.3.16)$$

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)

$$A_T = A_f + A_s \quad (2.4.3.17)$$

$$A_f = b + t_f \quad (2.4.3.18)$$

$$A_s = d_s + t_w \quad (2.4.3.19)$$

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)

$$W_T = A_f(d_s + (t_f / 2)) + A_s(d_s / 2) \quad (2.4.3.20)$$

13. Mencari nilai momen inersia penampang T (I_T)

$$I_T = A_f(d_s^2 + (d_s \cdot t_f) + (t_f^2 / 3)) + A_s(d_s^2 / 3) \quad (2.4.3.21)$$

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

$$C_s = \frac{W_T}{A_T} \quad (2.4.3.22)$$

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

$$I_t = I_T - C_s \cdot W_T \quad (2.4.3.23)$$

16. Modulus tahanan tangkai penampang T (S_s)

$$S_s = \frac{I_t}{C_s} \quad (2.4.3.24)$$

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

$$d = 2 \cdot (h + C_s) \quad (2.4.3.25)$$

18. Momen Inersia penampang castella (I_g)

$$I_g = 2 \cdot I_t + ((A_T \cdot d^2) / 2) \quad (2.4.3.26)$$

19. Modulus tahanan penampang castella (I_g)

$$S_g = \frac{2 \cdot I_g}{d_g} \quad (2.4.3.27)$$

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

$$s = 2 \cdot (e + h \cdot t_{g''}) \quad (2.4.3.28)$$

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

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad (2.4.3.29)$$

$$M_n = S_x \cdot f_y \quad (2.4.3.30)$$

Keterangan :

M_u : momen lentur (kgm)

M_n : momen nominal (kgm)

S_x : modulus penampang (cm^3)

f_y : tegangan leleh (kg/cm^2)

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 castellsa.
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.

$$M_T = V_T \cdot \frac{e}{2} \quad (2.4.3.31)$$

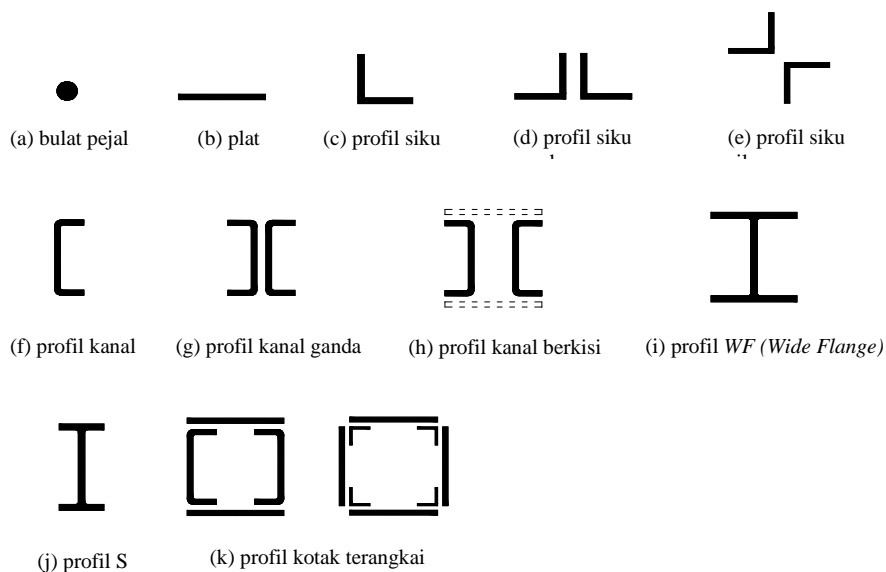
Rumus (Sumber; Design of Welded Structures; Omer W. Blodgett; 4.7-3)

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 ($e/2$)
6. 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. Batang ini sangat efektif dalam memikul beban. Batang ini juga dapat terdiri dari profil tunggal ataupun profil-profil tersusun. Contoh-contoh batang tarik adalah profil bulat, plat, siku, siku ganda, kanal, WF, dan lain-lain. Gambar 2.9 menunjukkan beberapa penampang dari batang tarik yang umum digunakan.



Gambar 2.10. Penampang batang-batang tarik

(Sumber; *Struktur Baja 1; Charles G. Salmon; hal 79*)

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

$$T_u \leq \phi \cdot T_n \quad (2.5.1)$$

dimana:

ϕ : faktor resistensi (reduksi tahanan)

T_n : tahanan nominal

T_u : gaya tarik aksial terfaktor

(Sumber; Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD; Agus Setiawan; hal 31)

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 kondisikeruntuhan batang tarik.

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

$$T_n = A_g \cdot f_y \quad (2.5.2)$$

dimana:

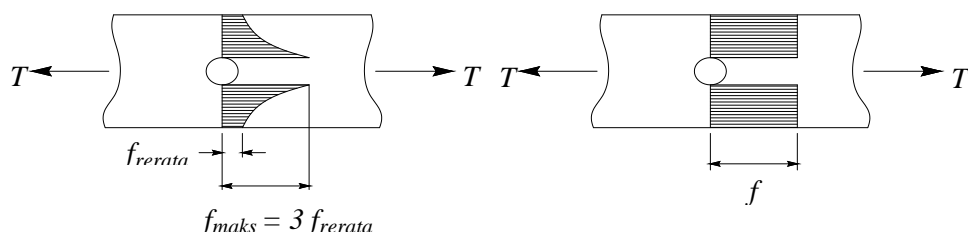
A_g : luas penampang kotor, mm^2

f_y : kuat leleh material, MPa

(Sumber; Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD; Agus Setiawan; hal 31)

Bila kondisi fraktur dari luas penampang efektif pada sambungan untuk batang tarik yang berlubang, misalnya pada penempatan baut , maka luas

penampangnya tereduksi, dan dinamakan luas netto (A_n). Lubang pada batang menimbulkan konsentrasi tegangan akibat beban kerja. Teori elastis menunjukkan bahwa tegangan tarik disekitar lubang baut tersebut adalah sekitar tiga kali tegangan rerata pada penampang neto. Namun saat serat dalam material mencapai regangan leleh $\epsilon_y = f_y/E_s$, tegangan menjadi konstan sebesar f_y , dengan deformasi yang masih berlanjut sehingga semua serat dalam material mencapai ϵ_y atau lebih. Tegangan yang terkonsentrasi disekitar lubang tersebut dapat menimbulkan fraktur pada sambungan terlihat pada gambar 2.11.



Gambar 2.11. Distribusi tegangan akibat adanya lubang pada penampang

(Sumber; Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD; Agus Setiawan; hal 31)

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

$$T_n = A_e \cdot f_u \quad (2.5.3)$$

dimana:

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

A_n : luas penampang neto, mm^2

U : koefisien reduksi 0,9

f_u : tegangan tarik putus material, MPa

(Sumber; Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD; Agus Setiawan; hal 32)

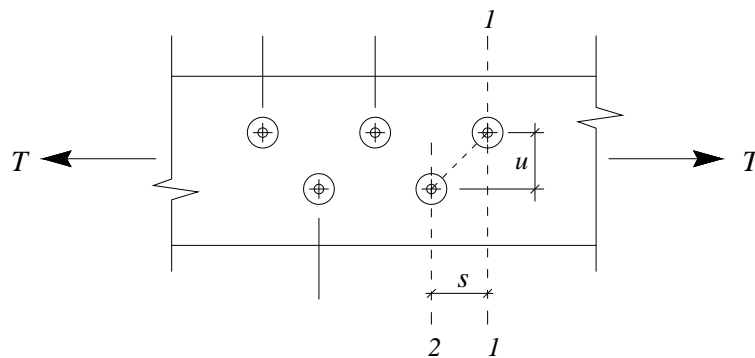
Faktor pada persamaan 2.5.1 adalah faktor tahanan sebesar :

: 0,90 untuk kondisi leleh, dan

: 0,75 untuk kondisi faktor.

Luasneto penampang batang tarik tidak boleh diambil lebih besar dari pada 85% luas brutonya, atau $A_n \leq 0,85 \cdot A_g$

Lubang baut dapat diletakkan berselang-seling seperti pada gambar 2.11. Dalam SNI-03-1729-2002 pasal 10.2.1 diatur mengenai cara perhitungan luas neto penampang dengan lubang yang letaknya berselang-seling, dinyatakan bahwa luas neto harus dihitung berdasarkan luas minimum antara potongan 1 dan porongan 2 pada gambar 2.12.



Gambar 2.12. Keruntuhan potongan 1-1 dan potongan 1-2

Dari potongan 1-1 diperoleh $A_n = A_g - n \cdot d \cdot t$ (2.5.4)

potongan 1-2 $A_n = A_g - n \cdot d \cdot t + \sum \frac{s^2 \cdot t}{4u}$ (2.5.5)

dimana:

A_g : luas penampang kotor

A_n : luas penampang neto, mm²

- t : tebal penampang
- d : diameter lubang
- n : banyak lubang dalam satu potongan
- s, u : jarak antar sumbu lubang pada arah sejajar dan tegak lurus sumbu komponen struktur

Untuk luas neto efektif, kinerja batang tarik dapat dipengaruhi oleh beberapa hal, namun hal yang perlu diperhatikan adalah masalah sambungan, karena adanya sambungan pada suatu batang tarik akan memperlemah batang tersebut. Efisiensi suatu sambungan merupakan fungsi dari daktilitas material, jarak antar alat pengencang, konsentrasi tegangan pada lubang baut serta suatu fenomena yang sering disebut *shear lag*.

Shear lag timbul jika suatu komponen struktur tarik hanya disambung sebagian siku, sebagai contoh adalah sambungan untuk profil siku pada gambar 2.12. Profil siku tersebut hanya disambung pada salah satu kakinya saja, sehingga bagian yang disambung akan mengalami beban yang berlebihan sedangkan bagian lainnya tidak menerima tegangan yang sama besarnya. Masalah *shear lag* dapat diatasi dengan memperpanjang sambungan, dan dalam perhitungan diantisipasi dengan menggunakan istilah luas neto efektif. Dinyatakan bahwa luas penampang efektif komponen struktur yang mengalami gaya tarik harus ditentukan sebagai berikut :

$$A_e = U \cdot A_n \tag{2.5.6}$$

dimana:

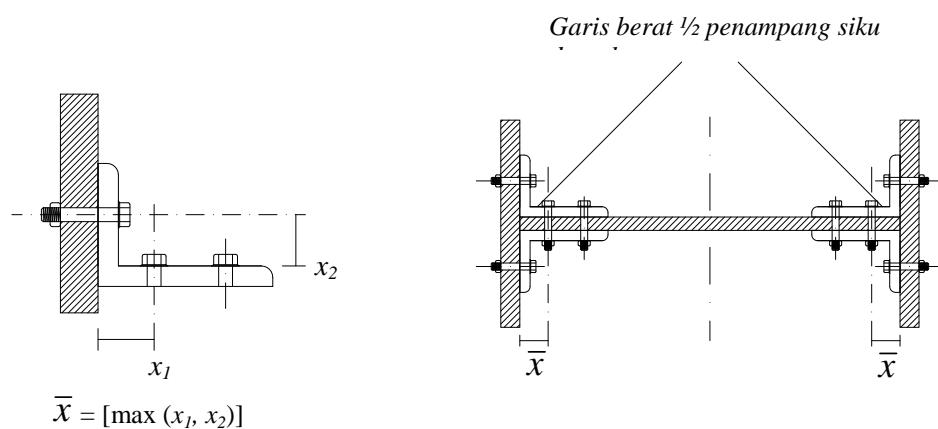
- A_g : luas penampang kotor

A_n : luas penampang neto, mm²

U : koefisien reduksi = $1 - \frac{\bar{x}}{L}$ 0,9

\bar{x} : eksentrisitas sambungan

L : panjang sambungan dalam arah gaya tarik



Gambar 2.13. Nilai \bar{x} untuk profil siku

(Sumber ;Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD; Agus Setiawan; hal 33-36)

2.5.1 Komponen Struktur 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 :

$$f = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \quad (2.5.1.1)$$

dengan $S_x = \frac{I_x}{c_y}$ dan $S_y = \frac{I_y}{c_x}$ (2.5.1.2)

sehingga $f = \frac{M_x \cdot c_y}{I_x} + \frac{M_y \cdot c_x}{I_y}$ (2.5.1.3)

dimana:

f : tegangan lentur

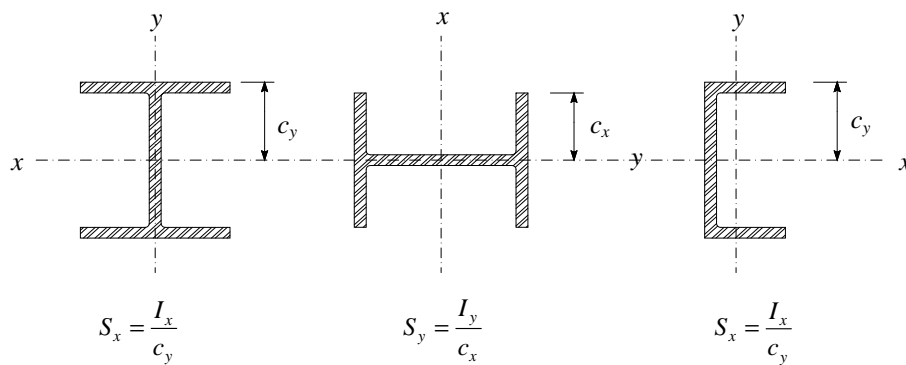
M_x, M_y : momen lentur arah x dan y

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 2.14. Modulus penampang berbagai profil simetri

2.5.2 Balok Terkekang Lateral

Tahanan balok dalam desain LRFD harus memenuhi persyaratan :

$$b \cdot M_n > M_u \quad (2.5.2.1)$$

Keterangan :

$$b \quad : 0,90$$

M_n : tahanan momen nominal (kgm)

M_u : momen lentur akibat beban terfaktor

(Sumber; Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD; Agus Setiawan; hal 84-85)

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 : $< p$
2. Penampang tidak Kompak : $p < < r$
3. Penampang langsing : $> r$

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

$$M_n = M_p = Z \cdot f_y \quad (2.5.2.2)$$

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 $r_p < r_s$ adalah :

$$M_n = M_r = (f_y - f_r) \cdot S \quad (2.5.2.3)$$

Keterangan :

f_y : kuat leleh

f_r : tegangan sisa (*residu*)

S : modulus penampang

Rumus untuk lendutan yang dipakai adalah :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI} = \frac{5 \cdot M \cdot L^2}{48 \cdot EI} \quad (2.5.2.4)$$

(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 $r_p < r_s$, maka besarnya tahanan momen nominal dicari dengan melakukan interpolasi linier, sehingga diperoleh :

$$M_n = \frac{r_s - r_p}{r_s - r_p} M_p + \frac{r_p - r_s}{r_s - r_p} M_r \quad (2.5.2.5)$$

Keterangan :

r_s : kelangsingan penampang balok ($b/2 \cdot t_f$)

r_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, hal:186)

2.6 Batang Tekan

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. Dengan demikian, untuk desain elemen-elemen tersebut dalam struktur baja, diperlukan pengetahuan yang mendalam mengenai elemen batang tekan.

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. Untuk itu kekuatan sebuah kolom dapat diwujudkan sebagai;

$$P_{cr} = \frac{E_t \cdot A_g}{(KL/r)^2} = f_{cr} \cdot A_g \quad (2.6.1.1)$$

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;

$$P_n = A_g \cdot f_{cr} \quad (2.6.1.2)$$

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 (cm²)

$$1. \text{ Untuk } \lambda_c \leq 1,5 : f_{cr} = (0,658 \cdot \lambda_c^2) f_y \quad (2.6.1.3)$$

$$2. \text{ Untuk } \lambda_c > 1,5 : f_{cr} = \left[\frac{0,887}{\lambda_c^2} \right] \cdot f_y \quad (2.6.1.4)$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{f_y}{f^2 E}} \quad (2.6.1.5)$$

Keterangan :

- λ_c : parameter kerampingan
- A_g : luas penampang kotor (cm²)
- K : faktor panjang efektif
- L : panjang batang/kolom (cm)
- f_y : tegangan leleh baja (kg/cm²)
- r : radius girasi (cm) = $\sqrt{I / A_g}$

(Sumber; Struktur Baja 1, Charles G. Salmon, 6.7.6)

Persyaratan kekuatan dan resistansi menurut LRFD

$$\phi_c P_n \geq P_u \quad (2.6.1.6)$$

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 :

$$N_u \leq \phi \cdot N_n \quad (2.6.2.1)$$

Keterangan :

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

N_u : beban layanan terfaktor (kg)

ϕ : 0,85

Tegangan kritis untuk daerah elastis, ditulis sebagai :

$$\frac{f_{cr}}{f_y} = \frac{f^2 \cdot E}{\lambda^2 \cdot f_y} = \frac{I}{\lambda_c^2} \quad (2.6.2.2)$$

$$\text{Sehingga } \lambda_c = \frac{\lambda}{f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (2.6.2.3)$$

Daya dukung nominal N_n struktur tekan dihitung sebagai berikut :

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\lambda_c^2} \quad (2.6.2.4)$$

dengan besarnya ditentukan oleh λ_c , yaitu :

$$\text{untuk } \lambda_c < 0,25 \quad \text{maka } \phi = 1 \quad (2.6.2.5a)$$

$$\text{untuk } 0,25 < \lambda_c < 1,2 \quad \text{maka } \phi = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} \quad (2.6.2.5b)$$

$$\text{untuk } \lambda_c > 1,2 \quad \text{maka } \phi = 1,25 \cdot \lambda_c^{-2} \quad (2.6.2.5c)$$

Keterangan :

c : parameter kerampingan untuk kolom

: rasio kerampingan untuk elemen-elemen plat

2.6.3 Panjang Tekuk Kolom

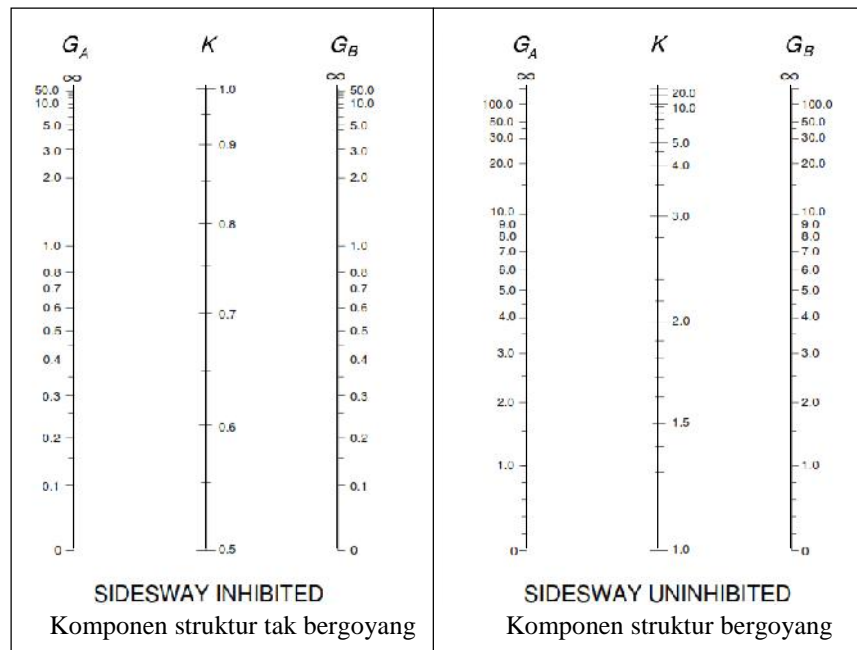
Kekuatan kolom mengasumsikan ujung sendi di mana tidak ada kekangan rotasional momen. Kekangan momen nol pada ujung merupakan situasi paling lemah untuk batang tekan yang salah satu ujungnya tidak dapat bergerak transversal relatif terhadap ujung lainnya. Untuk kolom berujung sendi semacam ini, panjang ekuivalen ujung sendi KL merupakan panjang L sebenarnya; dengan demikian $K = 1$. Panjang ekuivalen berujung sendi disebut sebagai panjang efektif. Untuk memaksa sendi plastis pada balok, maka kolom dibuat lebih kuat (*overstrenght*). 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 Counstruction, Column Design 3-6*), dengan menghitung nilai G , yaitu :

$$G = \frac{\sum (I / L)_{kolom}}{\sum (I / L)_{balok}} \quad (2.6.3.1)$$

Keterangan :

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

L : panjang kolom/balok (cm)



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

Gambar 2.15. Nomograf panjang tekuk kolom portal

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

Panjang efektif suatu kolom secara sederhana dapat didefinisikan sebagai jarak diantara dua titik pada kolom tersebut yang mempunyai momen sama dengan nol, atau didefinisikan pula sebagai jarak diantara dua titik belok dari kelengkungan kolom.

Garis terputus menunjukkan posisi kolom saat tertekuk	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	
	Nilai k_c teoritis	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Nilai k_c desain	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0	
Keterangan kode ujung	(jepit) (sendi) (rol tanpa rotasi) (ujung bebas)						

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

Gambar 2.16. Nilai faktor panjang tekuk untuk beberapa macam perletakan

2.6.4 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 :

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{w.N_n} \geq 0,2 \quad (2.6.4.1)$$

$$\frac{N_u}{w.N_n} + \frac{9}{8} \left(\frac{M_{ux}}{w_b.M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{w_b.M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (2.6.4.2)$$

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\phi \cdot N_n} < 0,2 \quad (2.6.4.3)$$

$$\frac{N_u}{\phi \cdot N_n} \left(\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (2.6.4.4)$$

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

: factor reduksi tahanan tekan = 0,85

2.6.5 Perbesaran Momen Untuk Struktur Tak Bergoyang

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

$$M_u = b \cdot M_{ntu} \quad (2.6.5.1)$$

Keterangan :

M_{ntu} : momen lentur terfaktor orde pertama

b : factor perbesaran momen untuk komponen struktur tak bergoyang

Dimana :

$$b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{e1}} \right)} \geq 1 \quad (2.6.5.2)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (2.6.5.3)$$

Keterangan :

N_u : gaya aksial tekan terfaktor

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

2.6.6 Tekuk Lokal Web Pada Komponen Struktur Balok Kolom

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

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{w_b \cdot N_y} < 0,125 \quad (2.6.6.1)$$

$$\rho_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{2,75 \cdot N_u}{w_b \cdot N_y} \right) \leq 1 \quad (2.6.6.2)$$

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{w_b \cdot N_y} \geq 0,125 \quad (2.6.6.3)$$

$$\rho_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left(2,33 - \frac{N_u}{w_b \cdot N_y} \right) > \frac{665}{\sqrt{f_y}} \quad (2.6.6.4)$$

$$N_y = A_g \cdot f_y \quad (2.6.6.5)$$

Keterangan :

$b.N_y$: gaya aksial yang diperlukan untuk mencapai kondisi leleh.

A_g : luas penampang profil.

2.7. Sambungan

Sambungan terdiri dari komponen sambungan (pelat pengisi, pelat buhul, pelat pendukung, dan pelat penyambung) dan alat pengencang (baut dan las). Sambungan tipe tumpu adalah sambungan yang dibuat dengan menggunakan baut yang dikencangkan dengan tangan, atau baut mutu tinggi yang dikencangkan untuk menimbulkan gaya tarik minimum yang disyaratkan, yang kuat rencananya disalurkan oleh gaya geser pada baut dan tumpuan pada bagian-bagian yang disambungkan.

Terdapat tiga klasifikasi sambungan :

1. Sambungan kaku
2. Sambungan semi kaku
3. Sambungan sendi

Dalam merencanakan sambungan, kuat rencana setiap sambungan tidak boleh kurang dari beban terfaktor yang dihitung, dan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

1. Gaya dalam yang disalurkan berada dalam keseimbangan dengan gaya=gaya yang bekerja pada sambungan.
2. Deformasi pada sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan.

3. Sambungan dan komponen yang berada berdekatan harus mampu memikul gaya=gaya yang bekerja padanya.

2.7.1. Sambungan Baut

Setiap struktur baja merupakan gabungan dari beberapa komponen batang yang disatukan dengan alat pengencang. Salah satu alat pengencang disamping las yang cukup populer adalah baut terutama baut mutu tinggi. Baut mutu tinggi menggeser penggunaan paku keling sebagai alat pengencang karena beberapa kelebihan yang dimilikinya dibanding kan paku keling, seperti penggunaan tenaga kerja yang lebih sedikit, kemampuan menerima gaya yang lebih besar dan secara keseluruhan dapat menghemat biaya konstruksi. Selain mutu tinggi, ada pula baut mutu normal A 307 terbuat dari baja kadar karbon rendah.

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 :

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \quad (2.7.1.1)$$

Keterangan :

ϕ : faktor reduksi kekuatan (0,75)

R_n : kuat nominal baut (0,75)

a. Kekuatan tarik desain satu baut dihitung dengan :

$$T_d = f T_n = f \cdot 0,75 \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (2.7.1.2)$$

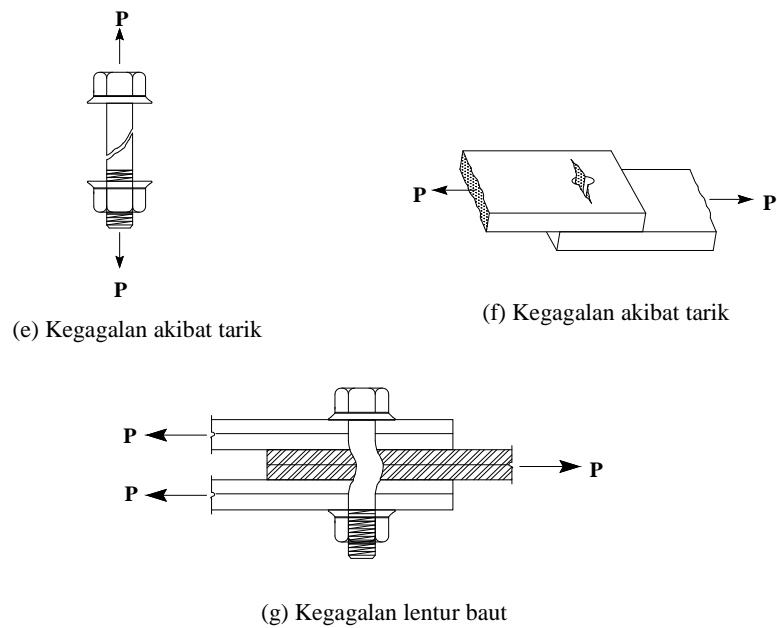
Keterangan :

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 ($1/4 \cdot d^2$)

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



Gambar 2.17. Kegagalan baut tarik dan kegagalan baut tarik lentur

(Sumber; Charles G. Salmon dan John E. Johnson, Struktur Baja lhal 127-128)

b. Kekuatan geser desain satu baut dihitung dengan :

$$V_d = f V_n = f \cdot r_l \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (2.7.1.3)$$

Keterangan :

f : faktor reduksi untuk fraktur (0,75)

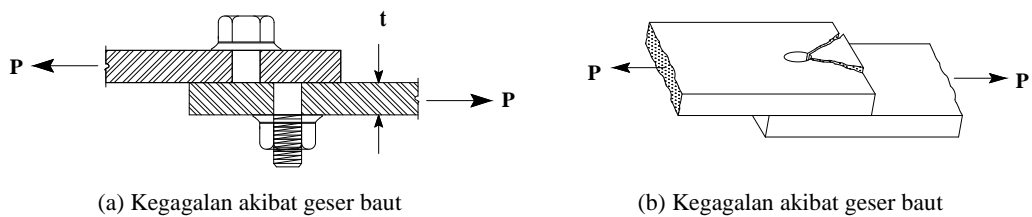
f_u^b : tegangan tarik putus baut

r_1 : untuk baut tanpa ulir pada bidang geser (0,5)

r_1 : untuk baut dengan ulir pada bidang geser (0,4)

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

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



Gambar 2.18. Kegagalan baut akibat geser

(Sumber; Charles G. Salmon dan John E. Johnson, Struktur Baja hal 127-128)

c. 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 :

$$R_d = f R_n = 2,4 \cdot f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \quad (2.7.1.4)$$

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 :

$$R_d = f R_n = 2,0 \cdot f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \quad (2.7.1.5)$$

Keterangan :

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:

$$f_{uv} = \frac{V_u}{n \cdot A_b} \leq r_1 \cdot f \cdot f_u^b \cdot m \quad (2.7.1.6)$$

$$T_d = f \cdot T_n = f \cdot f_t \cdot A_b \leq \frac{T_u}{n} \quad (2.7.1.7)$$

$$f_t = f_1 - r_2 \cdot f_{uv} \leq f_2 \quad (2.7.1.8)$$

Keterangan :

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

untuk baut mutu tinggi :

f_1 : 807 MPa, $f_2 = 621$ MPa

r_1 : untuk baut dengan ulir pada bidang geser (1,9)

r_2 : untuk baut tanpa ulir pada bidang geser (1,5)

f_u^b : tegangan tarik putus baut

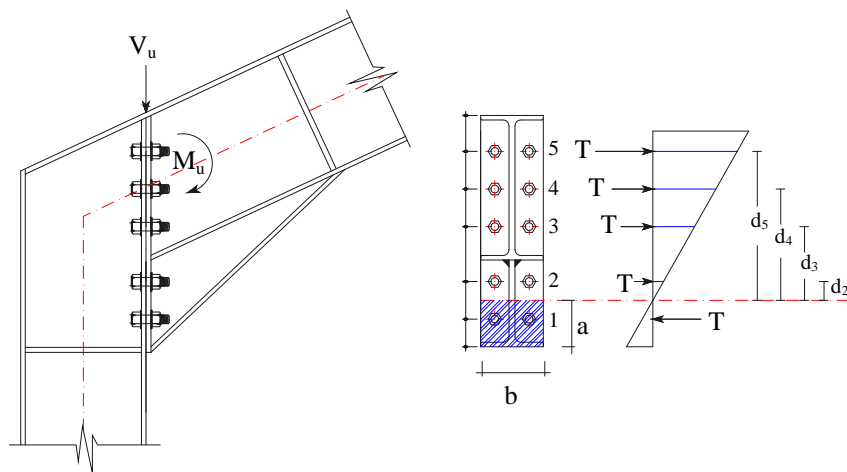
untuk baut mutu normal :

f_1 : 410 MPa, $f_2 = 310$ MPa

r_2 : (1,9)

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

Akibat momen yang terjadi tegangan tekan yang dipikul pelat dan tegangan tarik yang dipikul oleh baut adalah :



Gambar 2.19. Diagram tegangan pada baut akibat momen

Kontrol baut terhadap tarik

$$T_u \leq T_d = f_t \cdot A_b \quad (2.7.1.9)$$

Keterangan :

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

Anggap beban tarik baut = T_d (diambil dari T_d tarik murni dan kombinasi geser tarik yang terkecil).

$$\text{Garis netral : } a = \frac{\sum T}{f_{yp} \cdot b} = \frac{0,75 \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot n_b \cdot n}{f_{yp} \cdot b} \quad (2.7.1.19)$$

Keterangan :

f_{yp} : tegangan leleh pelat

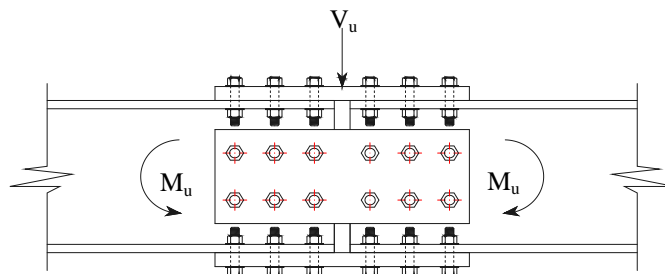
n_b : jumlah baris baut

Momen rencana yang dapat ditahan oleh sambungan adalah :

$$M_u \leq M_n \quad (2.7.1.20)$$

$$M_r = M_n = \frac{0,9 \cdot f_{yp} \cdot a^2 \cdot b}{2} + \sum_{i=1}^n T \cdot d_i \quad (2.7.1.21)$$

Balok yang direncanakan memikul kombinasi geser dan lentur :



Gambar 2.20. Sambungan balok dengan balok yang memikul geser dan lentur

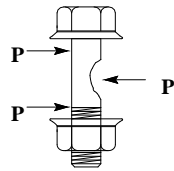
$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375 \quad (2.7.1.22)$$

(Sumber : SNI 03-1729-2002 : Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung, hal 48)

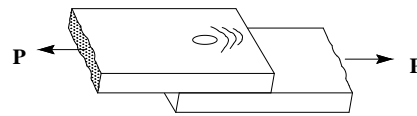
Keterangan :

V_n : Kuat geser nominal plat badan akibat geser saja.

M_n : Kuat lentur nominal balok.



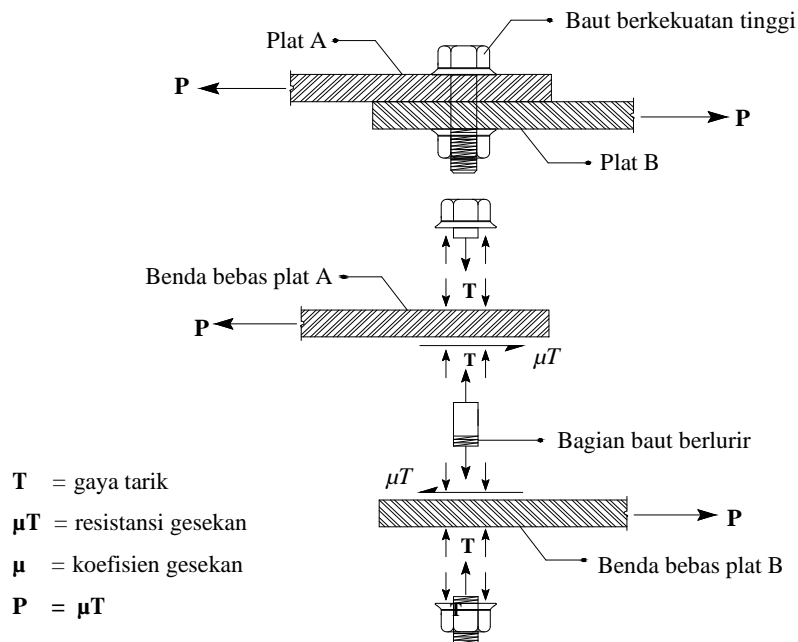
(a) Kegagalan akibat tumpu



(b) Kegagalan akibat tumpu

Gambar 2.21. Kegagalan baut akibat tumpu

(Sumber; Charles G. Salmon dan John E. Johnson, Struktur Baja I hal 127-128)



Gambar 2.22. Transfer beban pada sambungan baut berkekuatan tinggi dipratarik

(Sumber; Charles G. Salmon dan John E. Johnson, Struktur Baja I hal 127)

Untuk perhitungan jumlah baut (n) adalah :

$$n = (V_u / R_n) \quad (2.7.1.23)$$

Keterangan :

R_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)	Kuat Tarik Min (MPa)
A307	6,35 – 104	–	60
A325	12,7 – 25,4	585	825
	28,6 – 38,1	510	725
A490	12,7 – 38,1	825	1035

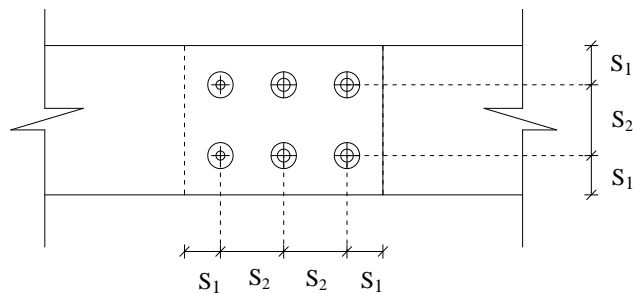
(Sumber; Perencanaan Struktur Baja Metode LRFD edisi II, Agus Setiawan,hal:109)

Tata letak baut diatur dalam SNI 03–1729–2002 Pasal 13.4. Jarak antar pusat lubang baut pengencang tidak boleh kurang dari 3 kali diameter nominal pengencang.

Untuk jarak minimum dari pusat pengencang ketepi pelat atau pelat sayap profil harus memenuhi 3 spesifikasi dibawah ini.

1. Tepi dipotong dengan tangan = $1,75 d_b$
2. Tepi dipotong dengan mesin = $1,5 d_b$
3. Tepi profil bukan hasil tangan = $1,25 d_b$

Sedangkan jarak maksimum antara pusat pengencang tidak boleh melebihi $15 t_p$ (dengan t_p adalah tebal plat lapis tertipis didalam sambungan), atau 200 mm. Pada pengencang yang tidak perlu memikul beban terfaktor dalam daerah yang mudah berkarat , jarak tidak boleh melebihi $32 t_p$ atau 300 mm.pada baris luar pengencang dalam arah rencana, jarak tidak boleh melebihi $(4 t_p + 100 \text{ mm})$ atau 200 mm. Untuk jarak tepi maksimum dari pusat tap pengencang ketepi terdekat suatu bagian yang berhubungan dengan tepi yang lain tidak boleh lebih dari 12 kali tebal plat lapis luar tertipis dalam sambungan dan juga tdak boleh melebihi 150 mm.



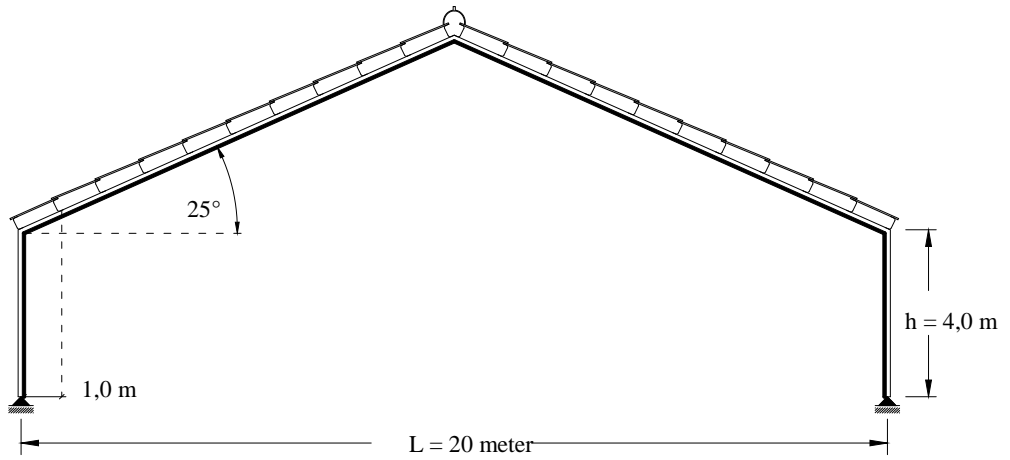
Gambar 2.23. Tata letak baut

Keterangan :

S_1 : jarak tepi baut

S_2 : jarak antar baut

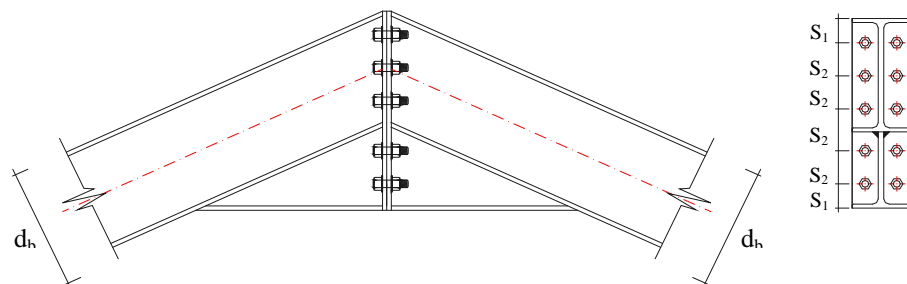
(Sumber; *Perencanaan Struktur Baja Metode LRFD edisi II, Agus Setiawan, hal: 110*)



Gambar 2.24. Struktur Gable Frame



Gambar 2.25. Model sambungan tepi (sambungan kolom-balok)

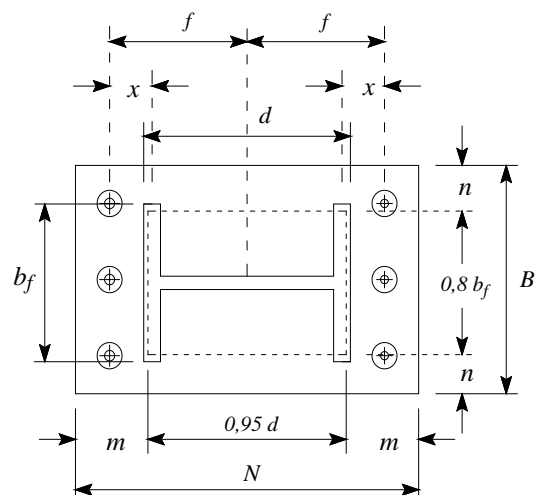


Gambar 2.26. Model sambungan puncak (sambungan balok-balok)

2.8. Pelat dasar

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

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 2.27. Penampang Pelat dasar

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

$$m = \frac{(N - 0,95 \cdot d)}{2} \quad (2.8.1)$$

$$n = \frac{(B - 0,8 \cdot bf)}{2} \quad (2.8.2)$$

$$x = f - \frac{d}{2} - \frac{t_f}{2} \quad (2.8.3)$$

Keterangan :

B : Lebar plat dasar

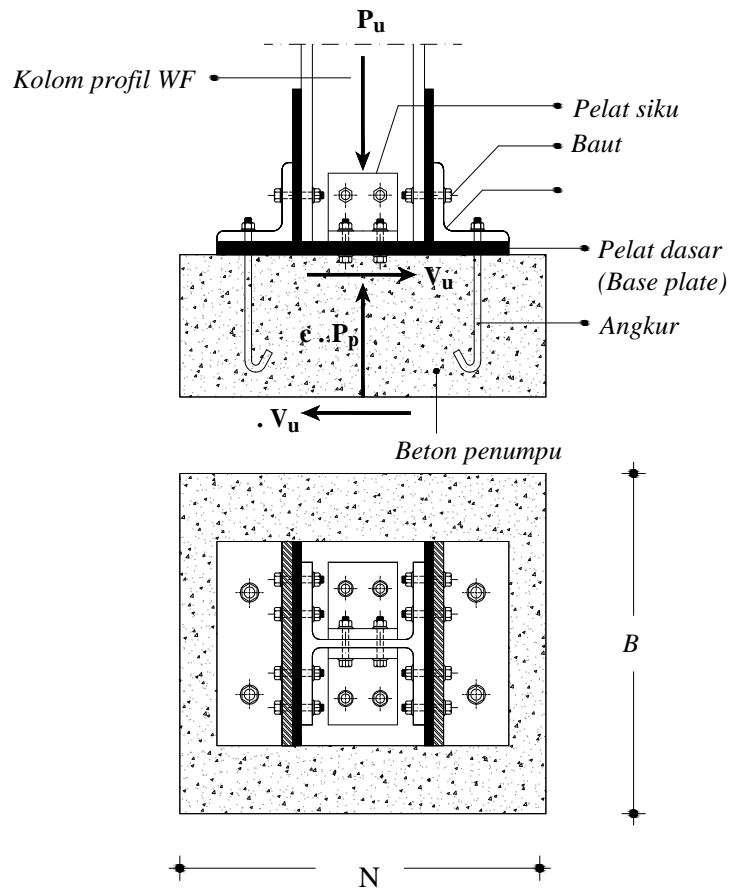
N : panjang plat dasar

b : lebar sayap/flens kolom

d : tinggi profil kolom

f : jarak angkur kesumbu pelat dasar dan sumbu kolom

Struktur pelat dasar tanpa beban momen lentur, atau dalam bentuk idealisasi tumpuan, adalah berupa tumpuan sendi. Dalam kasus ini suatu base plate harus mampu memikul gaya aksial serta gaya geser. Karena tidak ada momen lentur yang bekerja, maka akan terjadi distribusi tegangan yang merata sepanjang bidang kontak antara pelat dasar dan beton penumpu. Sedangkan angkur yang terpasang ditujukan untuk menahan gaya geser yang terjadi.



Gambar 2.28. Pelat dasar dengan gaya aksial dan gaya geser

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

$$P_u = c \cdot P_p \quad (2.8.4)$$

$$P_p = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (2.8.5)$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \quad (2.8.6)$$

Keterangan :

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, mm²

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

$$A_1 = B \cdot N \quad (2.8.7)$$

Sehingga
$$P_u = (0,60) \cdot (0,85) \cdot f_c' \cdot B \cdot N \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (2.8.8)$$

$$P_u = (0,60) \cdot (0,85) \cdot f_c' \cdot B \cdot N \cdot (2) \quad (2.8.9)$$

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

$$V_{ub} \leq W \cdot F_v \cdot A_b \quad (2.8.10)$$

$$T_{ub} \leq W \cdot F_t \cdot A_b \quad (2.8.11)$$

Untuk angkur tipe A307 :

$$F_t = 407 - 1,9 f_v < 310 \quad (2.8.12)$$

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

Untuk angkur tipe A325 :

$$F_t = 807 - 1,5 f_v < 621 \quad (2.8.13)$$

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

Keterangan :

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

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

w : faktor tahanan pada angkur = (0,75)

F_v : kuat geser nominal angkur, (Mpa)

A_b : luas penampang angkur, (mm²)

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 :

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

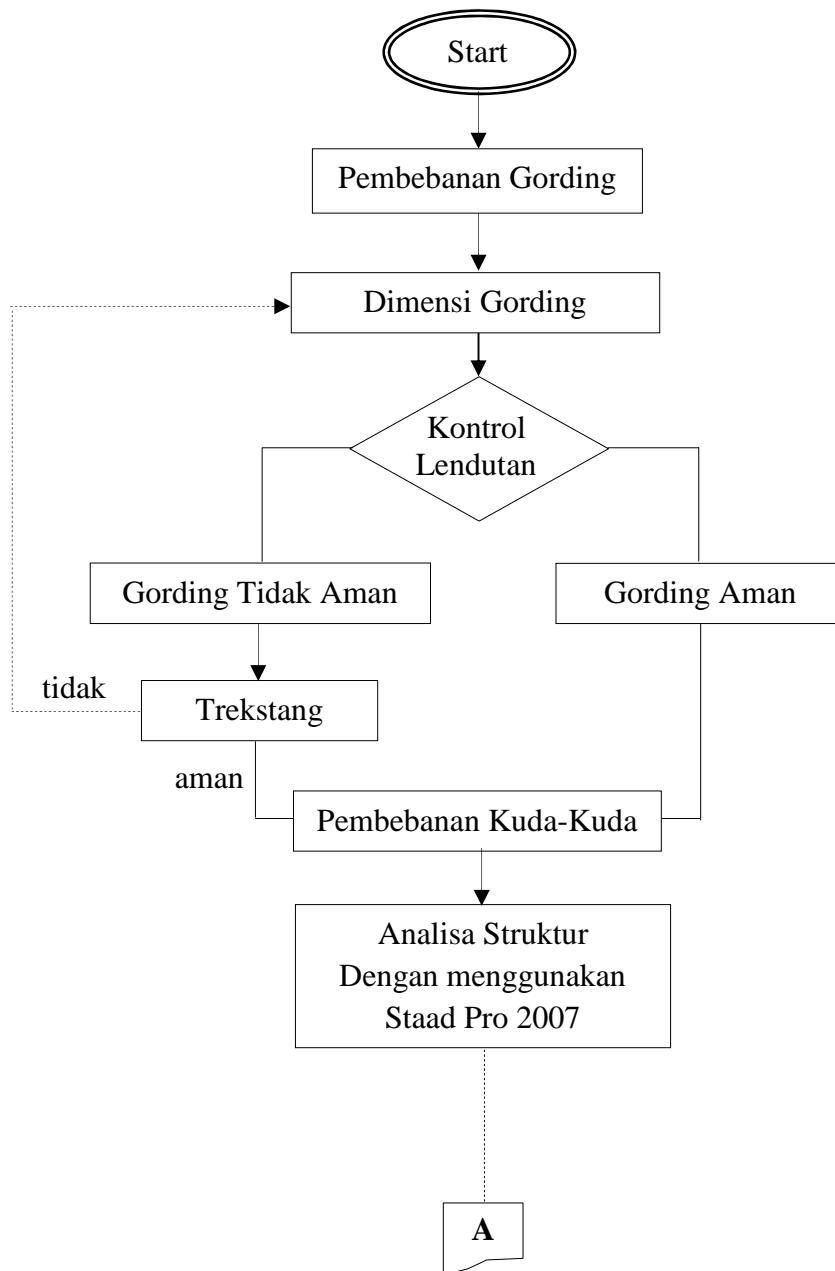
(Sumber; Perencanaan Struktur Baja Metode LRFD edisi II, Agus Setiawan, 13.18–13.21)

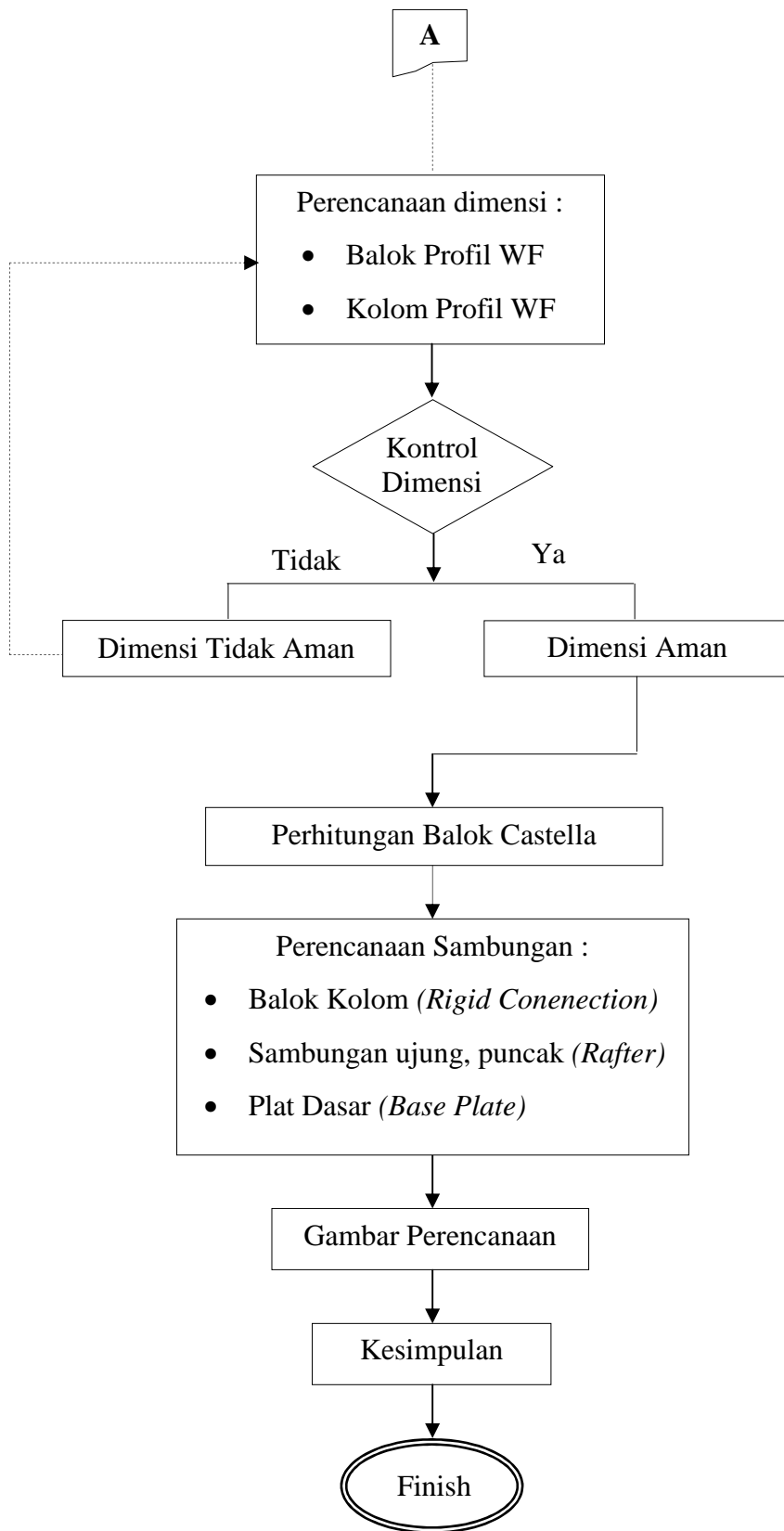
BAB III

BAGAN ALIR

3.1 Bagan Alir Analisis

Bagan alir analisa perencanaan struktur gable fame :





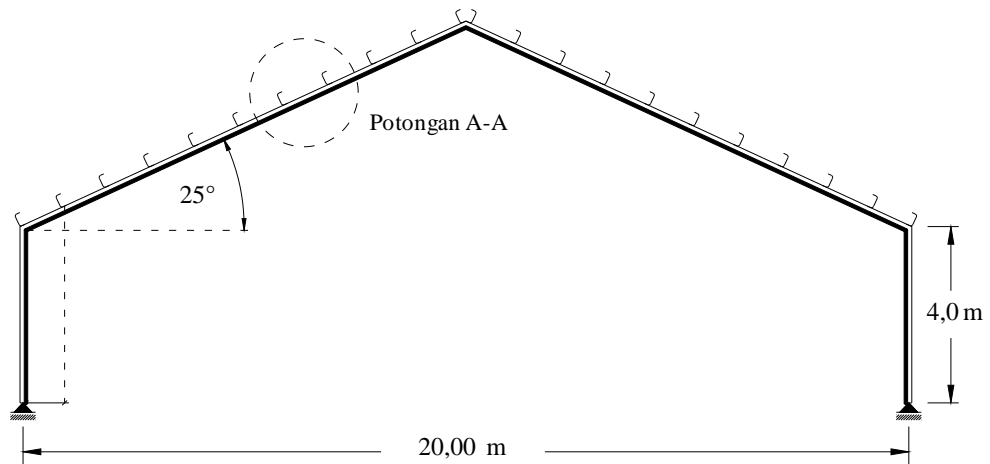
BAB IV

PERENCANAAN BALOK DAN KOLOM WF (*WIDW FLANGE*)

4.1. Data Perencanaan

Bentang Kuda-Kuda	: 20 meter
Jenis Atap	: Zinalume AZ 150 CD 760
Berat Atap	: 4,00 kg/cm ²
Jarak antar kuda-kuda	: 6,00 meter
Jumlah Medan	: 8 medan
Profil Kolom direncanakan	: WF : 200 . 200 . 8 . 12
Profil Balok direncanakan	: WF : 200 . 200 . 8 . 12
Profil Gording direncanakan	: C : 150 . 50 . 20 . 2,3
Jenis Sambungan	: Sambungan Kaku
Tinggi Kolom baja	: 4,00 meter
Kemiringan atap	: 25°
Jenis Bangunan	: Gudang
Mutu Baja BJ 37	: 240,00 MPa

Panjang balok kuda-kuda



Gambar 4.1. Struktur Portal Gable Frame

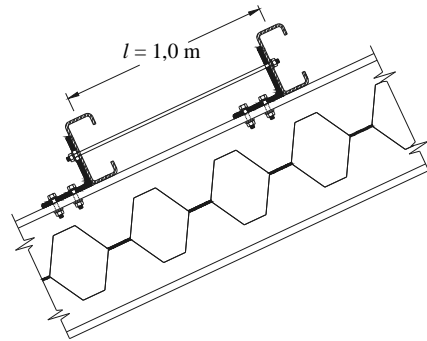
menghitung panjang balok kuda-kuda :

$$L = \frac{100}{\cos 25^\circ}$$
$$= 11,034 \text{ meter}$$

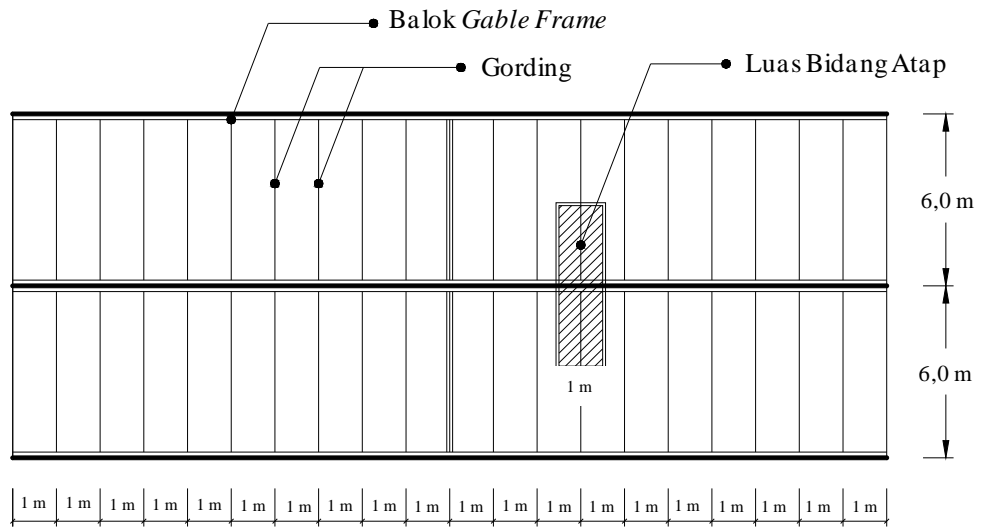
Jarak antar gording :

$$l = \frac{11,034}{11}$$
$$= 1,003 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar gording = 1,00 m



Detail potongan A-A



Gambar 4.2. Denah Atap kuda-kuda

4.2. Pembebanan

4.2.1. Beban Mati (D)

Beban gording tepi : berat penutup atap = 4,960 kg/m

Beban atap	:	Berat penutup atap x luas bidang atap	
	:	$4 \times (\frac{1}{2} \times 1,00) \times 6,00$	= 12,000 kg
Berat gording	:	$4,960 \times 6,00$	= 29,760 kg +
		D	= 41,760 kg
		Beban alat penyambung 10% D	= 4,176 kg +
Total		D₁	= 45,936 kg

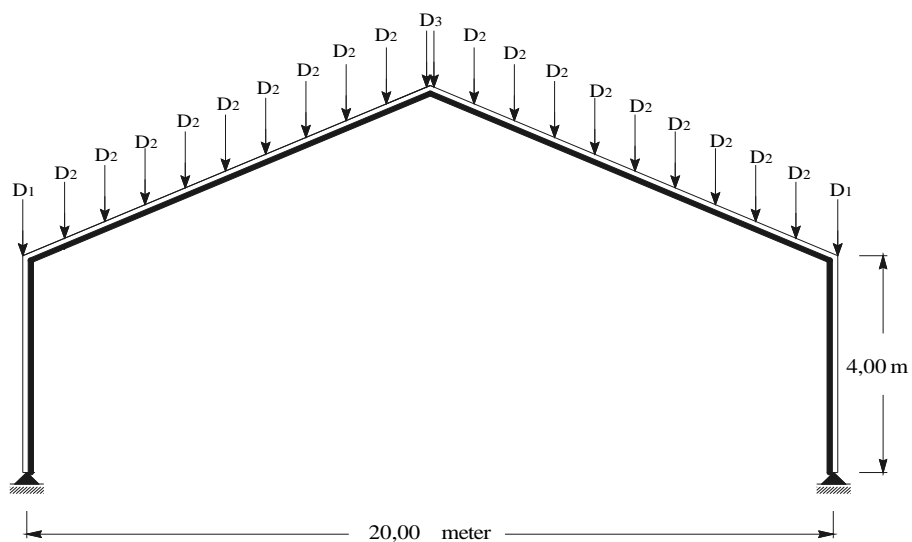
Beban gording tengah

Beban atap	:	Berat penutup atap x luas bidang atap	
	:	$4 \times (1 \times 1,00) \times 6,00$	= 24,000 kg
Berat gording	:	$4,960 \times 6,00$	= 29,760 kg +

	D = 53,760 kg
Beban alat penyambung 10% D	= 5,376 kg +
Total	D₂ = 59,136 kg

Beban gording puncak

Beban atap	: Berat penutup atap x luas bidang atap	
	: $4 \times (\frac{1}{2} \times 1,00) \times 6,00$	= 12,000 kg
Beban gording	: $4,960 \times 6,00$	= 29,760 kg +
		D = 41,760 kg
	Beban alat penyambung 10% D	= 4,176 kg +
Total		D₃ = 45,936 kg

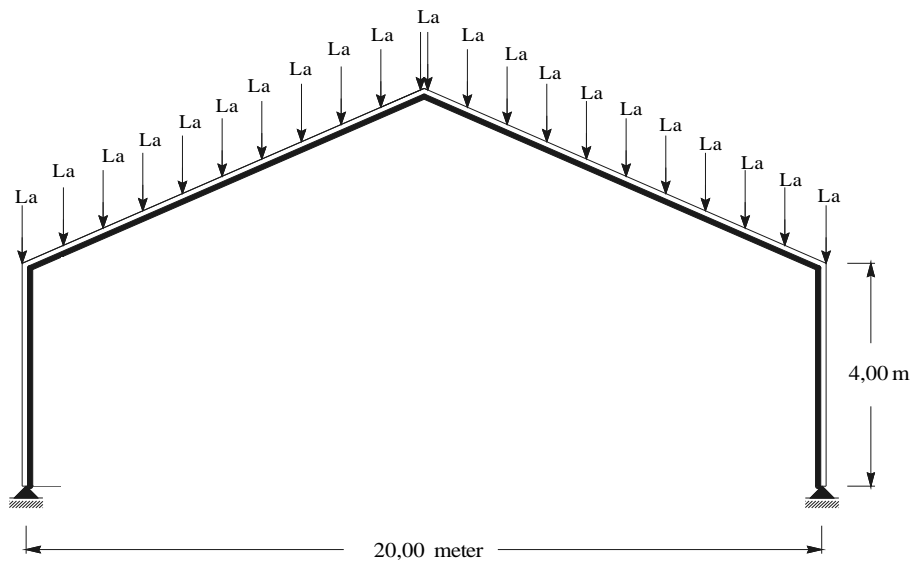


Gambar 4.3. Skema Pembebanan untuk beban mati

4.2.2. 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

4.2.3. Beban Angin (W)

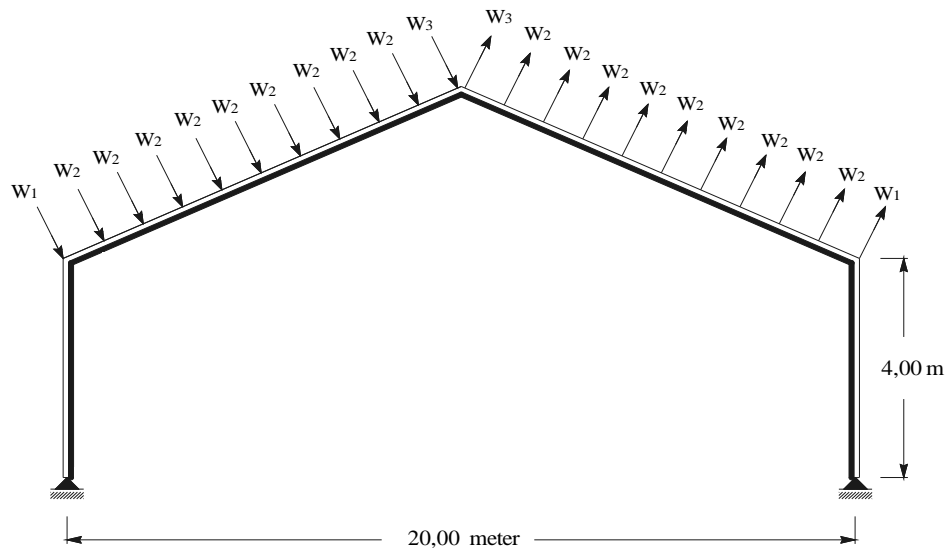
Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang di tinjau. Besarnya tekanan positif dan tekanan negatif dinyatakan dalam kg/m^2 . (Diambil dari Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983; hal, 23) Tekanan angin minimum diambil sebesar 25 kg/m^2 .

Untuk atap segi tiga dengan sudut kemiringan : $< 65^\circ$: (0,02 . - 0,4)

$$\begin{aligned}
 \text{Angin tekan} &= \text{Koefisien angin tekan} \times \text{tekanan angin} \\
 &= (0,02 \cdot -0,4) \times 25 \\
 &= 2,50 \text{ kg/m}^2 \\
 W_1 &= 2,5 \cdot (\frac{1}{2} \times 1,00) \times 6,00 \\
 &= 7,500 \text{ kg} \\
 W_2 &= 2,5 \cdot (1,00) \times 6,00 \\
 &= 15,000 \text{ kg} \\
 W_3 &= 2,5 \cdot (\frac{1}{2} \times 1,00) \times 6,00 \\
 &= 7,500 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Koefisien untuk angin hisap : (-0,4)

$$\begin{aligned}
 \text{Angin hisap} &= \text{Koefisien angin tekan} \times \text{tekanan angin} \\
 &= -0,4 \times 25 \\
 &= -10,00 \text{ kg/m}^2 \\
 W_1 &= -10,00 \cdot (\frac{1}{2} \times 1,00) \times 6,00 \\
 &= -30,000 \text{ kg} \\
 W_2 &= -10,00 \cdot (1,00) \times 6,00 \\
 &= -60,000 \text{ kg} \\
 W_3 &= -10,00 \cdot (\frac{1}{2} \times 1,00) \times 6,00 \\
 &= -30,000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.5. Skema Pembebanan Akibat Angin

4.2.4. Beban Air Hujan (H)

Menurut Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983, hal 13-14. Beban terbagi rata per m² yang diakibatkan air hujan sebesar $(40 - (0,8 \times \dots))$ kg/m². Diambil tidak perlu melebihi sebesar:

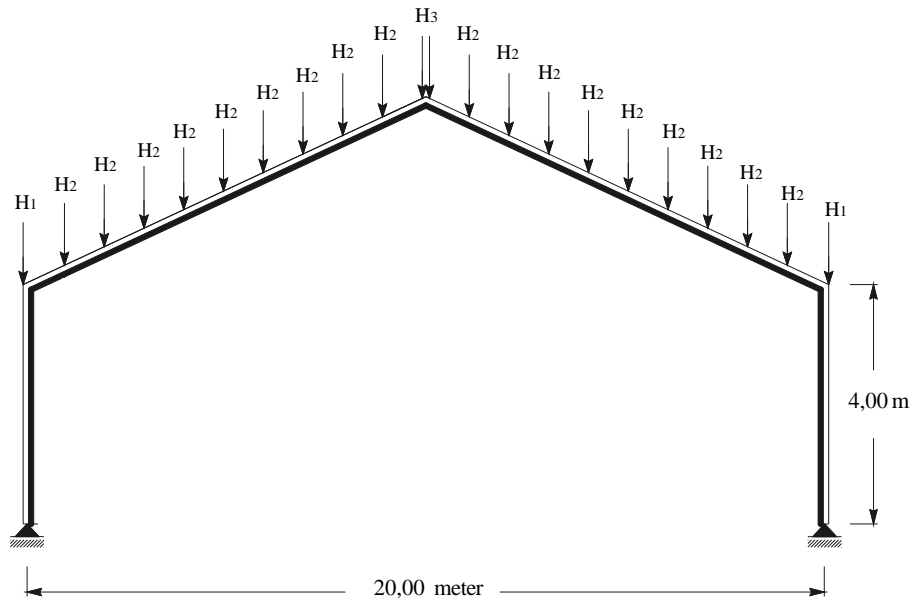
$$\begin{aligned}
 \text{Beban hujan (H)} &= 40 - (0,8 \times \dots) \\
 &= 40 - (0,8 \times 25^\circ) \\
 &= 20,00 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Diambil Nilai $H = 20,00 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned}
 H_1 &= 20,00 \cdot (\frac{1}{2} \times 1,00) \times 6,00 \\
 &= 60,000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_2 &= 20,00 \cdot (1,00) \times 6,00 \\
 &= 120,000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

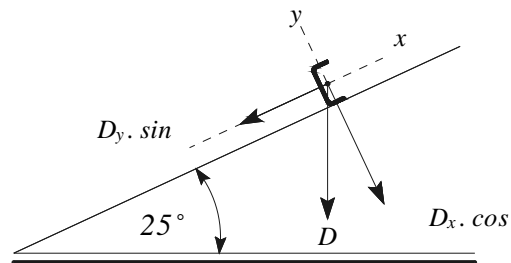
$$\begin{aligned}
 H_3 &= 20,00 \cdot (\frac{1}{2} \times 1,00) \times 6,00 \\
 &= 60,000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.6. Skema Pembebanan Akibat Air Hujan

4.2.5. Penguraian Beban

1 . Beban mati (D)

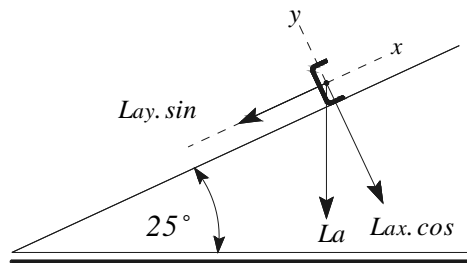


Gambar 4.7. Skema Pembebanan Pada Gording akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 D_x &= D_2 \cdot \cos \\
 &= 59,136 \times \cos 25^\circ \\
 &= 53,595 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_y &= D_2 \cdot \sin \\
 &= 59,136 \times \sin 25^\circ \\
 &= 24,992 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

2 . Beban hidup (L_a)

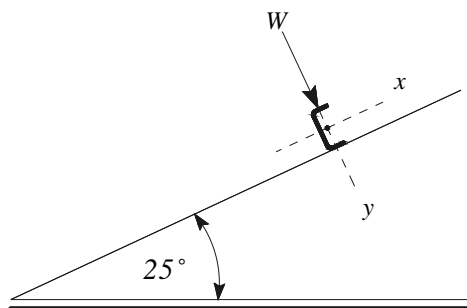


Gambar 4.8. Skema Pembebanan Pada Gording akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 L_{ax} &= L_a \cdot \cos \\
 &= 100 \times \cos 25^\circ \\
 &= 90,631 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_{ay} &= L_a \cdot \sin \\
 &= 100 \times \sin 25^\circ \\
 &= 42,262 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

3 . Beban Angin (W)



Gambar 4.9. Skema Pembebanan Pada Gording untuk beban angin

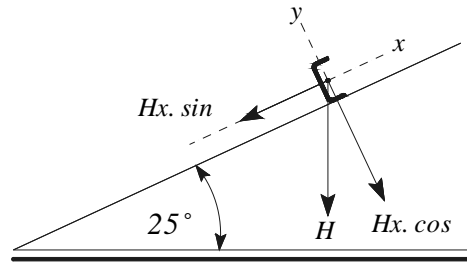
Untuk angin tekan

$$\begin{aligned}
 W_x &= 15,000 \text{ kg} \\
 W_y &= 0,000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Untuk angin hisap

$$\begin{aligned}
 W_x &= -60,000 \text{ kg} \\
 W_y &= 0,000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

3 . Beban Hujan (H)



Gambar 4.10. Skema Pembebanan Pada Gording akibat beban air hujan

$$\begin{aligned} H_x &= H2. \cos & H_y &= H2. \sin \\ &= 120. \cos 25^\circ & &= 120. \sin 25^\circ \\ &= 108,757 \text{ kg.m} & &= 50,714 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

4.2.6. 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

H = Beban air hujan

Tabel 4.1 Pembebanan

Tipe	D	La	H	W	
Arah	(kg)	(kg)	(kg)	Tekan	Hisap
<i>x</i>	53,595	90,631	108,757	15,000	-60,000
<i>y</i>	24,992	42,262	50,714	0,000	0,000

Tabel 4.2. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Beban	(kg)
1) 1,4 D	
<i>Arah x</i> : 1,4 x 53,595	= 75,034
<i>Arah y</i> : 1,4 x 24,992	= 34,989
2) 1,2 D + 0,5 (La atau H)	
<i>Arah x</i> : 1,2 x 53,595 + 0,5 x 108,757	= 118,693
<i>Arah y</i> : 1,2 x 24,992 + 0,5 x 50,714	= 55,347
3) 1,2 D + 1,6 (La atau H) + (0,8 W)	
<i>Arah x</i> : 1,2 x 53,595 + 1,6 x 108,757 + 0,8 x 75,000	= 298,326
<i>Arah y</i> : 1,2 x 24,992 + 1,6 x 50,714 + 0,8 x 0,000	= 111,133
4) 1,2 D + 1,3 W + 0,5 (La atau H)	
<i>Arah x</i> : 1,2 x 53,595 + 1,3 x 75,000 + 0,5 x 108,757	= 216,193
<i>Arah y</i> : 1,2 x 24,992 + 1,3 x 0,000 + 0,5 x 50,714	= 55,347
5) 1,2 D	

$$\text{Arah } x \quad : \quad 1,2 \times 53,595 \quad = \quad 64,315$$

$$\text{Arah } y \quad : \quad 1,2 \times 24,992 \quad = \quad 29,990$$

$$6) \quad 0,9 D \pm (1,3 W)$$

$$\text{Arah } x \quad : \quad 0,9 \times 53,595 + 1,3 \times 75,000 \quad = \quad 145,736$$

$$\text{Arah } y \quad : \quad 0,9 \times 24,992 + 1,3 \times 0,000 \quad = \quad 22,493$$

Diambil kombinasi pembebanan yang terbesar yaitu terjadi pada kombinasi 3.

$$Q_x \quad = \quad 298,326 \text{ kg}$$

$$Q_y \quad = \quad 111,133 \text{ kg}$$

Nilai koefisien momen pada 8 medan.

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

$$1. \quad 0,078 \qquad \qquad \qquad 5. \quad 0,044$$

$$2. \quad \mathbf{0,106} \qquad \qquad \qquad 6. \quad 0,085$$

$$3. \quad 0,034 \qquad \qquad \qquad 7. \quad 0,041$$

$$4. \quad 0,077 \qquad \qquad \qquad 8. \quad 0,083$$

Diambil nilai koefisien momen terbesar = 0,106

$$L \text{ gording} = 600,00 \text{ cm}$$

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

$$M_{ux} \quad = \quad 0,106 \cdot 298,326 \cdot 600,00$$

$$= 18.973,508 \text{ kg.cm}$$

$$M_{uy} \quad = \quad 0,106 \cdot 111,133 \cdot 600,00$$

$$= 7.068,062 \text{ kg.cm}$$

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

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

$$A = 50,00 \text{ mm}$$

$$C = 20,00 \text{ mm}$$

$$t = 2,30 \text{ mm}$$

$$I_x = 210,00 \text{ mm}^4$$

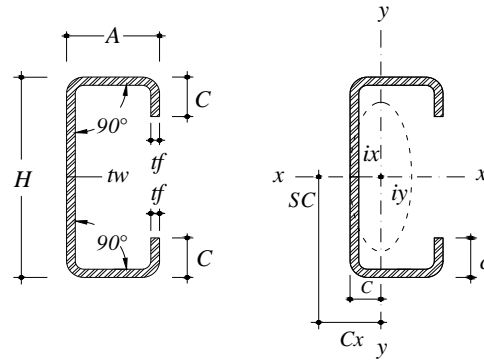
$$I_y = 22,00 \text{ mm}^4$$

$$i_x = 5,77 \text{ mm}^2$$

$$i_y = 1,86 \text{ mm}^2$$

$$Z_x = 30,19 \text{ mm}^3$$

$$Z_y = 5,54 \text{ mm}^3$$



Gambar 4.11. Profil Kanal

Kontrol Momen

$$b \cdot M_n = b \cdot M_p$$

$$Z_{xperlu} = \frac{M_{ux}}{W_b \cdot f_y} = \frac{18.973,508}{0,9 \times 2400}$$

$$Z_{xperlu} = 8,784 \text{ cm}^3 < Z_x = 30,190 \text{ cm}^3 \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} M_{nx} &= Z_x \cdot f_y \\ &= 30,190 \times 2400,0 \\ &= 72456,00 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$b. M_{nx} > M_{ux}$$

$$72.456,000 \text{ kg.cm} > 18.973,508 \text{ kg.cm} \quad \text{OK}$$

$$Z_{y\text{perlu}} = \frac{M_{uy}}{W_b \cdot f_y} = \frac{7.068,62}{0,9 \times 2400}$$

$$Z_{y\text{perlu}} = 3,272 \text{ cm}^3 < Z_y = 5,540 \text{ cm}^3 \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= Z_y \cdot f_y \\ &= 5,540 \times 2400,0 \\ &= 13.296,00 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$b. M_{ny} > M_{uy}$$

$$13.296,00 \text{ kg.cm} > 7.068,062 \text{ kg.cm} \quad \text{OK}$$

Kontrol puntir

$$\frac{M_{ux}}{W_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{W_b \cdot M_{ny}}$$

$$\frac{18.973,508}{0,9 \cdot 72.456,000} + \frac{7.068,062}{0,9 \cdot 13.296,000} = 0,882 < 1 \quad \text{OK}$$

Tabel 4.3. Batas lendutan Maksimum

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

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

Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2,500 \text{ cm}$$

$$f_x = \frac{5 \cdot M_{ux} \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 18.973,508 \cdot 600,00^2}{48 \cdot (2 \times 10^6) \cdot 210,00} = 1,694 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot M_{uy} \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 7.068,062 \cdot 600,00^2}{48 \cdot (2 \times 10^6) \cdot 22,00} = 6,024 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \sqrt{1,694^2 + 6,024^2}$$

$$= 6,258 \text{ cm} > 2,500 \text{ cm}$$

NO

Lendutan tidak aman maka perlu dipasang trekstang

Pada arah sumbu lemah dipasang 2 buah trekstang pada bentang gording

sehingga :

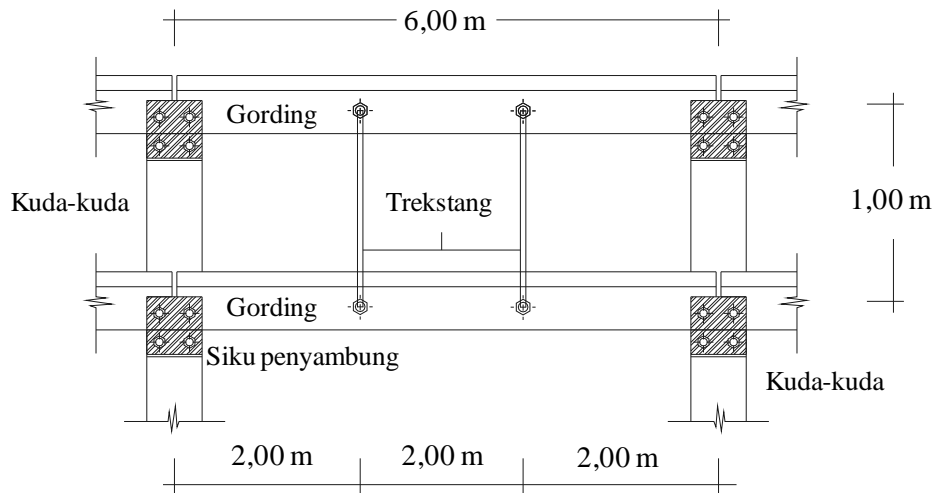
$$L_y = \frac{1}{3} \times \text{jarak kuda-kuda} = \frac{1}{3} \times 600,00 = 200,00 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot M_{uy} \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 7.068,062 \cdot 200,00^2}{48 \cdot (2 \times 10^6) \cdot 22,00} = 0,669 \text{ cm}$$

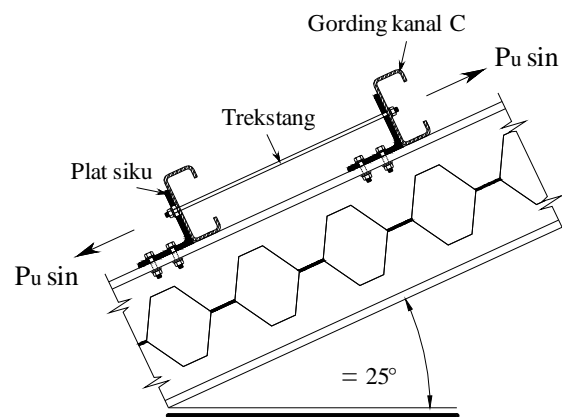
$$f_{max} = \sqrt{1,694^2 + 0,669^2}$$

$$= 1,821 \text{ cm} > 2,500 \text{ cm}$$

OK



Gambar 4.12. jarak antar trekstang pada gording (L_y)



Gambar 4.13. Gaya tarik trekstang

Perhitungan Trekstang

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1,2 D_2 + 1,6 L_a \\
 &= 1,2 \times 59,136 + 1,6 \times 100,000 \\
 &= 230,963 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u \cdot \sin &= \frac{230,963}{\sin 25^\circ} \\
 &= 546,5055 \text{ kg} \\
 &= 5465,055 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Untuk tegangan leleh = 0,9

$$P_u = f_y \cdot A_g$$

$$A_g = \frac{P_u}{w \cdot f_y} = \frac{5.465,055}{0,9 \cdot 240} = 25,301 \text{ mm}^2$$

Untuk tegangan putus = 0,75

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

$$A_g = \frac{P_u}{w \cdot f_y \cdot 0,75} = \frac{5.465,055}{0,75 \cdot 240 \cdot 0,75} = 26,259 \text{ mm}^2 \quad \text{Menentukan}$$

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot d^2 = 26,259 \text{ mm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{A_g}{\frac{1}{4}}}$$

$$= \sqrt{\frac{26,259}{\frac{1}{4}}}$$

$$= 5,782 \text{ mm}$$

Digunakan trekstang dengan = 10,00 mm

Tabel 4.4. Pembagian beban Kuda-kuda

Type	D	La	H	W _{Tekan}	W _{Hisap}
Beban	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Tepi	45,936	100,00	60,000	7,500	-30,000
Tengah	59,136	100,00	120,000	15,000	-60,000
Puncak	45,936	100,00	60,000	7,500	-30,000

Tabel 4.5. Kombinasi Pembebanan kuda-kuda

Kombinasi Beban	(kg)
1) 1,4 D	
<i>Tepi</i> : 1,4 x 45,936	= 64,310
<i>Tengah</i> : 1,4 x 59,136	= 82,790
<i>Puncak</i> : 1,4 x 45,936	= 64,310
2) 1,2 D + 0,5 (La atau H)	
<i>Tepi</i> : 1,2 x 45,936 + 0,5 x 60,000	= 85,123
<i>Tengah</i> : 1,2 x 59,136 + 0,5 x 120,000	= 130,963
<i>Puncak</i> : 1,2 x 45,936 + 0,5 x 60,000	= 85,123
3) 1,2 D + 1,6 (La atau H) + (0,8 W)	
<i>Tepi</i> : 1,2 x 45,936 + 1,6 x 60,000 + 0,8 x 37,500	= 181,123
<i>Tengah</i> : 1,2 x 59,136 + 1,6 x 120,000 + 0,8 x 75,000	= 322,963
<i>Puncak</i> : 1,2 x 45,936 + 1,6 x 60,000 + 0,8 x 37,500	= 181,123
4) 1,2 D + 1,3 W + 0,5 (La atau H)	

<i>Tepi</i>	:	$1,2 \times 45,936 + 1,3 \times 37,500 + 0,5 \times 60,000$	=	133,873
<i>Tengah</i>	:	$1,2 \times 59,136 + 1,3 \times 75,000 + 0,5 \times 120,000$	=	228,463
<i>Puncak</i>	:	$1,2 \times 45,936 + 1,3 \times 37,500 + 0,5 \times 60,000$	=	133,873
5) 1,2 D				Tidak dihitung karena pasti lebih kecil
6) 0,9 D ± (1,3 W)				Tidak dihitung karena pasti lebih kecil

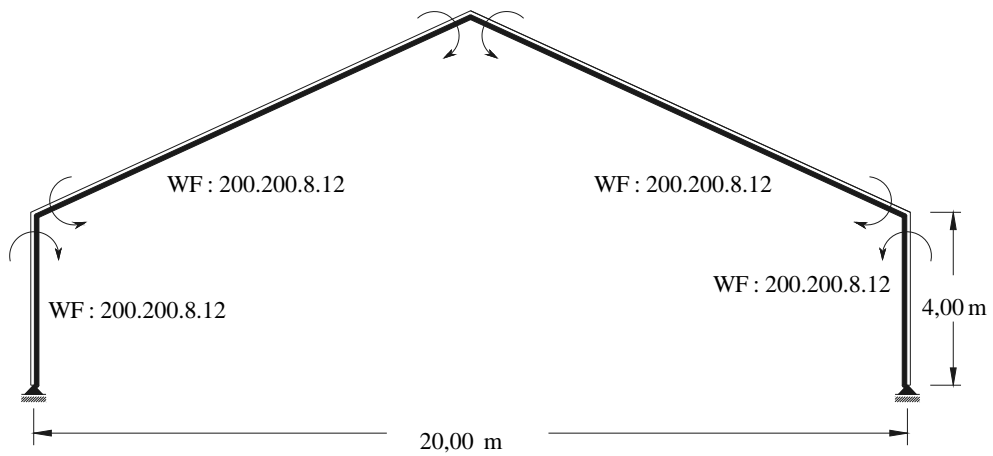
Diambil kombinasi pembebanan yang terbesar yaitu terjadi pada kombinasi 3.

4.3. Perhitungan Momen Portal Gable Frame

Perhitungan Momen digunakan program bantu Staad Pro 2007 Bentley untuk mendapatkan nilai-nilai momen struktur gable frame yang diakibatkan beban mati termasuk berat sendiri, beban hidup, beban air hujan, dan beban angin dengan menggunakan profil WF : 200 . 200 . 8 . 12.

4.4. Perhitungan Balok Kolom Portal Gable Frame

Didapat nilai gaya aksial tekan terfaktor (N_u) dengan menggunakan program bantu Staad Pro 2007 v8i Bentley sebesar $N_u = 3.713,255$ kg, $M_u = 7.537,000$ kg.m



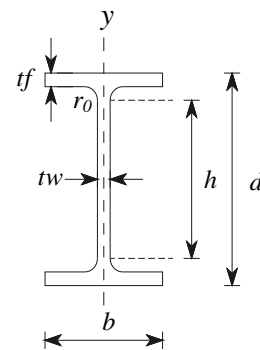
Gambar 4.14. Portal Gable frame

Dicoba dengan profil *Wide Flange* (WF) : 200 . 200 . 8 . 12

Profil baja menggunakan BJ 37. $f_y = 240,00$ MPa

Data profil :

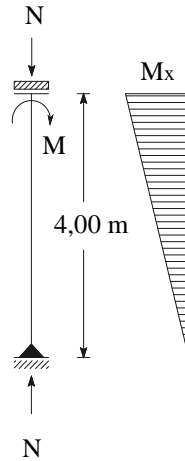
- d = 200 mm
- b = 200 mm
- $t_w = 8$ mm
- $t_f = 12$ mm
- $r_0 = 13$ mm
- $h = d - 2 \cdot (t_f + r_0) = 150,00$ mm
- $r_x = 86,20$ mm
- $r_y = 50,20$ mm
- $A_g = 6353,00$ mm²
- $I_x = 47.200.000,0$ mm⁴
- $I_y = 16.000.000,0$ mm⁴



Penampang profil

$$S_x = 472.000,00 \text{ mm}^3 \qquad Z_x = 513,20 \text{ cm}^3$$

4.4.1. Perhitungan Dimensi kolom balok



Kondisi tumpuan jepit-sendiri

Faktor panjang efektif k_x , ditentukan dengan menggunakan faktor G.

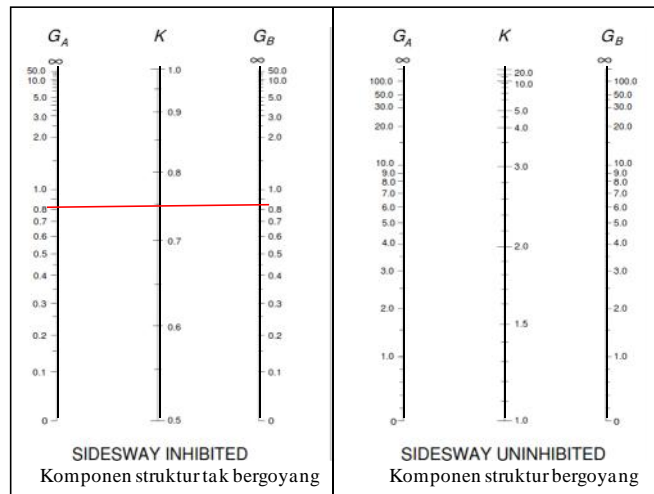
Garis terputus menunjukkan posisi kolom saat tertekuk	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Nilai k_c teoritis	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Nilai k_c desain	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Keterangan kode ujung	<ul style="list-style-type: none"> (jepit) (sendi) (rol tanpa rotasi) (ujung bebas) 					

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

Gambar 4.15. Faktor panjang efektif

$$G_A = 0,8$$

$$G_B = \frac{\sum (I/L) \text{ kolom}}{\sum (I/L) \text{ balok}} = \frac{23.600,000}{28.518,413} = 0,828 \quad (\text{ref : 2.6.3.1})$$



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

Gambar 4.16. Monogram faktor panjang tekuk

Dari nomogram didapat nilai k faktor panjang tekuk didapat nilai k

$$k = 0,75$$

Periksa kelangsingan penampang

$$Flens \rightarrow \frac{(b/2)}{t_f} = \frac{(200/2)}{12} = 8,333$$

$$r \rightarrow \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{240}} = 16,137$$

$< r$

$$8,333 < 16,137$$

Penampang Kompak

$$\text{Web} \rightarrow \frac{h}{t_w} = \frac{200}{8} = 25,000$$

$$r \rightarrow \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{240}} = 42,926$$

< r

$$25,000 < 42,926$$

Penampang Kompak

4.4.2. Aksi Desak yang diakibatkan oleh gaya tekan

Kelangsingan pada arah sumbu bahan.

$$x = \frac{k \cdot L}{r_x} ; \quad y = \frac{k \cdot L}{r_y}$$

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)

$$y = \frac{k \cdot L}{r_y} \rightarrow \frac{0,75 \times 4000,000}{50,200} = 59,761$$

$$c = \frac{k \cdot L}{f \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \rightarrow \frac{59,761}{3,14} \sqrt{\frac{240}{2 \cdot 10^5}} = 0,659 \quad (\text{ref:2.6.2.3})$$

Besarnya ditentukan nilai c .

$$c < 0,25 \quad \text{maka} \quad \phi = 1 \quad (\text{ref:2.6.2.5a})$$

$$0,25 < c < 1,2 \quad \text{maka} \quad \phi = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot c} \quad (\text{ref:2.6.2.5b})$$

$$c > 1,2 \quad \text{maka} \quad = 1,25 \quad c^2 \quad (\text{ref:2.6.2.5c})$$

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

$$0,25 < 1,125 < 1,2 \quad \text{maka} \quad \check{S} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 - 0,659} = 1,234$$

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\check{S}} \quad (\text{ref: 2.6.1.2})$$

$$= 6.353,00 \cdot \frac{240,00}{1,234}$$

$$= 123.523,386 \text{ kg}$$

$$\frac{N_u}{w_c \cdot N_n} = \frac{3.713,255}{0,85 \cdot 123.523,386} = 0,035 < 0,2 \quad (\text{ref: 2.6.1.2})$$

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

4.4.3. Aksi lentur yang diakibatkan oleh momen

Periksa kelangsingan penampang

$$\text{Flens} \rightarrow \frac{(b/2)}{t_f} = \frac{(200/2)}{12} = 8,333$$

$$r \rightarrow \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,973$$

< r

$$8,333 < 10,973 \quad \text{Penampang Kompak}$$

$$\frac{N_u}{w_b \cdot N_y} = \frac{3.713,255}{0,9 \times 240,00 \times 6.353,00} = 0,027 < 0,125$$

Berdasarkan tabel 7.5.1 SNI 03-1729-2002 memberikan batasan nilai untuk p dan r .

$$\text{untuk } \Rightarrow \frac{N_u}{W_b \cdot N_y} < 0,125 \rightarrow p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{2,75 \cdot N_u}{W_b \cdot N_y} \right)$$

$$\text{untuk } \Rightarrow \frac{N_u}{W_b \cdot N_y} > 0,125 \rightarrow p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left(2,33 - \frac{N_u}{W_b \cdot N_y} \right)$$

$$0,027 < 0,125 \rightarrow p = \frac{1680}{\sqrt{240}} (1 - (2,75 \times 0,27)) = 100,374$$

$$= h/t_w = 150/8 = 18,750 < 100,374 \quad \text{Kompak}$$

kontrol tekuk torsi lateral

$$L_p = \frac{790}{\sqrt{f_y}} \cdot r_y \rightarrow = \frac{790}{\sqrt{240}} \cdot 50,20 = 2.559,013 \text{ mm}$$

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

$$J = 1/3 [2 \cdot (200) (12) \cdot 3] + [200 \cdot (8) \cdot 3]$$

$$= 3,328 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$X_1 = \frac{f}{S_x} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}}$$

$$= \frac{3,14}{472.000,00} \cdot \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \cdot 8 \times 10^4 \cdot 3,328 \times 10^5 \cdot 6.353,00}{2}}$$

$$= 27.373,728 \text{ MPa}$$

$$X_2 = 4 \cdot \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 \cdot \frac{C_w}{I_y}$$

$$C_w = \frac{I_f \cdot h^2}{I_y} = \frac{(1/12 \times 12 \times 200^3) \cdot 150^2}{2}$$

$$= 9,0 \times 10^{10} \text{ mm}^6$$

$$X_2 = 4 \cdot \left(\frac{472.000,00}{8 \times 10^4 \cdot 3,328 \times 10^5} \right)^2 \cdot \frac{9,00 \times 10^{10}}{1,60 \times 10^7}$$

$$= 7,072 \times 10^{-6}$$

$$L_r = 50,20 \cdot \left(\frac{27.373,728}{240 - 70} \right) \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 7,072 \times 10^{-6} \cdot (240 - 70)^2}}$$

$$= 11.706,669 \text{ mm}$$

L_p (2,560 meter) < L (4,0 meter) < L_r (11,707 meter)

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

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 513,20 \times 2400$$

$$= 1.231.680,000 \text{ kg.cm}$$

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r)$$

$$= 472,00 \times (2400,00 - 700,00)$$

$$= 802.400,000 \text{ kg.cm}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= C_b \cdot \left(M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L}{L_r - L_p} \right) \leq M_p \\
&= 1 \cdot \left(802.400,0 + (1.231.680,0 - 802.400,0) \frac{11,432 - 4,0}{11,432 - 2,56} \right) \\
&= 1.211.025,617 \text{ kg.cm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
b \cdot M_{nx} &= 0,9 \times 1.211.025,617 \\
&= 1.089.923,055 \text{ kg.cm}
\end{aligned}$$

Perbesaran Momen (b)

Untuk menghitung (b) diperlukan rasio kelangsingan dari portal.

$$\frac{k \cdot L}{r_x} = \frac{0,75 \times 4000,00}{86,200} = 34,803$$

$$\begin{aligned}
C_m &= 0,6 - 0,4 (M_1/M_2) && (\text{ref : 2.6.5.3}) \\
&= 0,6
\end{aligned}$$

$$N_{el} = \frac{{}^2 \cdot E \cdot A_g}{((k \cdot L)/r_x)^2} \rightarrow = \frac{3,14 \cdot 2,0 \times 10^5 \cdot 6,353}{34,803^2} = 329.557,156 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
u_b &= \frac{C_m}{1 - (N_u / N_{el})} && (\text{ref : 2.6.5.2}) \\
&= \frac{0,6}{1 - (3.713,225 / 329.557,156)} \\
&= 0,607 \quad 1
\end{aligned}$$

Diambil (b) sebesar 1,0

$$\begin{aligned}
M_{ux} &= b \cdot M \\
&= 1,0 \cdot 7.537,000
\end{aligned}$$

$$= 7.537,000 \text{ kg.m}$$

$$= 753.700,000 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{N_u}{W_c \cdot N_n} \leq 0,2 \quad (\text{ref : 2.6.4.3})$$

$$\text{Maka} \rightarrow \frac{N_u}{W_c \cdot N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{W_c \cdot M_{nx}} \right) \leq 1 \quad (\text{ref : 2.6.4.4})$$

$$\rightarrow 2 \cdot 0,035 + \left(\frac{753.700,000}{1.089.923,055} \right) \leq 1 = 0,762 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

Jadi profil WF : 200.200.8.12 mencukupi untuk memikul beban sesuai LRFD.

Kontrol Lendutan

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 tabel 6.4-1 batasan lendutan maksimum

adalah :

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{1.103,4}{240} = 4,597 \text{ cm}$$

Lendutan maksimum yang didapat dari perhitungan program bantu Staad pro

2007 v8i sebesar = 4,354 cm

f_{ijin}	f_{maks}	
4,597 cm	4,354 cm	OK

4.5. Desain Penampang Castella

Profil awal adalah *Wide Flange (WF)* : 200 . 200 . 8 . 12

Profil baja menggunakan BJ 37.

$$f_y() = 240,00 \text{ MPa}$$

$$M = 7489,500 \text{ kg.m}$$

$$V = 2444,323 \text{ kg}$$

Data profil :

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

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

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

$$t_f = 12 \text{ mm}$$

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

$$h = d - 2.(t_f + r_0) = 150,0 \text{ mm}$$

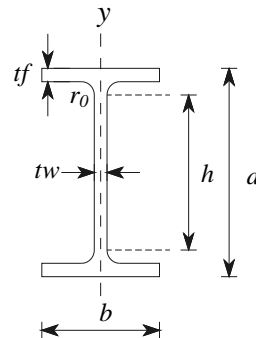
$$r_x = 86,2 \text{ mm}$$

$$r_y = 50,2 \text{ mm}$$

$$A_g = 6353,0 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 47.200.000,0 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 16.000.000,0 \text{ mm}^4$$



Penampang profil WF (awal)

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

Modulus penampang balok castella yang diperlukan.

$$S_g = \frac{M}{f} = \frac{748.950,00}{2400,00} = 312,063 \text{ cm}^3 \quad (\text{ref:2.4.3.4})$$

K1, merupakan perbandingan tinggi balok castella dengan balok aslinya.

$$K_1 = \frac{d_g}{d_b} \rightarrow \text{diasumsikan besarnya } K_1 = 1,5 \quad (\text{ref:2.4.3.5})$$

Tinggi pemotongan zig-zag (h) balok castella

$$\begin{aligned}
 h &= d_b (K_1 - 1) && (\text{ref:2.4.3.6}) \\
 &= 200 \cdot (1,5 - 1) \\
 &= 100,00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

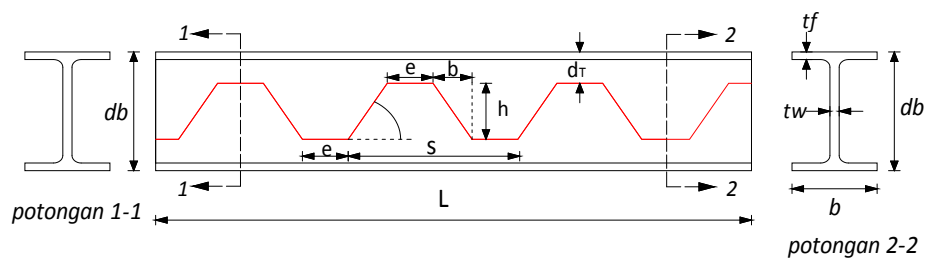
Perkiraan tinggi penampang T yang diperlukan

$$d_T \geq \frac{V}{2 \cdot t_w \cdot \uparrow} = \frac{25.729,720}{2,0 \cdot 8,0 \cdot (0,4 \cdot 240)} = 16,751 \text{ mm} \quad (\text{ref:2.4.3.7})$$

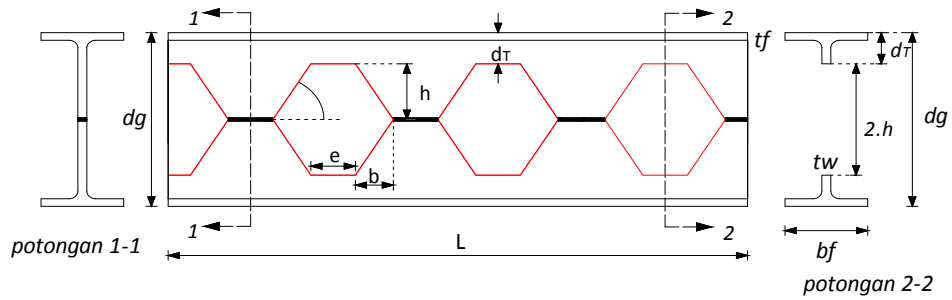
$$\begin{aligned}
 h &= d_b - 2 \cdot d_T && (\text{ref:2.4.3.8}) \\
 &= 200,00 - 2 \cdot 16,751 \\
 &= 166,498 \text{ mm} \quad 16,751 \text{ mm} && \text{OK}
 \end{aligned}$$

Tinggi balok castella

$$\begin{aligned}
 d_g &= d_b + h && (\text{ref:2.4.3.9}) \\
 &= 200 + 100 \\
 &= 300,00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.17. Geometrik hasil potongan



Gambar 4.18. Pola penyusunan balok Castella segi enam

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

Tinggi penampang T castella

$$\begin{aligned}
 d_T &= (d_g/2) - h && (\text{ref:2.4.3.10}) \\
 &= (300/2) - 100,000 \\
 &= 50,000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tinggi web penampang T castella

$$\begin{aligned}
 d_s &= d_T - t_f && (\text{ref:2.4.3.11}) \\
 &= 50,000 - 12,000 \\
 &= 38,000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tegangan lentur tekan yang diijinkan pada pelat badan castella.

$$\tau = \left(1 - \frac{10,434}{C_c^2} \cdot \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot f_y \quad (\text{ref:2.4.3.12})$$

$$\text{dimana : } C_c = \sqrt{\frac{2 \cdot f^2 \cdot E}{f_y}} \quad (\text{ref:2.4.3.13})$$

$$= \sqrt{\frac{2 \cdot 3,14^2 \cdot 2,0 \times 10^6}{2400,00}}$$

$$= 128,255 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \tau &= \left(1 - \frac{10,434}{128,255^2} \cdot \left(\frac{10}{0,8} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot 2400,00 \\ &= 1.297,280 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Besarnya tegangan lentur yang terjadi harus dalam batas yang diijinkan.

Tegangan geser pada bagian web yang berlubang ditentukan dengan rumus.

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-13)

Dicoba dengan sudut potong.

$$= 45^\circ \quad ; \quad = 45^\circ$$

$$\tau_v = \frac{4 \cdot ((f \cdot n) / 180^\circ)^2 \cdot \tau}{3 \cdot t_{g''}} \leq 0,4 \cdot f_y \quad (\text{ref:2.4.3.14a})$$

$$= \frac{4 \cdot ((3,14 \cdot 45^\circ) / 180^\circ)^2 \cdot 1.297,280}{3 \cdot t_{g 45^\circ}} \leq 0,4 \cdot 2400,000$$

$$= 474,209 \text{ kg/cm}^2 \leq 960,000 \text{ kg/cm}^2$$

Untuk tegangan maksimum

$$\tau_{\max} = 1,16 \cdot \frac{95\% \cdot V}{t_w \cdot d_g} \quad (\text{ref:2.4.3.14b})$$

$$= 1,16 \cdot \frac{95\% \cdot 2444,323}{0,8 \cdot 30}$$

$$= 118,142 \text{ kg/cm}^2$$

Rasio tegangan geser maksimum pada potongan badan solid castela.

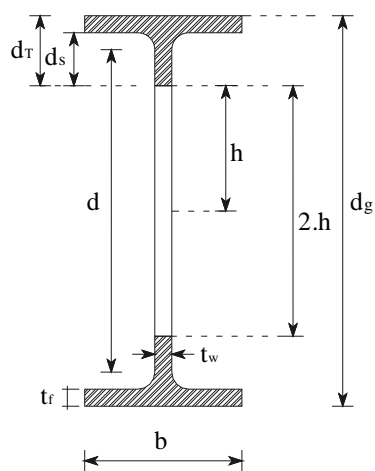
$$K_2 = \frac{\tau_{\max}}{\tau_v} = \frac{e}{s} = \frac{118,142}{474,209} = 0,249 \quad (\text{ref:2.4.3.15})$$

$$e \geq \frac{2 \cdot h \cdot t_{g''}}{(1/K_2) - 2} \rightarrow \frac{2 \cdot 10,00 \cdot t_{g''}}{(1/0,249) - 2} = 9,931 \text{ cm}$$

diambil e sebesar = 10 cm

Perluasan penampang T dari balok castella.

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



Pebanpang Castella

$$\begin{aligned} A_T &= A_f + A_s && (\text{ref:2.4.3.17}) \\ &= b \cdot t_f + d_s \cdot t_w \\ &= 20 \cdot 1,2 + 3,800 \cdot 0,8 \\ &= 24,000 + 3,040 \\ &= 27,040 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Modulus Kelembaman penampang T castella

$$\begin{aligned} W_T &= A_f (d_s + (t_f/2)) + A_s (d_s/2) && (\text{ref:2.4.3.20}) \\ &= 24 \cdot (3,8 + (1,2/2)) + 3,04 \cdot (3,8/2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 24 \times 4,400 + 5,776 \\
&= 111,376 \text{ cm}^3
\end{aligned}$$

Momen Inersia tangkai penampang T castella

$$\begin{aligned}
I_t &= I_T - C_s \cdot W_T && (\text{ref:2.4.3.23}) \\
&= 818,701 - (4,119 \times 111,376) \\
&= 359,950 \text{ cm}^4
\end{aligned}$$

Modulus tahanan tangkai penampang T

$$S_s = \frac{I_t}{C_s} \rightarrow \frac{359,950}{4,119} = 87,389 \text{ cm}^3 \quad (\text{ref:2.4.3.24})$$

Jarak antara titik berat penampang T atas dan bawah

$$\begin{aligned}
d &= 2 \cdot (h + C_s) && (\text{ref:2.4.3.25}) \\
&= 2 \cdot 10 + 4,119 \\
&= 28,238 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Momen Inersia penampang castella

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$\begin{aligned}
I_g &= 2 \cdot I_t + ((A_T \cdot d^2)/2) && (\text{ref:2.4.3.26}) \\
&= 2 \cdot 359,950 + ((27,040 \cdot 28,238^2)/2) \\
&= 11.500,442 \text{ cm}^4
\end{aligned}$$

Modulus tahanan penampang castella

$$S_g = \frac{2 \cdot I_g}{d_g} \rightarrow \frac{2 \cdot 11.500,442}{30,00} = 766,696 \text{ cm}^3 \quad (\text{ref:2.4.3.27})$$

Jarak interval lubang segi enam penampang castella

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$\begin{aligned} s &= 2 \cdot (e + h \cdot t_g) && (\text{ref:2.4.3.28}) \\ &= 2 \cdot (10 + 10,000) \\ &= 40,000 \text{ cm} \end{aligned}$$

Hasil peninggian penampang profil WF menjadi penampang castella

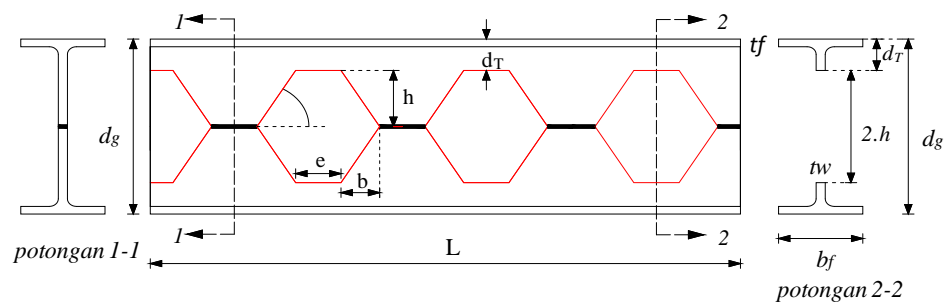
$$d_g = 300,00 \text{ mm}$$

$$d_T = 50,00 \text{ mm}$$

$$h = 100,00 \text{ mm}$$

$$e = 10,00 \text{ mm}$$

$$b = 100,0 \text{ mm}$$



Gambar 4.19. 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)

$$\begin{aligned}\dagger &= \left(1 - \frac{2,609}{C_c^2} \cdot \left(\frac{h}{t_w} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot f_y && \text{(ref:2.4.3.12)} \\ &= \left(1 - \frac{2,609}{16,449,314^2} \cdot \left(\frac{10}{0,8} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot 2400,00 \\ &= 1.403,313 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Kontrol tegangan lentur sekunder

(Deign of Welded Structures: hal 4.7-17)

$$\dagger_{\tau} = \frac{V \cdot e}{4 \cdot S_s} \rightarrow \frac{2.444,323 \cdot 10}{4 \cdot 87,389} = 69,926 \text{ kg/cm}^3$$

69,926 kg/cm² 1.404,313 kg/cm² OK

Tegangan lentur primer ditengah bentang penampang castella.

Tegangan tarik dan desak

$$\dagger_b = \frac{F}{A_{\tau}} = \frac{M}{d \cdot A_{\tau}} \rightarrow \frac{748.950,000}{28.238 \cdot 27,040} = 980,876 \text{ kg/cm}^2$$

Kontrol tegangan total

$$\begin{aligned}\text{total} &= 69,926 + 980,876 && 1.404,313 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 1050,803 \text{ kg/cm}^2 && 1.404,313 \text{ kg/cm}^2 && \text{OK}\end{aligned}$$

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

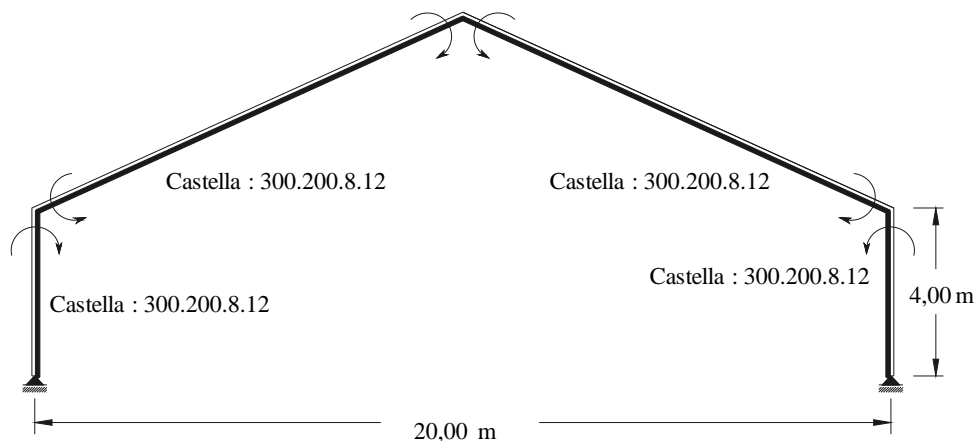
$$\dagger = \frac{M \cdot h}{I_g} + \frac{V \cdot e}{4 \cdot S_s} \quad (\text{ref : 2.4.3.2})$$

$$= \frac{748.950.000 \cdot 10}{11.500.442} + 6,929 = 721,162 \text{ kg/cm}^2$$

$$721,162 \text{ kg/cm}^2 \quad 1.404,313 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

4.6. Perhitungan Balok Kolom Castella Portal Gable Frame

Didapat nilai gaya aksial tekan terfaktor (N_u) dengan menggunakan program bantu Staad Pro 2007 v8i Bentley sebesar $N_u = 3.713,255 \text{ kg}$, $M_u = 7.537,000 \text{ kg.m}$, Dengan tinggi kolom (L) = 4,00 m

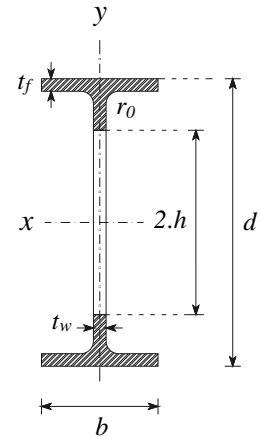


Gambar 4.20. Portal Gable frame dengan Castella

Profil baja menggunakan BJ 37. $f_y = 240,00$ MPa

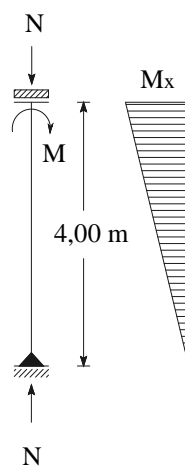
Data profil :

- $d = 300$ mm
- $b = 200$ mm
- $t_w = 8$ mm
- $t_f = 12$ mm
- $r_0 = 13$ mm
- $h = d - 2 \cdot (t_f + r_0) = 250,00$ mm
- $r_x = 127,3$ mm
- $r_y = 47,8$ mm
- $A_g = 7.008,00$ mm²
- $I_x = 115.004.416,000$ mm⁴
- $I_y = 16.011.776,000$ mm⁴



Penampang castella

4.6.1. Perhitungan Dimensi kolom balok



Kondisi tumpuan jepit-sendi

Faktor panjang efektif k_x , ditentukan dengan menggunakan faktor G .

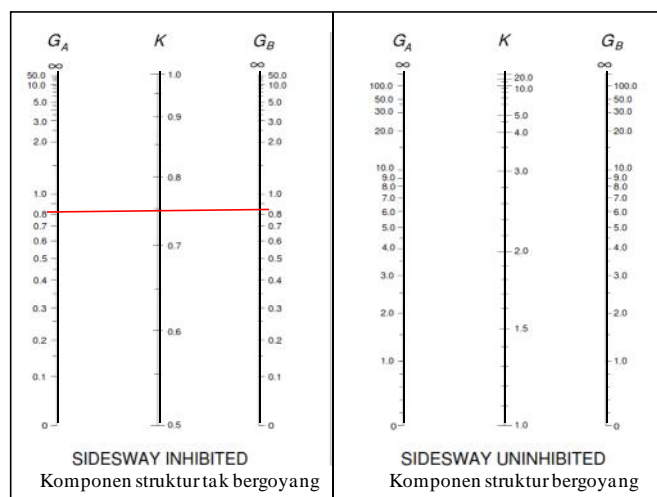
Garis terputus menunjukkan posisi kolom saat tertekuk	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Nilai k_c teoritis	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Nilai k_c desain	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Keterangan kode ujung						

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

Gambar 4.21. Faktor panjang efektif

$$G_A = 0,8$$

$$G_B = \frac{\sum (I/L) \text{ kolom}}{\sum (I/L) \text{ balok}} = \frac{23.600,000}{28.518,413} = 0,828 \quad (\text{ref: 2.6.3.1})$$



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

Gambar 4.22. Monogram faktor panjang tekuk

Dari nomogram didapat nilai k faktor panjang tekuk didapat nilai k

$$k = 0,75$$

Periksa kelangsingan penampang

$$\text{Flens} \rightarrow \frac{(b/2)}{t_f} = \frac{(200/2)}{12} = 8,333$$

$$r \rightarrow \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{240}} = 16,137$$

< r

$$8,333 < 16,137$$

Penampang Kompak

$$\text{Web} \rightarrow \frac{h}{t_w} = \frac{300}{8} = 37,500$$

$$r \rightarrow \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{240}} = 42,926$$

< r

$$37,500 < 42,926$$

Penampang Kompak

4.6.2. Aksi desak yang diakibatkan oleh gaya tekan

Kelangsingan pada arah sumbu bahan.

$$x = \frac{k \cdot L}{r_x} ; y = \frac{k \cdot L}{r_y}$$

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)

$$k_y = \frac{k \cdot L}{r_y} \rightarrow \frac{0,75 \times 4000,000}{47,800} = 62,763$$

$$c = \frac{k \cdot L}{f \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \rightarrow \frac{62,763}{3,14} \sqrt{\frac{240}{2 \cdot 10^5}} = 0,692 \quad (\text{ref:2.6.2.3})$$

Besarnya ditentukan nilai c .

$$c < 0,25 \quad \text{maka} \quad \phi = 1 \quad (\text{ref:2.6.2.5a})$$

$$0,25 < c < 1,2 \quad \text{maka} \quad \phi = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 - c} \quad (\text{ref:2.6.2.5b})$$

$$c > 1,2 \quad \text{maka} \quad \phi = 1,25 - c \quad (\text{ref:2.6.2.5c})$$

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

$$0,25 < 1,125 < 1,2 \quad \text{maka} \quad \phi = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 - 0,692} = 1,258$$

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\phi} \quad (\text{ref: 2.6.1.2})$$

$$= 7.008,00 \cdot \frac{240,00}{1,258}$$

$$= 133.650,349 \text{ kg}$$

$$\frac{N_u}{\phi \cdot N_n} = \frac{3.713,255}{0,85 \cdot 133.650,349} = 0,033 < 0,2 \quad (\text{ref: 2.6.1.2})$$

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

4.6.3. Aksi lentur yang diakibatkan oleh momen

Periksa kelangsingan penampang

$$Flens \rightarrow \frac{(b/2)}{t_f} = \frac{(200/2)}{12} = 8,333$$

$$r \rightarrow \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,973$$

< r

$$8,333 < 10,973$$

Penampang Kompak

$$\frac{N_u}{w_b \cdot N_y} = \frac{3.713,255}{0,9 \times 240,00 \times 7.008,00} = 0,025 < 0,125$$

Berdasarkan tabel 7.5.1 SNI 03-1729-2002 memberikan batasan nilai untuk p dan r .

$$\text{untuk } \Rightarrow \frac{N_u}{w_b \cdot N_y} < 0,125 \rightarrow p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{2,75 \cdot N_u}{w_b \cdot N_y} \right)$$

$$\text{untuk } \Rightarrow \frac{N_u}{w_b \cdot N_y} > 0,125 \rightarrow p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left(2,33 - \frac{N_u}{w_b \cdot N_y} \right)$$

$$0,025 < 0,125 \rightarrow p = \frac{1680}{\sqrt{240}} (1 - (2,75 \times 0,25)) = 101,128$$

$$= h/t_w = 250/8 = 31,250 < 101,128$$

Kompak

kontrol tekuk torsi lateral

$$L_p = \frac{790}{\sqrt{f_y}} \cdot r_y \rightarrow = \frac{790}{\sqrt{240}} \cdot 47,80 = 2.437,476 \text{ mm}$$

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

$$\begin{aligned} J &= 1/3 [2 \cdot (200) (12) \cdot 3] + [300 \cdot (8) \cdot 3] \\ &= 3,717 \times 10^5 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{f}{S_x} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} \\ &= \frac{3,14}{766.696,107} \cdot \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \cdot 8 \times 10^4 \cdot 3,717 \times 10^5 \cdot 7.008,00}{2}} \\ &= 18.705,613 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$X_2 = 4 \cdot \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 \cdot \frac{C_w}{I_y}$$

$$\begin{aligned} C_w &= \frac{I_f \cdot h^2}{I_y} = \frac{(1/12 \times 12 \times 200^3) \cdot 250^2}{2} \\ &= 2,50 \times 10^{11} \text{ mm}^6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_2 &= 4 \cdot \left(\frac{766.696,107}{8 \times 10^4 \cdot 3,717 \times 10^5} \right)^2 \cdot \frac{2,50 \times 10^{11}}{1,601 \times 10^7} \\ &= 4,152 \times 10^{-5} \end{aligned}$$

$$L_r = 47,80 \cdot \left(\frac{18.705,613}{240 - 70} \right) \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 4,152 \times 10^{-5} \cdot (240 - 70)^2}}$$

$$= 7.616,263 \text{ mm}$$

$$L_p (2,437 \text{ meter}) < L (4,0 \text{ meter}) < L_r (7,616 \text{ meter})$$

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

$$Z_x = b \cdot t_f (d - t_f) + 1/4 t_w \cdot (d - 2t_f)^2$$

$$= 200 \cdot 12 (300 - 12) + 1/4 \cdot 8 (300 - 2 \cdot 12)^2$$

$$= 843,552 \text{ cm}^3$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 843,552 \times 2400$$

$$= 2.024.524,800 \text{ kg.cm}$$

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r)$$

$$= \left(\frac{115.004.416,000}{(300/2)} \cdot 10^{-3} \right) \cdot (2400,00 - 700,00)$$

$$= 1.303.383,381 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = C_b \cdot \left(M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L}{L_r - L_p} \right) \leq M_p$$

$$= 1 \cdot \left(1.303.383,38 + (2.024.524,8 - 1.303.383,38) \frac{7,483 - 4,0}{7,483 - 2,437} \right)$$

$$= 1.806.944,704 \text{ kg.cm}$$

$$b \cdot M_{nx} = 0,9 \times 1.806.944,704$$

$$= 1.626.250,234 \text{ kg.cm}$$

Perbesaran Momen (b)

Untuk menghitung (b) diperlukan rasio kelangsingan dari portal.

$$\frac{k \cdot L}{r_x} = \frac{0,75 \times 4000,00}{127,320} = 23,563$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1/M_2) \quad (\text{ref : 2.6.5.3})$$

$$= 0,6$$

$$N_{el} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{((k \cdot L)/r_x)^2} \rightarrow = \frac{3,14 \cdot 2,0 \times 10^5 \cdot 7.008,00}{23,563^2} = 793.094,087 \text{ kg}$$

$$u_b = \frac{C_m}{1 - (N_u / N_{el})} \quad (\text{ref : 2.6.5.2})$$

$$= \frac{0,6}{1 - (3.713,225 / 793.094,087)}$$

$$= 0,603 \quad 1$$

Diambil (b) sebesar 1,0

$$M_{ux} = b \cdot M$$

$$= 1,0 \cdot 7537,000$$

$$= 7537,000 \text{ kg.m}$$

$$= 753700,000 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{N_u}{w_c \cdot N_n} \leq 0,2 \quad (\text{ref : 2.6.4.3})$$

$$\text{Maka} \rightarrow \frac{N_u}{w_c \cdot N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{w_c \cdot M_{nx}} \right) \leq 1 \quad (\text{ref : 2.6.4.4})$$

$$\rightarrow 2.0,033 + \left(\frac{753.700,000}{1.626.250,234} \right) \leq 1 = 0,529 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

Jadi profil WF Castella : 300.200.8.12 mencukupi untuk memikul beban sesuai LRFD.

4.7. Perhitungan Sambungan Balok Kolom Castella

4.7.1. Data Perencanaan profil WF

Balok WF

Tinggi balok (d) = 300 mm

Lebar balok (b) = 200 mm

Tebal web (t_w) = 8 mm

Tebal flange (t_f) = 12 mm

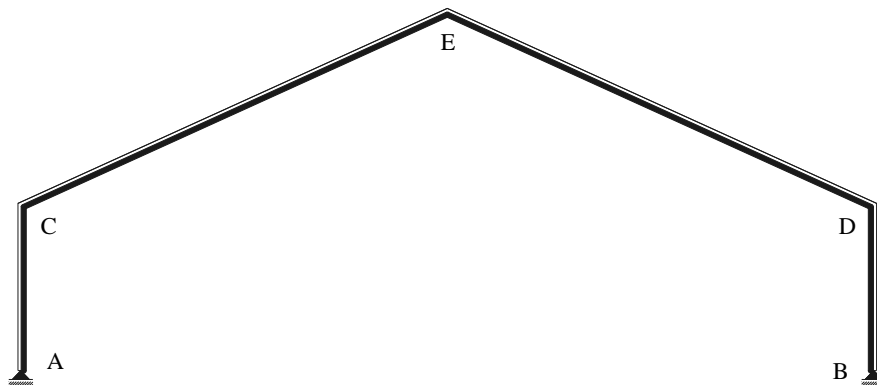
Kolom WF

Tinggi kolom (d) = 300 mm

Lebar kolom (b) = 200 mm

Tebal web (t_w) = 8 mm

Tebal flange (t_f) = 12 mm



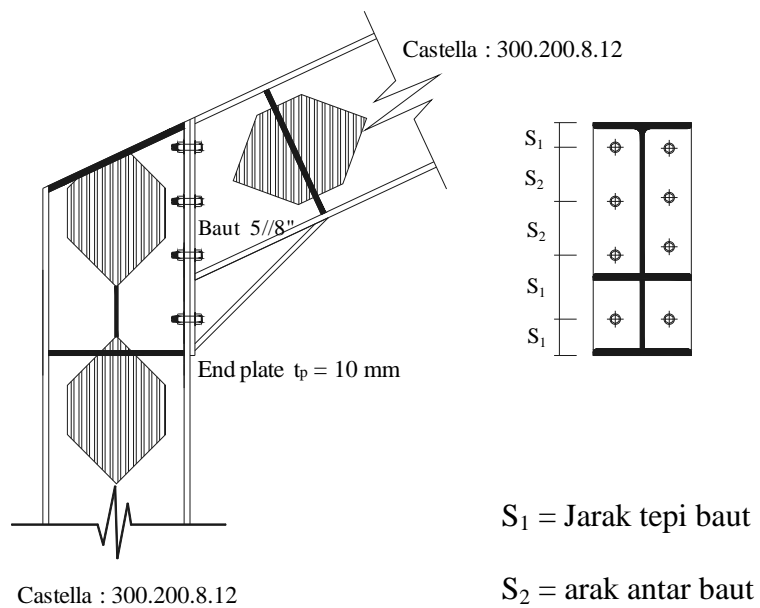
Gambar 4.23. Penamaan sambungan

Sambungan C = Sambungan D (Rafter kolom balok)

Sambungan E = (Rafter balok balok)

Sambungan A = Sambungan B (*Base pelate*)

4.7.2. Sambungan Rafter tepi (sambungan C dan D)



Gambar 3.24. Skema Penyambungan kolom balok

Diketahui :

$$V_u = 2.454,954 \text{ kg}$$

$$M_u = 7.537,000 \text{ kg.m}$$

Digunakan baut diameter 5/8" mm

$$\text{Tegangan tarik baut} = 310,00 \text{ Mpa}$$

$$= 3.100,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
\text{Tegangan tarik Pelat} &= 240,00 \text{ Mpa} \\
&= 2400,00 \text{ kg/cm}^2 \\
\text{Diameter baut} &= 5/8'' = 1,588 \text{ cm} \\
A_b &= 1/4 \cdot 3,14 \cdot 1,588^2 \\
&= 1,979 \text{ cm}^2
\end{aligned}$$

Kuat nominal penyambung terhadap tarik

$$\begin{aligned}
{}_f T_n &= w_f \cdot (0,75 \cdot f_u^b) \cdot A_b && (\text{ref : 2.7.1.2}) \\
&= 0,75 \cdot (0,75 \times 3100,000) \cdot 1,979 \\
&= 3.451,449 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Kuat nominal penyambung terhadap geser

$$\begin{aligned}
{}_f V_n &= w_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b && (\text{ref : 2.7.1.3}) \\
&= 0,75 \cdot 0,40 \cdot 3100,00 \cdot 1,979 \\
&= 1.840,773 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Kuat nominal penyambung terhadap tumpu

Tebal pelat penyambung $t_p = 1,0 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
{}_f R_n &= 2,4 \cdot w_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u && (\text{ref : 2.7.1.4}) \\
&= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 1,588 \cdot 1,0 \cdot 2400,000 \\
&= 6.858,000 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Diambil yang terkecil adalah akibat geser sebesar = 1.840,773 kg

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$n = \frac{V_u}{w \cdot R_n} \quad (\text{ref : 2.7.1.23})$$

$$= \frac{2.454,954}{1.840,773} = 1,334 \text{ buah}$$

$$= 2 \text{ buah baut}$$

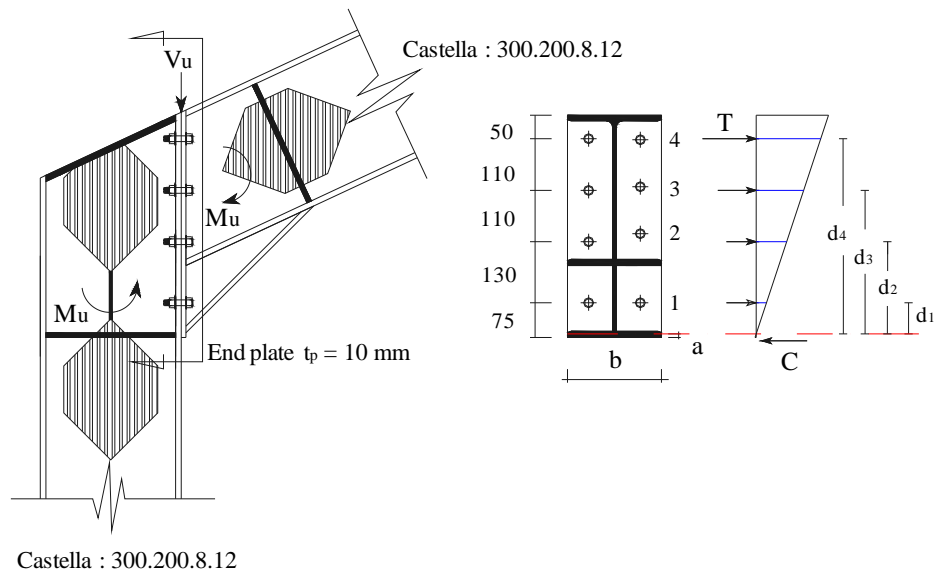
Diambil = 4 buah baut dalam 1 baris

Kuat nominal penyambung terhadap geser dan tarik.

$$f_{uv} = \frac{V_u}{n \cdot A_b} \leq r_1 \cdot w_f \cdot f_u^b \cdot m \quad (\text{ref : 2.7.1.16})$$

$$= \frac{2.454,954}{8.1,979} \leq 0,4 \cdot 0,75 \cdot 3.100,00 \cdot 1$$

$$= 155,037 \text{ kg/cm}^2 \quad 930,000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$



Gambar 4.25. Diagram tegangan baut

Jarak minimum tepi baut diambil = 1,5 d_b

Jarak maksimum tepi baut diambil = 12 T_p atau 150 mm

Minimum = 1,5 . 1,588 = 2,38 cm

Maksimum = 12 . 1,000 = 12,00 cm

Jarak dari tepi pelat ke baut diambil = 7,50 cm

Jarak minimum antar baut diambil = 3 d_b

Jarak maksimum antar baut diambil = 15 T_p atau 200 mm

Minimum = 3,0 . 1,588 = 4,76 cm

Maksimum = 15 . 1,000 = 15,00 cm

Jarak dari baut ke baut diambil = 11,00 cm

$$M_n = \frac{0,9 \cdot f_{yp} \cdot a^2 \cdot b}{2} + \sum_{i=1}^n T \cdot d_i \quad (\text{ref : 2.7.1.21})$$

$$a = \frac{0,75 \cdot f_u^b \cdot n_b \cdot n \cdot A_b}{f_{yp} \cdot b} \quad (\text{ref : 2.7.1.19})$$

$$= \frac{0,75 \cdot 3.100,00 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 1,979}{2.400,00 \cdot 20,00}$$

$$= 0,767 \text{ cm}$$

Jarak (d_i)

$$d_1 = 6,733 \text{ cm}$$

$$d_3 = 30,733 \text{ cm}$$

$$d_2 = 19,733 \text{ cm}$$

$$d_4 = 41,733 \text{ cm}$$

$$d_{i \text{ terjauh}} = 41,733 \text{ cm}$$

$$\sum_{i=1}^n T \cdot d_i = 0,75 \cdot f_u^b \cdot n_b \cdot n \cdot A_b \cdot d_{i \text{ terjauh}}$$

$$= 0,75 \cdot 3.100,00 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 1,979 \cdot 41,733$$

$$= 1.536.420,223 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = \frac{0,9 \cdot 2.400,00 \cdot 0,767^2 \cdot 20,00}{2} + 1.536.420,223$$

$$= 1.549.126,896 \text{ kg.cm}$$

M_n	M_u	
15.491,269 kg.m	7.537,000 kg.m	OK

Kontrol kekuatan sambungan dititik C dan D.

Besarnya tegangan geser yang terjadi pada pelat badan.

$$v = M / (t_w \cdot d_{\text{balok}} \cdot d_{\text{kolom}})$$

$$= 753.700,000 \cdot (0,8 \cdot 30 \cdot 30)$$

$$= 1.046,806 \text{ kg/cm}^2$$

Besarnya tegangan geser yang diijinkan pada pelat badan.

$$\bar{v} = 0,6 \cdot f_y$$

$$= 0,6 \times 2.400,00$$

$$= 1.440,000 \text{ kg/cm}^2$$

v	\bar{v}	
1.046,806 kg/cm ²	1.440,000 kg/cm ²	OK

Besarnya tebal pelat badan yang diperlukan.

$$\begin{aligned}t_{wt} &= \frac{M \cdot \sqrt{3}}{f_y \cdot d_{\text{balok}} \cdot d_{\text{kolom}}} \\&= \frac{753.500,000 \cdot \sqrt{3}}{2.400,00 \cdot 30,0 \cdot 30,0} \\&= 0,604 \text{ cm}\end{aligned}$$

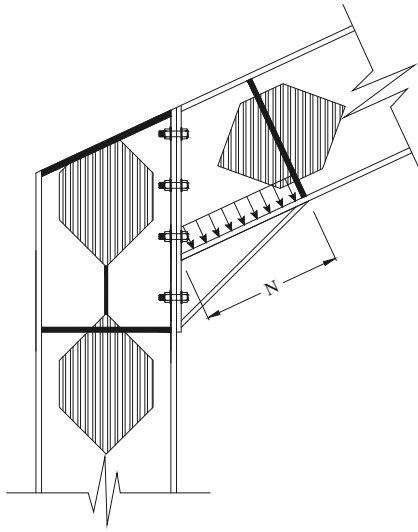
t_{wt}	t_w	
0,604 cm	0,8 cm	OK

Pada sambungan pelat badan tidak perlu pengaku diagonal.

Kontrol *web crippling* (lipatan pada plat badan)

Kondisi dimana tanpa penumpu segitiga dihitung berdasarkan momen nominal.

$$\begin{aligned}M_n &= 1.626.250,234 \text{ kg.cm} \\P_u &= (8 \cdot M_n)/(2.L) \\&= (8 \times 1.626.250,234)/(2 \times 1.103,378) \\&= 5.895,533 \text{ kg}\end{aligned}$$



Dicoba tanpa pengaku, N (panjang pengaku)

$$\begin{aligned}
 P_n &= w \cdot 0,68 \cdot t_w^2 \cdot (1 + 3 \cdot (N/d) \cdot (t_w/t_f)^{1,5}) \cdot \sqrt{\frac{f_y \cdot t_f}{t_w}} \\
 &= w \cdot 0,68 \cdot 12^2 \cdot (1 + 3 \cdot (0/300) \cdot (8/12)^{1,5}) \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 12}{8}} \\
 &= 32,640 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$P_n > P_u$$

$$32,640 \text{ kg} < 5895,533 \text{ kg}$$

NO

Maka harus di pengaku pada sambungan

Dicoba tanpa pengaku, N = 200 mm

$$\begin{aligned}
 P_n &= w \cdot 0,68 \cdot t_w^2 \cdot (1 + 3 \cdot (N/d) \cdot (t_w/t_f)^{1,5}) \cdot \sqrt{\frac{f_y \cdot t_f}{t_w}} \\
 &= w \cdot 0,68 \cdot 12^2 \cdot (1 + 3 \cdot (200/300) \cdot (8/12)^{1,5}) \cdot \sqrt{\frac{240 \cdot 12}{8}} \\
 &= 9.941,447 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$P_n > P_u$$

$$9.941,447 \text{ kg} > 5895,533 \text{ kg}$$

OK

4.8. Perhitungan Sambungan Balok Kolom Castella

4.8.1. Data Perencanaan profil WF

Balok WF

$$\text{Tinggi balok (d)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok (b)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal web (t}_w\text{)} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal flange (t}_f\text{)} = 12 \text{ mm}$$

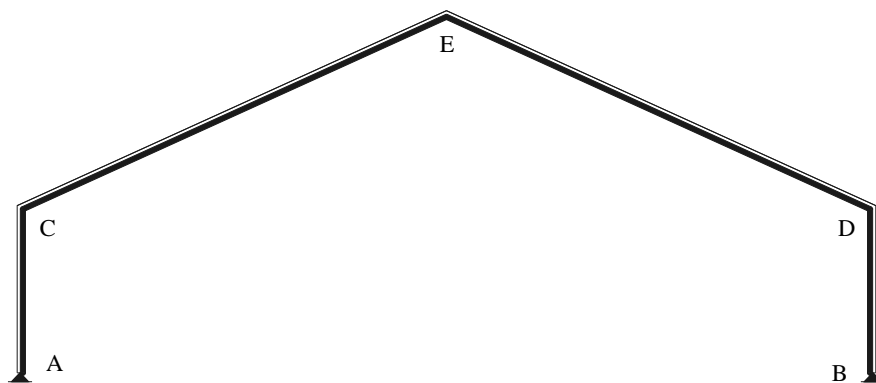
Kolom WF

$$\text{Tinggi kolom (d)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar kolom (b)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal web (t}_w\text{)} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal flange (t}_f\text{)} = 12 \text{ mm}$$



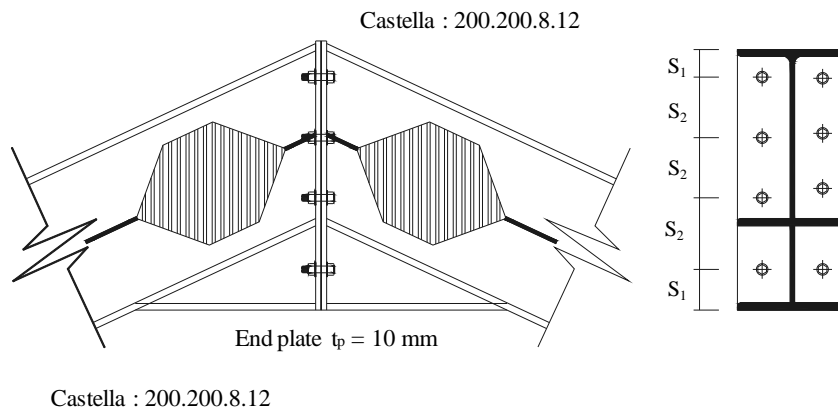
Gambar 4.26. Penamaan sambungan

Sambungan C = Sambungan D (Rafter kolom balok)

Sambungan E = (Rafter balok balok)

Sambungan A = Sambungan B (*Base pelate*)

4.8.2. Sambungan Rafter tepi (sambungan E)



S_1 = Jarak tepi baut

S_2 = arak antar baut

Gambar 4.27. Skema Penyambungan kolom balok

Diketahui :

$$V_u = 2.454,954 \text{ kg}$$

$$M_u = 7.537,000 \text{ kg.m}$$

Digunakan baut diameter 5/8" mm

$$\text{Tegangan tarik baut} = 310,00 \text{ Mpa}$$

$$= 3.100,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tarik Pelat} &= 240,00 \text{ Mpa} \\ &= 2400,00 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter baut} &= 5/8" = 1,588 \text{ cm} \\ A_b &= 1/4 \cdot 3,14 \cdot 1,588^2 \\ &= 1,979 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kuat nominal penyambung terhadap tarik

$$\begin{aligned} {}_f T_n &= w_f \cdot (0,75 \cdot f_u^b) \cdot A_b && (\text{ref: 2.7.1.2}) \\ &= 0,75 \cdot (0,75 \times 3100,000) \cdot 1,979 \\ &= 3.451,449 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat nominal penyambung terhadap geser

$$\begin{aligned} {}_f V_n &= w_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b && (\text{ref: 2.7.1.3}) \\ &= 0,75 \cdot 0,40 \cdot 3100,00 \cdot 1,979 \\ &= 1.840,773 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat nominal penyambung terhadap tumpu

Tebal pelat penyambung $t_p = 1,0 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} {}_f R_n &= 2,4 \cdot w_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u && (\text{ref: 2.7.1.4}) \\ &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 1,588 \cdot 1,0 \cdot 2400,000 \\ &= 6.858,000 \text{ kg} \end{aligned}$$

Diambil yang terkecil adalah akibat geser sebesar = 1.840,773 kg

Jumlah baut yang dibutuhkan :

$$n = \frac{V_u}{w \cdot R_n} \quad (\text{ref : 2.7.1.23})$$

$$= \frac{2.454,954}{1.840,773} = 1,334 \text{ buah}$$

$$= 2 \text{ buah baut}$$

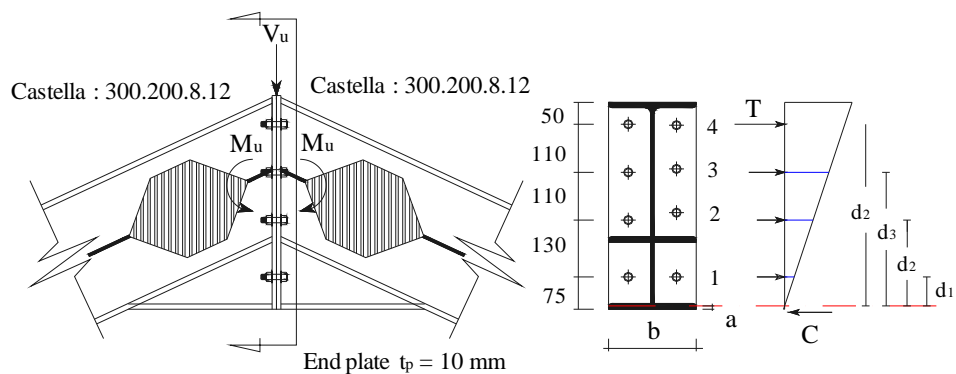
Diambil = 4 buah baut dalam 1 baris

Kuat nominal penyambung terhadap geser dan tarik.

$$f_{uv} = \frac{V_u}{n \cdot A_b} \leq r_1 \cdot w_f \cdot f_u^b \cdot m \quad (\text{ref : 2.7.1.16})$$

$$= \frac{2.454,954}{8.1,979} \leq 0,4 \cdot 0,75 \cdot 3.100,00 \cdot 1$$

$$= 155,037 \text{ kg/cm}^2 \quad 930,000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$



Gambar 4.28. Diagram tegangan baut

Jarak minimum tepi baut diambil = 1,5 d_b

Jarak maksimum tepi baut diambil = 12 T_p atau 150 mm

Minimum = 1,5 . 1,588 = 2,38 cm

Maksimum = 12 . 1,000 = 12,00 cm

Jarak dari tepi pelat ke baut diambil = 7,50 cm

Jarak minimum antar baut diambil = 3 d_b

Jarak maksimum antar baut diambil = 15 T_p atau 200 mm

Minimum = 3,0 . 1,588 = 4,76 cm

Maksimum = 15 . 1,000 = 15,00 cm

Jarak dari baut ke baut diambil = 11,00 cm

$$M_n = \frac{0,9 \cdot f_{yp} \cdot a^2 \cdot b}{2} + \sum_{i=1}^n T \cdot d_i \quad (\text{ref : 2.7.1.21})$$

$$a = \frac{0,75 \cdot f_u^b \cdot n_b \cdot n \cdot A_b}{f_{yp} \cdot b} \quad (\text{ref : 2.7.1.19})$$

$$= \frac{0,75 \cdot 3.100,00 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 1,979}{2.400,00 \cdot 20,00}$$

$$= 0,767 \text{ cm}$$

Jarak (d_i)

$$d_1 = 6,733 \text{ cm}$$

$$d_3 = 30,733 \text{ cm}$$

$$d_2 = 19,733 \text{ cm}$$

$$d_4 = 41,733 \text{ cm}$$

$$d_{i \text{ terjauh}} = 41,733 \text{ cm}$$

$$\sum_{i=1}^n T \cdot d_i = 0,75 \cdot f_u^b \cdot n_b \cdot n \cdot A_b \cdot d_i \text{ terjauh}$$

$$= 0,75 \cdot 3.100,00 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 1,979 \cdot 41,733$$

$$= 1.536.420,223 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = \frac{0,9 \cdot 2.400,00 \cdot 0,767^2 \cdot 20,00}{2} + 1.536.420,223$$

$$= 1.549.126,896 \text{ kg.cm}$$

$$M_n \quad M_u$$

$$15.491,269 \text{ kg.m} \quad 7.537,000 \text{ kg.m} \quad \text{OK}$$

4.9. Perhitungan Pelat Dasar (*Base Plate*)

4.9.1. Data Perencanaan profil WF

Balok WF

$$\text{Tinggi balok (d)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok (b)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal web (t}_w) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal flange (t}_f) = 12 \text{ mm}$$

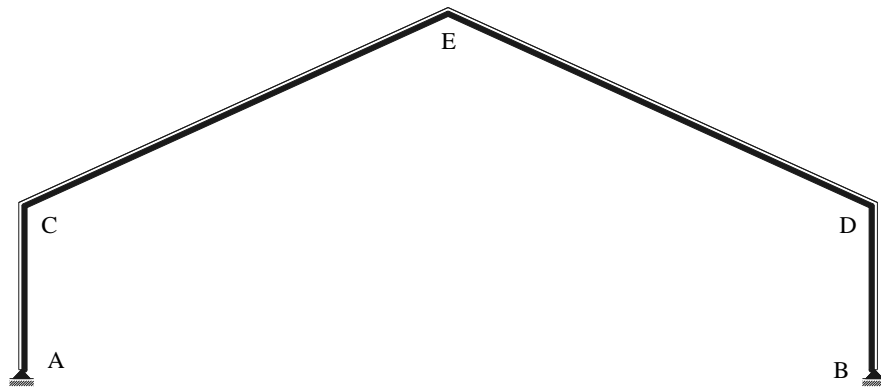
Kolom WF

$$\text{Tinggi kolom (d)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar kolom (b)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal web (t}_w) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal flange (t}_f) = 12 \text{ mm}$$



Gambar 4.29. Penamaan sambungan

Sambungan C = Sambungan D (Rafter kolom balok)

Sambungan E = (Rafter balok balok)

Sambungan A = Sambungan B (*Base pelate*)

4.9.2. Perhitungan Sambungan Pelat Dasar (*Base Plate*)

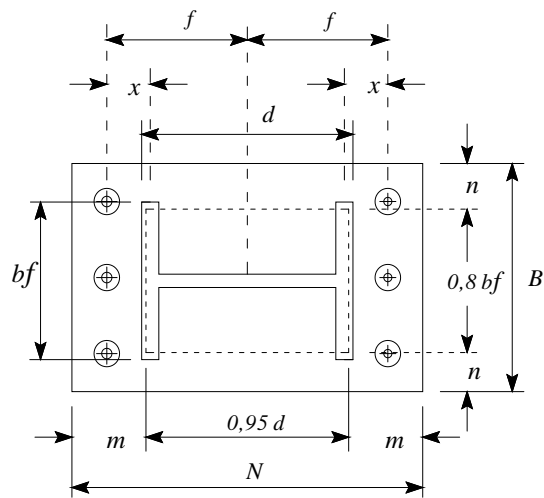
Pondasi beton = 30 x 50 cm

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$P_u = 3.713,255 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.965,18 \text{ kg}$$

$$f_y = 2.400,00 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 4.30. Penamaan sambungan

$$m = \frac{(N - 0,95 \cdot d)}{2} \qquad n = \frac{(B - 0,8 \cdot b_f)}{2}$$

$$= \frac{(50 - 0,95 \cdot 30)}{2} \qquad = \frac{(30 - 0,8 \cdot 20)}{2}$$

$$= 10,750 \text{ cm} \qquad = 5,500 \text{ cm}$$

$$x = f \cdot \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} \qquad (\text{ref: 2.8.3})$$

$$= 200,00 \cdot \frac{30,0}{2} + \frac{1,20}{2} = 5,600 \text{ cm}$$

$$P_u \qquad c \cdot P_p \qquad (\text{ref: 2.8.4})$$

$$A_1 = B \cdot N \qquad (\text{ref: 2.8.7})$$

$$= 30 \times 50$$

$$= 1500,000 \text{ cm}^2$$

$$P_p = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (\text{ref : 2.8.5})$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 1500 \cdot \sqrt{\frac{1500}{1500}}$$

$$= 31.875,000 \text{ kg}$$

$$P_u \quad c \cdot P_p$$

$$3.713,255 \quad 0,6 \times 31.875,000$$

$$3.713,255 \text{ kg} \quad 19.125,000 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Untuk angkur tipe A307 : n = 4 Buah angkur

$$\text{Diameter baut} = 3/4" = 1,91 \text{ cm}$$

$$A_b = 1/4 \cdot 3,14 \cdot 1,91^2$$

$$= 2,850 \text{ cm}^2$$

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

$$f_v = \frac{V_{ub}}{A_b}$$

$$V_{ub} = \frac{V_u}{n} \rightarrow = \frac{1.965,180}{4,000} = 491,295 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{491,295}{2,850} = 172,370$$

$$F_v \cdot A_b = 0,75 \times 1660,0 \times 2,850$$

$$= 3.548,536 \text{ kg}$$

$$F_v \cdot A_b \quad V_{ub}$$

$$3.548,536 \text{ kg} \quad 491,295 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Perhitungan tebal pelat dasar :

nilai c diambil dari nilai m atau n yang terbesar

$$\begin{aligned}t_{perlu} &= 1,49 \cdot c \cdot \sqrt{\frac{P_u}{B \cdot N \cdot f_y}} \\&= B \cdot N \cdot f_y \\&= 30 \cdot 50 \cdot 2400 \\&= 3.600.000,000 \text{ kg} \\&= 1,49 \cdot 10,750 \cdot \sqrt{\frac{3,713,255}{3.600,000}} \\&= 0,514 \text{ cm}\end{aligned}$$

Dipakai tebal pelat = 1,000 cm

Desain Panjang Angkur minimum yang diperlukan :

$$\begin{aligned}L_{min} &= \frac{f_y}{(4 \cdot \sqrt{f'_c})} \times d_{baut \text{ Angkur}} \\&= \frac{240,00}{(4 \cdot \sqrt{25,0})} \times 19,050 \\&= 228,600 \text{ mm}\end{aligned}$$

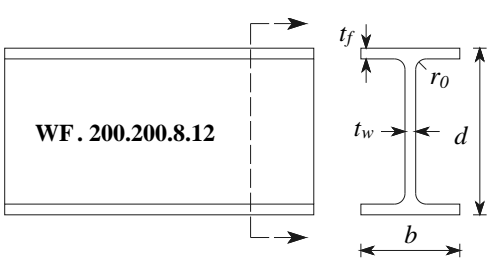
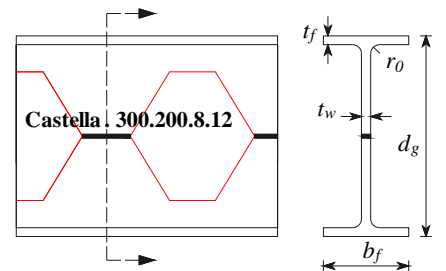
Maka dipasang panjang angkur $L = 300,000 \text{ mm}$

BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan Analisis

1. Dari hasil perhitungan analisa dengan pembebanan yang sama didapat hasil perbandingan antara balok profil WF dan balok Castella terutama pada momen nominalnya, dengan ini bahwa balok castella dapat menerima beban lebih besar dibandingkan balok profil WF, seperti terlihat pada tabel dibawah ini.

Dimensi dan Properti Penampang Profil Baja			
Profil WF (Wide Flange)		Castella	
			
d	=	200,000	mm
b	=	200,000	mm
tw	=	8,000	mm
Ag	=	12,000	cm ²
I _x	=	63,530	cm ⁴
S _g	=	4.938,814	cm ³
M_{nx}	=	1.089.923,055	kg.cm
dg	=	300,000	mm
bf	=	200,000	mm
tw	=	8,000	mm
Ag	=	12,000	cm ²
I _g	=	70,080	cm ⁴
S _g	=	411.500,442	cm ³
M_{nx}	=	1.626.250,234	kg.cm

2. Peningkatan kekuatan balok di ukur dari besar kenaikan momen nominal dari castella sebesar $= (1.626.250,234/1.089.923,055) \cdot 100 = 149,208 \%$,jadi profil WF setelah di castella kekuatannya akan mengalami kenaikan sebesar $= 49,208\%$.

5.2. Saran

Dari hasil perbandingan analisis yang dilakukan, penulis memberikan saran agar pemilihan profil yang akan dicastella sangat penting sehingga profil yang dipakai dengan dimensi yang lebih kecil untuk dicastella sesuai dengan kebutuhan penampang yang diperlukan akan menghasilkan suatu struktur yang lebih ringan dan lebih ekonomis dikarenakan baja dinilai dari berat akan tetapi tetap kuat atas beban-beban yang dipikul, serta profil castella ini lebih dikhususkan untuk bentang-bentang panjang.

DAFTAR PUSTAKA

- American Institut Of Steel Construction, Inc, 1994 “*Manual Of Steel Construction, LRFD volume II,Connections*” , *second edition*, Chicago.
- American Institut Of Steel Construction, Inc, 2005 “*Manual Of Steel Construction*”, *thirteenth edition*. Chicago.
- American Institut Of Steel Construction, Inc, 1994 “*Manual Of Steel Construction, LRFD volume I, Structural Member, Spesification, And Codes*”, *Second edition*. Chicago.
- Badan Standarisasi Nasional, 2000 “*Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung, SNI 03–1729–2002*”, Bandung.
- Blodgett Omer W, 1966 “*Design of Welded Structures*” Ohio, first printing.
- Bowles Joseph E., “*Structures Steel Design*” international student edition.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan, 1983 “*Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*” Bandung.
- Kleinlogel.,A 1951 “*Rigid Frame Formulas*”, Preface to the 12th edition, New York, Frederick Unggar Publishing.
- Mac, T.J., 1981 “*Steel Structures, Practical Design Studies*”, New York.
- Setiawan Agus, 2013 “*Perencanaan Struktur Baja, Metode LRFD*”, Jakarta, edisi kedua, Erlangga.
- Salmon, C.G., & Johnson, J.E. 1992, “*Struktur Baja 1, Desain dan Prilaku*”, edisi ketiga, Jakarta, PT. Gramedia Pusat Utama.
- Salmon, C.G., & Johnson, J.E. 1995, “*Struktur Baja 2, Desain dan Prilaku*”, edisi kedua, Jakarta, PT. Gramedia Pusat Utama.

```
*****
*
*          STAAD.Pro V8i SELECTseries4          *
*          Version  20.07.09.31                *
*          Proprietary Program of              *
*          Bentley Systems, Inc.               *
*          Date=    AUG 16, 2014               *
*          Time=    20:21:50                   *
*
*          USER ID:MUHAMAD RIDWAN 10.21.081    *
*****
```

```
1. STAAD PLANE
INPUT FILE: G.20 meter.STD
2. START JOB INFORMATION
3. ENGINEER DATE 18-JUL-14
4. JOB NAME GABLE FRAME
5. ENGINEER NAME MUHAMAD RIDWAN 10.21.081
6. END JOB INFORMATION
7. INPUT WIDTH 79
8. UNIT METER KG
9. JOINT COORDINATES
10. 1 91.5766 10.5362 0; 2 91.5766 14.5362 0; 3 111.577 14.5362 0
11. 4 111.577 10.5362 0; 5 101.577 19.1993 0
12. MEMBER INCIDENCES
13. 1 1 2; 2 5 2; 3 5 3; 4 3 4
14. DEFINE MATERIAL START
15. ISOTROPIC STEEL
16. E 2E+010
17. POISSON 0.3
18. DENSITY 7830
19. ALPHA 1.2E-005
20. DAMP 0.03
21. TYPE STEEL
22. STRENGTH FY 2.4E+007 FU 3.7E+007 RY 1.5 RT 1.2
23. END DEFINE MATERIAL
24. MEMBER PROPERTY KOREAN
25. 1 TO 4 TABLE ST W200X200X49
26. CONSTANTS
27. MATERIAL STEEL ALL
28. SUPPORTS
29. 1 4 PINNED
30. LOAD 1 LOADTYPE DEAD TITLE BEBAN MATI (D)
31. SELFWEIGHT Y -1
32. MEMBER LOAD
33. 2 3 CON GY -45.936 0.1
34. 2 3 CON GY -59.136 1.1
35. 2 3 CON GY -59.136 2.1
36. 2 3 CON GY -59.136 3.1
37. 2 3 CON GY -59.136 4.1
38. 2 3 CON GY -59.136 5.1
```

39. 2 3 CON GY -59.136 6.1
40. 2 3 CON GY -59.136 7.1
41. 2 3 CON GY -59.136 8.1
42. 2 3 CON GY -59.136 9.1
43. 2 3 CON GY -59.136 10.1
44. 2 3 CON GY -45.936 11.033
45. LOAD 2 LOADTYPE LIVE TITLE BEBAN HIDUP (LA)
46. MEMBER LOAD
47. 2 3 CON GY -100 0.1
48. 2 3 CON GY -100 1.1
49. 2 3 CON GY -100 2.1
50. 2 3 CON GY -100 3.1
51. 2 3 CON GY -100 4.1
52. 2 3 CON GY -100 5.1
53. 2 3 CON GY -100 6.1
54. 2 3 CON GY -100 7.1
55. 2 3 CON GY -100 8.1
56. 2 3 CON GY -100 9.1
57. 2 3 CON GY -100 10.1
58. 2 3 CON GY -100 11.033
59. LOAD 3 LOADTYPE RAIN WATER/ICE TITLE BEBAN HUJAN (H)
60. MEMBER LOAD
61. 2 3 CON GY -60 0.1
62. 2 3 CON GY -120 1.1
63. 2 3 CON GY -120 2.1
64. 2 3 CON GY -120 3.1
65. 2 3 CON GY -120 4.1
66. 2 3 CON GY -120 5.1
67. 2 3 CON GY -120 6.1
68. 2 3 CON GY -120 7.1
69. 2 3 CON GY -120 8.1
70. 2 3 CON GY -120 9.1
71. 2 3 CON GY -120 10.1
72. 2 3 CON GY -60 11.033
73. LOAD 4 LOADTYPE WIND TITLE BEBAN ANGIN (W)
74. MEMBER LOAD
75. 2 CON Y -7.5 0.1
76. 2 CON Y -15 1.1
77. 2 CON Y -15 2.1
78. 2 CON Y -15 3.1
79. 2 CON Y -15 4.1
80. 2 CON Y -15 5.1
81. 2 CON Y -15 6.1
82. 2 CON Y -15 7.1
83. 2 CON Y -15 8.1
84. 2 CON Y -15 9.1
85. 2 CON Y -15 10.1
86. 2 CON Y -7.5 11.033
87. 3 CON Y 30 0.1
88. 3 CON Y 60 1.1
89. 3 CON Y 60 2.1
90. 3 CON Y 60 3.1
91. 3 CON Y 60 4.1
92. 3 CON Y 60 5.1
93. 3 CON Y 60 6.1
94. 3 CON Y 60 7.1

STAAD PLANE

-- PAGE NO. 3

95. 3 CON Y 60 8.1
 96. 3 CON Y 60 9.1
 97. 3 CON Y 60 10.1
 98. 3 CON Y 30 11.033
 99. LOAD COMB 5 KOMBINASI 1
 100. 1 1.4
 101. LOAD COMB 6 KOMBINASI 2
 102. 1 1.2 3 0.5
 103. LOAD COMB 7 KOMBINASI 3
 104. 1 1.2 3 1.6 4 0.8
 105. LOAD COMB 8 KOMBINASI 4
 106. 1 1.2 4 1.3 3 0.5
 107. PERFORM ANALYSIS

P R O B L E M S T A T I S T I C S

NUMBER OF JOINTS	5	NUMBER OF MEMBERS	4
NUMBER OF PLATES	0	NUMBER OF SOLIDS	0
NUMBER OF SURFACES	0	NUMBER OF SUPPORTS	2

SOLVER USED IS THE OUT-OF-CORE BASIC SOLVER

ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH=	3/	3/	10 DOF	
TOTAL PRIMARY LOAD CASES =	4,	TOTAL DEGREES OF FREEDOM =		11
SIZE OF STIFFNESS MATRIX =	1	DOUBLE	KILO-WORDS	
REQD/AVAIL. DISK SPACE =	12.0/	201088.1	MB	

108. DEFINE ENVELOPE
 109. 5 TO 8 ENVELOPE 1 TYPE SERVICEABILITY
 110. END DEFINE ENVELOPE
 111. PARAMETER 1
 112. CODE LRFD
 113. FU 3.7E+007 ALL
 114. FYLD 2.4E+007 ALL
 115. LY 3 ALL
 116. RATIO 1 ALL
 117. STIFF 3 ALL
 118. TRACK 2 ALL
 119. CHECK CODE ALL

STAAD.PRO CODE CHECKING - (LRFD 3RD EDITION) v1.0

```

-----
*****
                                Y      PROPERTIES
                                |      IN CMS UNIT
                                |-----|-----
MEMBER  1  * |=====|
* | KOREAN SECTIONS | | |
* | ST W200X200X49  | | | --Z
DESIGN CODE * | | |
LRFD 2001 * |=====|
* | | |
* |<---LENGTH (M)=  4.00 --->|
*****
                                RY=0.5020E+1
                                RZ=0.8622E+1

                                64.4 (KNS-METRE)
PARAMETER |
IN KNS CMS |
-----+-----
KL/R-Y= 59.77 | | | L7 L7
KL/R-Z= 46.40 + | | | L7
UNL = 400.00 | | | L7
CB = 1.00 + | | |
PHIC = 0.85 | | | L7 L7
PHIB = 0.90 + | | | L7
FYLD = 23.54 | L0
NSF = 1.00 +-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
DFF = 0.00 -3.6
dff = 0.00
                                ABSOLUTE MZ ENVELOPE
                                (WITH LOAD NO.)

                                MAX FORCE/ MOMENT SUMMARY (KNS-METRE)
                                -----
                                AXIAL      SHEAR-Y      SHEAR-Z      MOMENT-Y      MOMENT-Z
                                VALUE      36.4          16.1          0.0           0.0           64.4
                                LOCATION    0.0           0.0           0.0           0.0           4.0
                                LOADING     7             7             0             0             7
*****
*
*                               DESIGN SUMMARY (KNS-METRE)
*                               -----
*
*                               RESULT/      CRITICAL COND/      RATIO/      LOADING/
*                               FX           MY           MZ           LOCATION
*                               =====
*                               PASS          LRFD-H1-1B-C      0.649       7
*                               34.07 C      0.00            64.43      4.00
*
*****
-----

```


STAAD.PRO CODE CHECKING - (LRFD 3RD EDITION) v1.0

```

-----
*****
Y      PROPERTIES
|      IN CMS UNIT
|      -----
MEMBER  2  *  |=====|  ===|===  AX=0.6350E+2
|      *  | KOREAN SECTIONS  |      |  --Z  AY=0.1600E+2
|      *  | ST W200X200X49  |      |  AZ=0.3200E+2
DESIGN CODE *  |=====|  ===|===  PY=0.2428E+3
|      *  |  LRFD 2001  *  |=====|  ===|===  PZ=0.5132E+3
|      *  |  <---LENGTH (M)= 11.03 --->|  RY=0.5020E+1
*****  |  RZ=0.8622E+1
|
|      64.4 (KNS-METRE)
PARAMETER  |  L7  CAPACITIES
| IN KNS  CMS  |  IN KNS  METRE
|-----+-----|
| KL/R-Y= 59.77 |  L7  PNC=0.5520E+3
| KL/R-Z= 127.98 +  |  pnc=0.2900E+2
| UNL =1103.42 |  PNT=0.1345E+4
| CB = 1.00 +  | L7 L7 L7 L7  pnt=0.0000E+0
| PHIC = 0.85 | L7 L7  MNZ=0.6716E+2
| PHIB = 0.90 +L7 L8  mnz=0.6443E+2
| FYLD = 23.54 | L6  mny=0.5084E+2
| NSF = 1.00 +-----+-----+-----+-----+-----+-----| mny=0.0000E+0
| DFF = 0.00 8.0  VN =0.2034E+3
| dff = 0.00  ABSOLUTE MZ ENVELOPE  vn =0.2407E+2
|              (WITH LOAD NO.)
|
|              MAX FORCE/ MOMENT SUMMARY (KNS-METRE)
|              -----
|              AXIAL      SHEAR-Y      SHEAR-Z      MOMENT-Y      MOMENT-Z
|
|              VALUE      29.0      24.1      0.0      0.0      64.4
|              LOCATION    11.0      11.0      0.0      0.0      11.0
|              LOADING      7      7      0      0      7
|
*****
*
*              DESIGN SUMMARY (KNS-METRE)
*              -----
*
*              RESULT/      CRITICAL COND/      RATIO/      LOADING/
*              FX      MY      MZ      LOCATION
*              =====
*              PASS      LRFD-H1-1B-C      0.986      7
*              29.00 C      0.00      64.43      11.03
*
*****
-----

```


STAAD PLANE

-- PAGE NO. 8

STEEL TAKE-OFF

PROFILE	LENGTH(METE)	WEIGHT(KG)
ST W200X200X49	30.07	1494.993

	TOTAL =	1494.993

***** END OF DATA FROM INTERNAL STORAGE *****

123. FINISH

***** END OF THE STAAD.Pro RUN *****

*** DATE= AUG 16,2014 TIME= 20:21:55 ***

```
*****
*           For questions on STAAD.Pro, please contact           *
*           Bentley Systems or Partner offices                   *
*                                                                 *
*           Telephone           Web / Email                     *
*   USA           +1 (714) 974-2500                             *
*   UK            +44 (0) 808 101 9246                          *
*   SINGAPORE    +65 6225-6158                                  *
*   FRANCE       +33 (0) 1 55238400                            *
*   GERMANY      +49 0931 40468                                 *
*   INDIA        +91 (033) 4006-2021                           *
*   JAPAN        +81 (03)5952-6500   http://www.ctc-g.co.jp    *
*   CHINA        +86 21 6288 4040                               *
*   THAILAND     +66 (0)2645-1018/19 partha.p@reisoftwareth.com*
*                                                                 *
*   Worldwide    http://selectservices.bentley.com/en-US/     *
*                                                                 *
*****
```

**SKRIPSI**

Software licensed to



Job No	Sheet No 1	Rev
Part		
Ref		
By 10.21.081	Date 18-Jul-14	Chd
File G.20 meter.std	Date/Time 18-Aug-2014 00:58	

Job Title Gable frame

Client INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Job Information

	Engineer	Checked	Approved
Name:	M. Ridwan 10.21.081	Ir. H. Sudirman Indra., M.Sc	
Date:	18-Jul-14	Ir. Bambang Wedyantadji., M.T	

Structure Type PLANE FRAME

Number of Nodes	5	Highest Node	5
Number of Elements	4	Highest Beam	4

Number of Basic Load Cases	4
Number of Combination Load Cases	4

Included in this printout are data for:

All	The Whole Structure
-----	---------------------

Included in this printout are results for load cases:

Type	L/C	Name
Primary	1	BEBAN MATI (D)
Primary	2	BEBAN HIDUP (LA)
Primary	3	BEBAN HUJAN (H)
Primary	4	BEBAN ANGIN (W)
Combination	5	KOMBINASI 1
Combination	6	KOMBINASI 2
Combination	7	KOMBINASI 3
Combination	8	KOMBINASI 4

Nodes

Node	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	91.577	10.536	0.000
2	91.577	14.536	0.000
3	111.577	14.536	0.000
4	111.577	10.536	0.000
5	101.577	19.199	0.000

Beams

Beam	Node A	Node B	Length (m)	Property	S (degrees)
1	1	2	4.000	1	0
2	5	2	11.034	1	0
3	5	3	11.034	1	0
4	3	4	4.000	1	0

**SKRIPSI**

Software licensed to



Job No

Sheet No

2

Rev

Job Title Gable frame

Part

Ref

By 10.21.081

Date 18-Jul-14

Chd

Client INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

File G.20 meter.std

Date/Time 18-Aug-2014 00:58

Section Properties

Prop	Section	Area (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	I _{zz} (cm ⁴)	J (cm ⁴)	Material
1	W200X200X49	63.500	1.6E+3	4.72E+3	26.249	STEEL

Materials

Mat	Name	E (kN/mm ²)	ν	Density (kg/m ³)	α (/°C)
1	STEEL	196.133	0.300	7.83E+3	12E -6
2	STAINLESSSTEEL	197.930	0.300	7.83E+3	18E -6
3	ALUMINIUM	68.948	0.330	2.71E+3	23E -6
4	CONCRETE	21.718	0.170	2.4E+3	10E -6

Supports

Node	X (kN/mm)	Y (kN/mm)	Z (kN/mm)	rX (kN·m/deg)	rY (kN·m/deg)	rZ (kN·m/deg)
1	Fixed	Fixed	Fixed	-	-	-
4	Fixed	Fixed	Fixed	-	-	-

Releases

There is no data of this type.

Basic Load Cases

Number	Name
1	BEBAN MATI (D)
2	BEBAN HIDUP (LA)
3	BEBAN HUJAN (H)
4	BEBAN ANGIN (W)

Combination Load Cases

Comb.	Combination L/C Name	Primary	Primary L/C Name	Factor
5	KOMBINASI 1	1	BEBAN MATI (D)	1.40
6	KOMBINASI 2	1	BEBAN MATI (D)	1.20
		3	BEBAN HUJAN (H)	0.50
7	KOMBINASI 3	1	BEBAN MATI (D)	1.20
		3	BEBAN HUJAN (H)	1.60
		4	BEBAN ANGIN (W)	0.80
8	KOMBINASI 4	1	BEBAN MATI (D)	1.20
		4	BEBAN ANGIN (W)	1.30
		3	BEBAN HUJAN (H)	0.50

**SKRIPSI**

Software licensed to



Job No

Sheet No

3

Rev

Part

Job Title Gable frame

Ref

By 10.21.081

Date 18-Jul-14

Chd

Client INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

File G.20 meter.std

Date/Time 18-Aug-2014 00:58

Load Generators

There is no data of this type.

Beam Loads : 1 BEBAN MATI (D)

Beam	Type	Direction	Fa	Da (m)	Fb	Db	Ecc. (m)
2	CON	kg	GY	-45.936	0.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	1.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	2.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	3.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	4.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	5.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	6.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	7.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	8.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	9.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	10.100	-	-
	CON	kg	GY	-45.936	11.033	-	-
3	CON	kg	GY	-45.936	0.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	1.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	2.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	3.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	4.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	5.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	6.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	7.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	8.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	9.100	-	-
	CON	kg	GY	-59.136	10.100	-	-
	CON	kg	GY	-45.936	11.033	-	-

Selfweight : 1 BEBAN MATI (D)

Direction	Factor
Y	-1.000



SKRIPSI

Software licensed to



Job No

Sheet No

4

Rev

Part

Job Title Gable frame

Ref

By 10.21.081

Date 18-Jul-14

Chd

Client INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

File G.20 meter.std

Date/Time 18-Aug-2014 00:58

Beam Loads : 2 BEBAN HIDUP (LA)

Beam	Type	Direction	Fa	Da (m)	Fb	Db	Ecc. (m)
2	CON	kg	GY	-100.000	0.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	1.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	2.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	3.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	4.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	5.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	6.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	7.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	8.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	9.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	10.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	11.033	-	-
3	CON	kg	GY	-100.000	0.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	1.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	2.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	3.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	4.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	5.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	6.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	7.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	8.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	9.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	10.100	-	-
	CON	kg	GY	-100.000	11.033	-	-

Beam Loads : 3 BEBAN HUJAN (H)

Beam	Type	Direction	Fa	Da (m)	Fb	Db	Ecc. (m)
2	CON	kg	GY	-60.000	0.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	1.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	2.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	3.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	4.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	5.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	6.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	7.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	8.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	9.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	10.100	-	-
	CON	kg	GY	-60.000	11.033	-	-
3	CON	kg	GY	-60.000	0.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	1.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	2.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	3.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	4.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	5.100	-	-
	CON	kg	GY	-120.000	6.100	-	-

**SKRIPSI**

Software licensed to



Job No

Sheet No

5

Rev

Part

Job Title Gable frame

Ref

By 10.21.081

Date 18-Jul-14

Chd

Client INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

File G.20 meter.std

Date/Time 18-Aug-2014 00:58

Beam Loads : 3 BEBAN HUJAN (H) Cont...

Beam	Type	Direction	Fa	Da (m)	Fb	Db	Ecc. (m)
3	CON kg	GY	-120.000	7.100	-	-	-
	CON kg	GY	-120.000	8.100	-	-	-
	CON kg	GY	-120.000	9.100	-	-	-
	CON kg	GY	-120.000	10.100	-	-	-
	CON kg	GY	-60.000	11.033	-	-	-

Beam Loads : 4 BEBAN ANGIN (W)

Beam	Type	Direction	Fa	Da (m)	Fb	Db	Ecc. (m)
2	CON kg	Y	-7.500	0.100	-	-	-
	CON kg	Y	-15.000	1.100	-	-	-
	CON kg	Y	-15.000	2.100	-	-	-
	CON kg	Y	-15.000	3.100	-	-	-
	CON kg	Y	-15.000	4.100	-	-	-
	CON kg	Y	-15.000	5.100	-	-	-
	CON kg	Y	-15.000	6.100	-	-	-
	CON kg	Y	-15.000	7.100	-	-	-
	CON kg	Y	-15.000	8.100	-	-	-
	CON kg	Y	-15.000	9.100	-	-	-
	CON kg	Y	-15.000	10.100	-	-	-
	CON kg	Y	-7.500	11.033	-	-	-
3	CON kg	Y	30.000	0.100	-	-	-
	CON kg	Y	60.000	1.100	-	-	-
	CON kg	Y	60.000	2.100	-	-	-
	CON kg	Y	60.000	3.100	-	-	-
	CON kg	Y	60.000	4.100	-	-	-
	CON kg	Y	60.000	5.100	-	-	-
	CON kg	Y	60.000	6.100	-	-	-
	CON kg	Y	60.000	7.100	-	-	-
	CON kg	Y	60.000	8.100	-	-	-
	CON kg	Y	60.000	9.100	-	-	-
	CON kg	Y	60.000	10.100	-	-	-
	CON kg	Y	30.000	11.033	-	-	-



Beam End Forces

Sign convention is as the action of the joint on the beam.

Beam	Node	L/C	Axial			Shear			Torsion	Bending	
			Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)			
1	1	1:BEBAN MATI	1.43E+3	-639.324	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
		2:BEBAN HIDL	1.2E+3	-611.645	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000		
		3:BEBAN HUU	1.32E+3	-685.334	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
		4:BEBAN ANG	-144.457	276.562	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
		5:KOMBINASI	2E+3	-895.054	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
		6:KOMBINASI	2.38E+3	-1.11E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
		7:KOMBINASI	3.71E+3	-1.64E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
		8:KOMBINASI	2.19E+3	-750.325	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
2	2	1:BEBAN MATI	-1.23E+3	639.324	0.000	0.000	0.000	0.000	-25.079		
		2:BEBAN HIDL	-1.2E+3	611.645	0.000	0.000	0.000	0.000	-23.993		
		3:BEBAN HUU	-1.32E+3	685.334	0.000	0.000	0.000	0.000	-26.883		
		4:BEBAN ANG	144.457	-276.562	0.000	0.000	0.000	0.000	10.849		
		5:KOMBINASI	-1.72E+3	895.054	0.000	0.000	0.000	0.000	-35.110		
		6:KOMBINASI	-2.14E+3	1.11E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	-43.536		
		7:KOMBINASI	-3.47E+3	1.64E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	-64.429		
		8:KOMBINASI	-1.95E+3	750.325	0.000	0.000	0.000	0.000	-29.433		
2	5	1:BEBAN MATI	579.419	270.203	0.000	0.000	0.000	0.000	-5.611		
		2:BEBAN HIDL	554.333	258.504	0.000	0.000	0.000	0.000	-6.052		
		3:BEBAN HUU	621.117	289.648	0.000	0.000	0.000	0.000	-5.564		
		4:BEBAN ANG	-311.700	179.046	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.272		
		5:KOMBINASI	811.187	378.284	0.000	0.000	0.000	0.000	-7.856		
		6:KOMBINASI	1.01E+3	469.067	0.000	0.000	0.000	0.000	-9.516		
		7:KOMBINASI	1.44E+3	930.917	0.000	0.000	0.000	0.000	-15.854		
		8:KOMBINASI	600.651	701.827	0.000	0.000	0.000	0.000	-9.870		
	2	1:BEBAN MATI	-1.1E+3	846.245	0.000	0.000	0.000	0.000	-25.079		
		2:BEBAN HIDL	-1.06E+3	829.072	0.000	0.000	0.000	0.000	-23.993		
		3:BEBAN HUU	-1.18E+3	906.686	0.000	0.000	0.000	0.000	-26.883		
		4:BEBAN ANG	311.700	-14.046	0.000	0.000	0.000	0.000	10.849		
		5:KOMBINASI	-1.54E+3	1.18E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	-35.110		
		6:KOMBINASI	-1.91E+3	1.47E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	-43.536		
		7:KOMBINASI	-2.96E+3	2.45E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	-64.429		
		8:KOMBINASI	-1.5E+3	1.45E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	-29.433		
3	5	1:BEBAN MATI	579.434	270.171	0.000	0.000	0.000	0.000	-5.611		
		2:BEBAN HIDL	554.347	258.474	0.000	0.000	0.000	0.000	-6.052		
		3:BEBAN HUU	621.133	289.614	0.000	0.000	0.000	0.000	-5.564		
		4:BEBAN ANG	-63.204	-353.864	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.272		
		5:KOMBINASI	811.207	378.239	0.000	0.000	0.000	0.000	-7.856		
		6:KOMBINASI	1.01E+3	469.012	0.000	0.000	0.000	0.000	-9.516		
		7:KOMBINASI	1.64E+3	504.497	0.000	0.000	0.000	0.000	-15.854		
		8:KOMBINASI	923.722	8.989	0.000	0.000	0.000	0.000	-9.870		
	3	1:BEBAN MATI	-1.1E+3	846.252	0.000	0.000	0.000	0.000	-25.079		
		2:BEBAN HIDL	-1.06E+3	829.095	0.000	0.000	0.000	0.000	-23.993		
		3:BEBAN HUU	-1.18E+3	906.711	0.000	0.000	0.000	0.000	-26.883		
		4:BEBAN ANG	63.204	-306.136	0.000	0.000	0.000	0.000	-2.828		
		5:KOMBINASI	-1.54E+3	1.18E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	-35.110		
		6:KOMBINASI	-1.91E+3	1.47E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	-43.536		
		7:KOMBINASI	-3.16E+3	2.22E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	-75.370		

Beam End Forces Cont...

Beam	Node	L/C	Axial			Shear			Torsion	Bending	
			Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)			
		8:KOMBINASI	-1.83E+3	1.07E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-47.212	
4	3	1:BEAN MATI	1.23E+3	639.324	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	25.079	
		2:BEAN HIDL	1.2E+3	611.645	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	23.993	
		3:BEAN HUJ	1.32E+3	685.334	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	26.883	
		4:BEAN ANG	-304.164	72.097	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.828	
		5:KOMBINASI	1.72E+3	895.054	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	35.110	
		6:KOMBINASI	2.14E+3	1.11E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	43.536	
		7:KOMBINASI	3.35E+3	1.92E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	75.370	
		8:KOMBINASI	1.74E+3	1.2E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	47.212	
	4	1:BEAN MATI	-1.43E+3	-639.324	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
		2:BEAN HIDL	-1.2E+3	-611.645	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000	
		3:BEAN HUJ	-1.32E+3	-685.334	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000	
		4:BEAN ANG	304.164	-72.097	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000	
		5:KOMBINASI	-2E+3	-895.054	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
		6:KOMBINASI	-2.38E+3	-1.11E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
		7:KOMBINASI	-3.59E+3	-1.92E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000	
		8:KOMBINASI	-1.98E+3	-1.2E+3	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000	

Beam Maximum Moments

Distances to maxima are given from beam end A.

Beam	Node A	Length (m)	L/C		d (m)	Max My (kNm)	d (m)	Max Mz (kNm)
1	1	4.000	1:BEAN MATI	Max -ve	0.000	0.000	4.000	25.079
				Max +ve	0.000	0.000		
			2:BEAN HIDL	Max -ve	0.000	0.000	4.000	23.993
				Max +ve	0.000	0.000	0.000	-0.000
			3:BEAN HUJ	Max -ve	0.000	0.000	4.000	26.883
				Max +ve	0.000	0.000		
			4:BEAN ANG	Max -ve	0.000	0.000	0.000	0.000
				Max +ve	0.000	0.000	4.000	-10.849
			5:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	4.000	35.110
				Max +ve	0.000	0.000		
			6:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	4.000	43.536
				Max +ve	0.000	0.000		
			7:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	4.000	64.429
				Max +ve	0.000	0.000		
			8:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	4.000	29.433
				Max +ve	0.000	0.000		
2	5	11.034	1:BEAN MATI	Max -ve	0.000	0.000	11.034	25.079
				Max +ve	0.000	0.000	2.759	-8.936
			2:BEAN HIDL	Max -ve	0.000	0.000	11.034	23.993
				Max +ve	0.000	0.000	2.759	-8.623
			3:BEAN HUJ	Max -ve	0.000	0.000	11.034	26.883
				Max +ve	0.000	0.000	2.759	-9.510
			4:BEAN ANG	Max -ve	0.000	0.000		
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-10.849
			5:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	11.034	35.110



Beam Maximum Moments Cont...

Beam	Node A	Length (m)	L/C		d (m)	Max My (kNm)	d (m)	Max Mz (kNm)
				Max +ve	0.000	0.000	2.759	-12.511
			6:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	11.034	43.536
				Max +ve	0.000	0.000	2.759	-15.479
			7:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	11.034	64.429
				Max +ve	0.000	0.000	2.759	-29.604
			8:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	11.034	29.433
				Max +ve	0.000	0.000	3.678	-22.132
3	5	11.034	1:BEBAN MATI	Max -ve	0.000	0.000	11.034	25.079
				Max +ve	0.000	0.000	2.758	-8.936
			2:BEBAN HIDL	Max -ve	0.000	0.000	11.034	23.993
				Max +ve	0.000	0.000	2.758	-8.622
			3:BEBAN HUJ	Max -ve	0.000	0.000	11.034	26.883
				Max +ve	0.000	0.000	2.758	-9.509
			4:BEBAN ANG	Max -ve	0.000	0.000	6.436	10.186
				Max +ve	0.000	0.000	0.000	-0.272
			5:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	11.034	35.110
				Max +ve	0.000	0.000	2.758	-12.510
			6:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	11.034	43.536
				Max +ve	0.000	0.000	2.758	-15.477
			7:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	11.034	75.370
				Max +ve	0.000	0.000	1.839	-20.749
			8:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	11.034	47.212
				Max +ve	0.000	0.000	0.000	-9.870
4	3	4.000	1:BEBAN MATI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	25.079
				Max +ve	0.000	0.000	4.000	-0.000
			2:BEBAN HIDL	Max -ve	0.000	0.000	0.000	23.993
				Max +ve	0.000	0.000		
			3:BEBAN HUJ	Max -ve	0.000	0.000	0.000	26.883
				Max +ve	0.000	0.000		
			4:BEBAN ANG	Max -ve	0.000	0.000	0.000	2.828
				Max +ve	0.000	0.000		
			5:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	35.110
				Max +ve	0.000	0.000	4.000	-0.000
			6:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	43.536
				Max +ve	0.000	0.000	4.000	-0.000
			7:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	75.370
				Max +ve	0.000	0.000		
			8:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	47.212
				Max +ve	0.000	0.000		



Beam Maximum Shear Forces

Distances to maxima are given from beam end A.

Beam	Node A	Length (m)	L/C		d (m)	Max Fz (kg)	d (m)	Max Fy (kg)
1	1	4.000	1:BEBAN MATI	Max -ve	0.000	0.000		
				Max +ve	0.000	0.000	0.000	-639.324
			2:BEBAN HIDL	Max -ve	0.000	0.000		
				Max +ve	0.000	0.000	0.000	-611.645
			3:BEBAN HUJ	Max -ve	0.000	0.000		
				Max +ve	0.000	0.000	0.000	-685.334
			4:BEBAN ANG	Max -ve	0.000	0.000	0.000	276.562
				Max +ve	0.000	0.000		
			5:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000		
				Max +ve	0.000	0.000	0.000	-895.054
			6:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000		
				Max +ve	0.000	0.000	0.000	-1.11E+3
			7:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000		
				Max +ve	0.000	0.000	0.000	-1.64E+3
			8:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000		
				Max +ve	0.000	0.000	0.000	-750.325
2	5	11.034	1:BEBAN MATI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	270.203
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-846.245
			2:BEBAN HIDL	Max -ve	0.000	0.000	0.000	258.504
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-829.072
			3:BEBAN HUJ	Max -ve	0.000	0.000	0.000	289.648
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-906.686
			4:BEBAN ANG	Max -ve	0.000	0.000	0.000	179.046
				Max +ve	0.000	0.000		
			5:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	378.284
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-1.18E+3
			6:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	469.067
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-1.47E+3
			7:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	930.917
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-2.45E+3
			8:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	701.827
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-1.45E+3
3	5	11.034	1:BEBAN MATI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	270.171
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-846.252
			2:BEBAN HIDL	Max -ve	0.000	0.000	0.000	258.474
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-829.095
			3:BEBAN HUJ	Max -ve	0.000	0.000	0.000	289.614
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-906.711
			4:BEBAN ANG	Max -ve	0.000	0.000	11.034	306.136
				Max +ve	0.000	0.000	0.000	-353.864
			5:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	378.239
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-1.18E+3
			6:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	469.012
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-1.47E+3
			7:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	504.497
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-2.22E+3
			8:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	8.989
				Max +ve	0.000	0.000	11.034	-1.07E+3

**Beam Maximum Shear Forces Cont...**

Beam	Node A	Length (m)	L/C		d (m)	Max Fz (kg)	d (m)	Max Fy (kg)
4	3	4.000	1:BEBAN MATI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	639.324
				Max +ve	0.000	0.000		
			2:BEBAN HIDL	Max -ve	0.000	0.000	0.000	611.645
				Max +ve	0.000	0.000		
			3:BEBAN HUJ	Max -ve	0.000	0.000	0.000	685.334
				Max +ve	0.000	0.000		
			4:BEBAN ANG	Max -ve	0.000	0.000	0.000	72.097
				Max +ve	0.000	0.000		
			5:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	895.054
				Max +ve	0.000	0.000		
			6:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	1.11E+3
				Max +ve	0.000	0.000		
			7:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	1.92E+3
				Max +ve	0.000	0.000		
			8:KOMBINASI	Max -ve	0.000	0.000	0.000	1.2E+3
				Max +ve	0.000	0.000		

Beam Maximum Axial Forces*Distances to maxima are given from beam end A.*

Beam	Node A	Length (m)	L/C		d (m)	Max Fx (kg)
1	1	4.000	1:BEBAN MATI	Max -ve	0.000	1.43E+3
				Max +ve		
			2:BEBAN HIDL	Max -ve	0.000	1.2E+3
				Max +ve		
			3:BEBAN HUJ	Max -ve	0.000	1.32E+3
				Max +ve		
			4:BEBAN ANG	Max -ve		
				Max +ve	0.000	-144.457
			5:KOMBINASI	Max -ve	0.000	2E+3
				Max +ve		
			6:KOMBINASI	Max -ve	0.000	2.38E+3
				Max +ve		
			7:KOMBINASI	Max -ve	0.000	3.71E+3
				Max +ve		
			8:KOMBINASI	Max -ve	0.000	2.19E+3
				Max +ve		
2	5	11.034	1:BEBAN MATI	Max -ve	11.034	1.1E+3
				Max +ve		
			2:BEBAN HIDL	Max -ve	11.034	1.06E+3
				Max +ve		
			3:BEBAN HUJ	Max -ve	11.034	1.18E+3
				Max +ve		
			4:BEBAN ANG	Max -ve		
				Max +ve	0.000	-311.700
			5:KOMBINASI	Max -ve	11.034	1.54E+3
				Max +ve		
			6:KOMBINASI	Max -ve	11.034	1.91E+3
				Max +ve		



Beam Maximum Axial Forces Cont...

Beam	Node A	Length (m)	L/C		d (m)	Max Fx (kg)
				Max +ve		
			7:KOMBINASI	Max -ve	11.034	2.96E+3
				Max +ve		
			8:KOMBINASI	Max -ve	11.034	1.5E+3
				Max +ve		
3	5	11.034	1:BEBAN MATI	Max -ve	11.034	1.1E+3
				Max +ve		
			2:BEBAN HIDL	Max -ve	11.034	1.06E+3
				Max +ve		
			3:BEBAN HUJ	Max -ve	11.034	1.18E+3
				Max +ve		
			4:BEBAN ANG	Max -ve		
				Max +ve	0.000	-63.204
			5:KOMBINASI	Max -ve	11.034	1.54E+3
				Max +ve		
			6:KOMBINASI	Max -ve	11.034	1.91E+3
				Max +ve		
			7:KOMBINASI	Max -ve	11.034	3.16E+3
				Max +ve		
			8:KOMBINASI	Max -ve	11.034	1.83E+3
				Max +ve		
4	3	4.000	1:BEBAN MATI	Max -ve	4.000	1.43E+3
				Max +ve		
			2:BEBAN HIDL	Max -ve	0.000	1.2E+3
				Max +ve		
			3:BEBAN HUJ	Max -ve	0.000	1.32E+3
				Max +ve		
			4:BEBAN ANG	Max -ve		
				Max +ve	0.000	-304.164
			5:KOMBINASI	Max -ve	4.000	2E+3
				Max +ve		
			6:KOMBINASI	Max -ve	4.000	2.38E+3
				Max +ve		
			7:KOMBINASI	Max -ve	4.000	3.59E+3
				Max +ve		
			8:KOMBINASI	Max -ve	4.000	1.98E+3
				Max +ve		



Job Title Gable frame

Part

Ref

By 10.21.081

Date 18-Jul-14

Chd

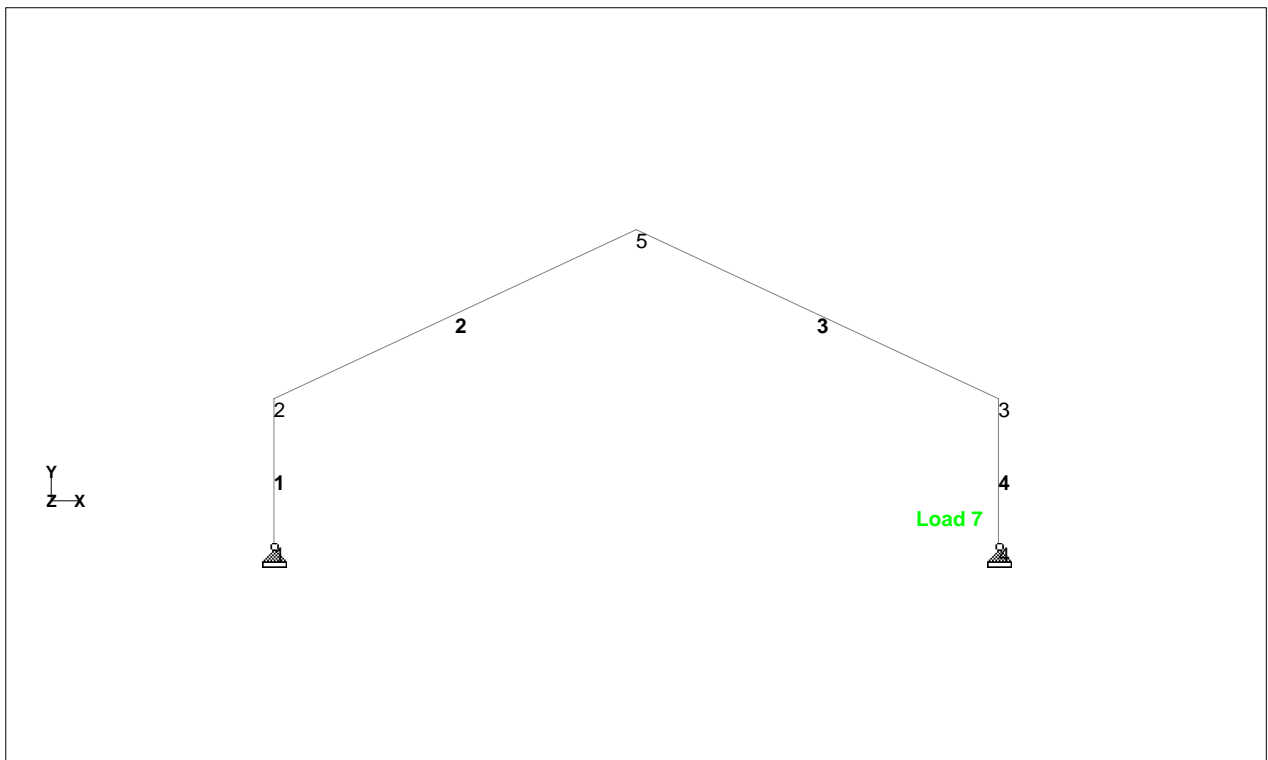
Client INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

File G.20 meter.std

Date/Time 18-Aug-2014 00:58

Reactions

Node	L/C	Horizontal		Vertical	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	1:BEAN MATI	639.324	1.43E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
	2:BEAN HIDL	611.645	1.2E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
	3:BEAN HUJ	685.334	1.32E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
	4:BEAN ANG	-276.562	-144.457	0.000	0.000	0.000	0.000
	5:KOMBINASI	895.054	2E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
	6:KOMBINASI	1.11E+3	2.38E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
	7:KOMBINASI	1.64E+3	3.71E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
	8:KOMBINASI	750.325	2.19E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
4	1:BEAN MATI	-639.324	1.43E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
	2:BEAN HIDL	-611.645	1.2E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
	3:BEAN HUJ	-685.334	1.32E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
	4:BEAN ANG	-72.097	-304.164	0.000	0.000	0.000	0.000
	5:KOMBINASI	-895.054	2E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
	6:KOMBINASI	-1.11E+3	2.38E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
	7:KOMBINASI	-1.92E+3	3.59E+3	0.000	0.000	0.000	0.000
	8:KOMBINASI	-1.2E+3	1.98E+3	0.000	0.000	0.000	0.000



Whole Structure



SKRIPSI

Software licensed to



Job No

Sheet No

13

Rev

Part

Job Title **Gable frame**

Ref

By 10.21.081

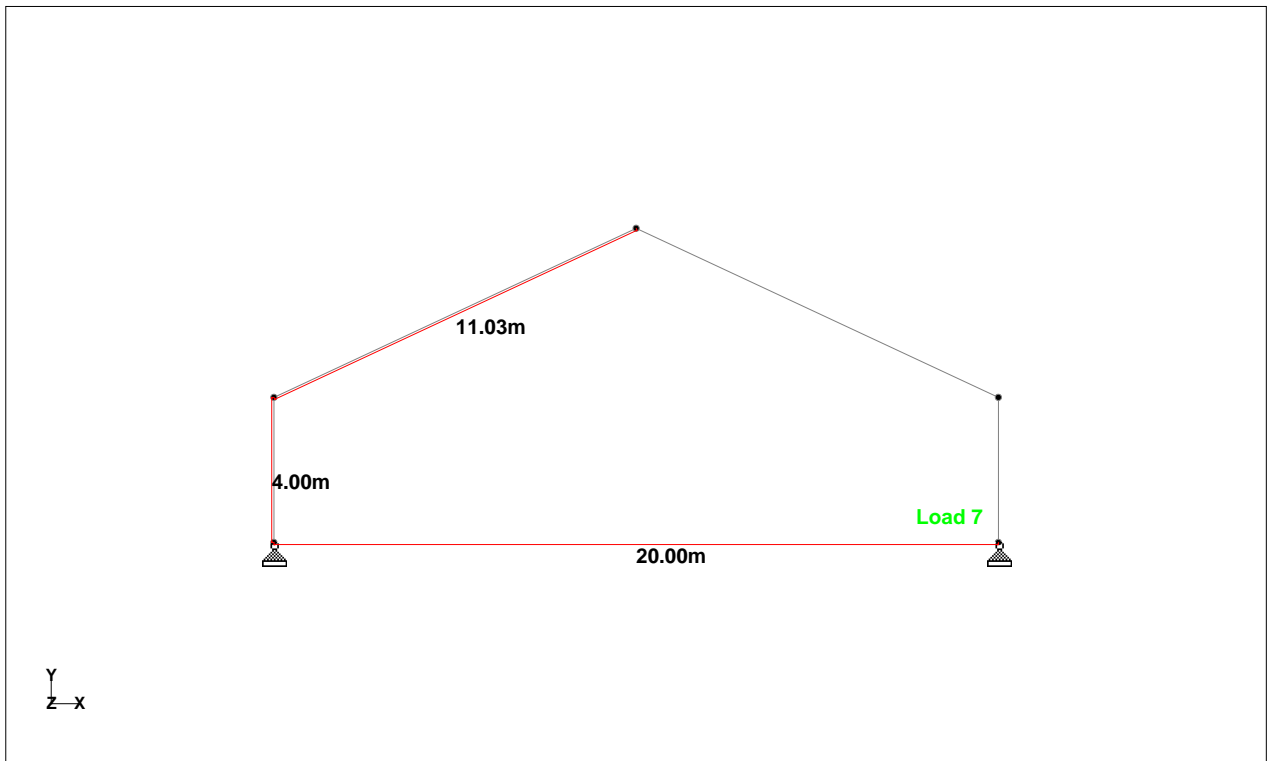
Date 18-Jul-14

Chd

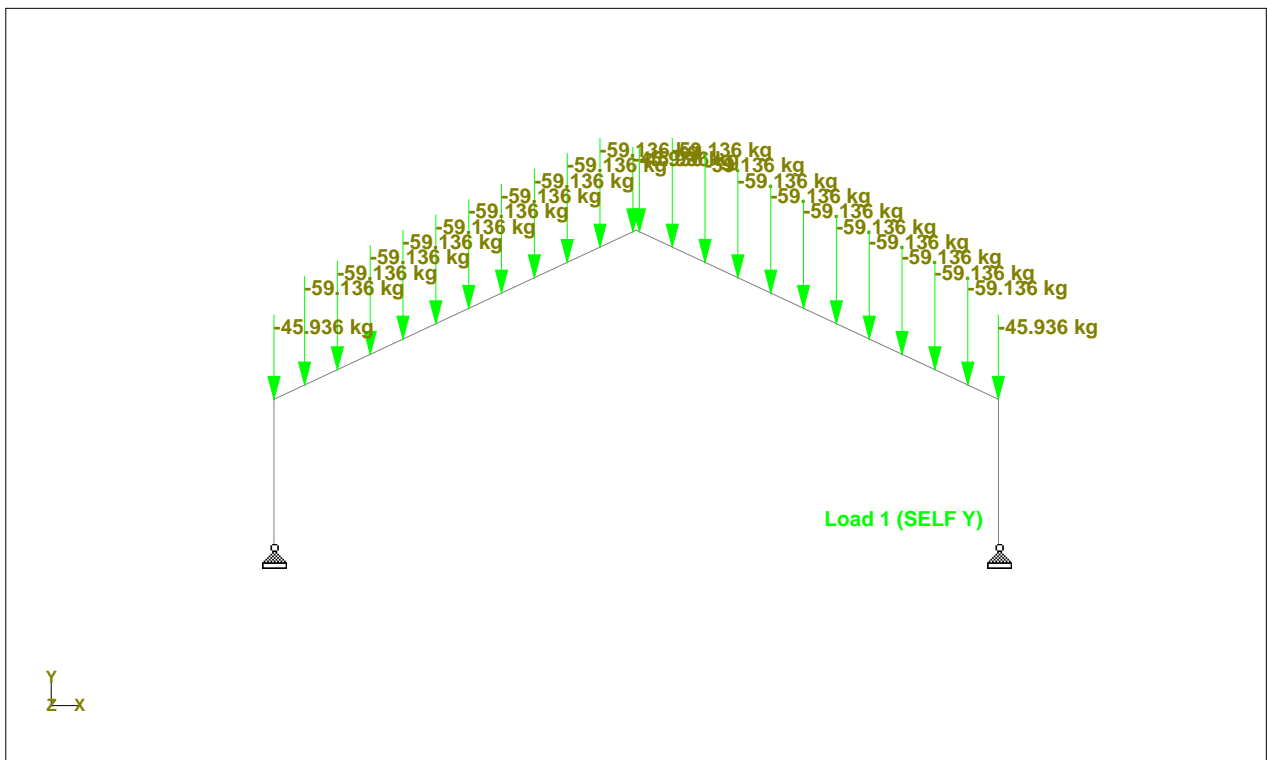
Client **INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

File **G.20 meter.std**

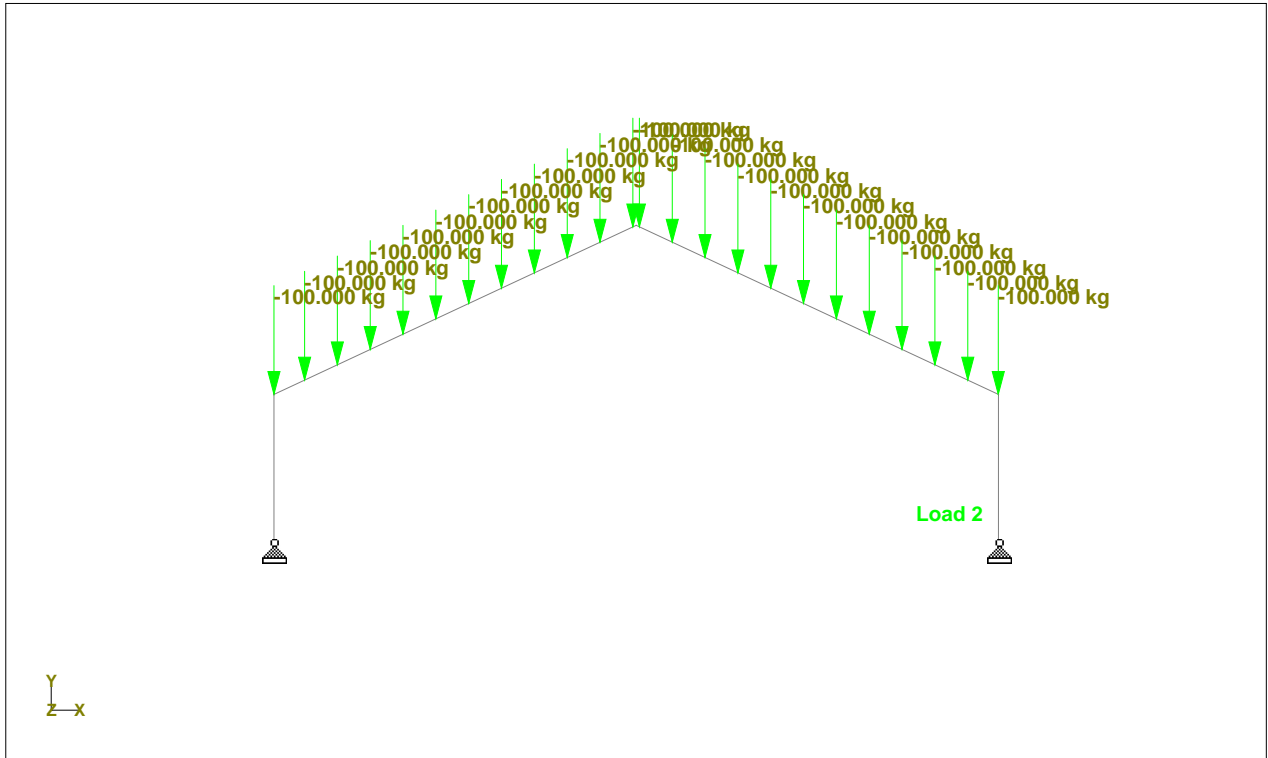
Date/Time **18-Aug-2014 00:58**



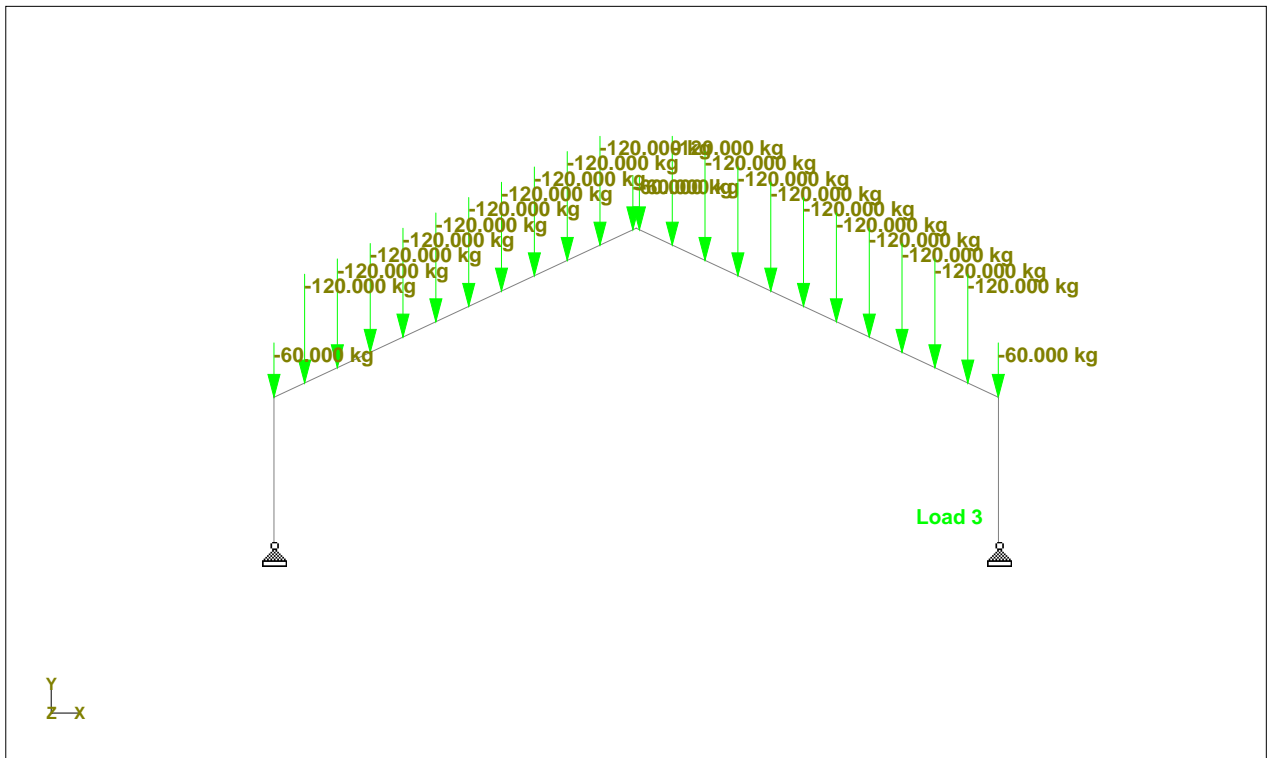
Whole Structure



Whole Structure Loads 19.7116kg:1m 1 BEBAN MATI (D)



Whole Structure Loads 33.3327kg:1m 2 BEBAN HIDUP (LA)



Whole Structure Loads 39.9992kg:1m 3 BEBAN HUJAN (H)



SKRIPSI

Software licensed to



Job No

Sheet No

15

Rev

Job Title Gable frame

Part

Ref

By 10.21.081

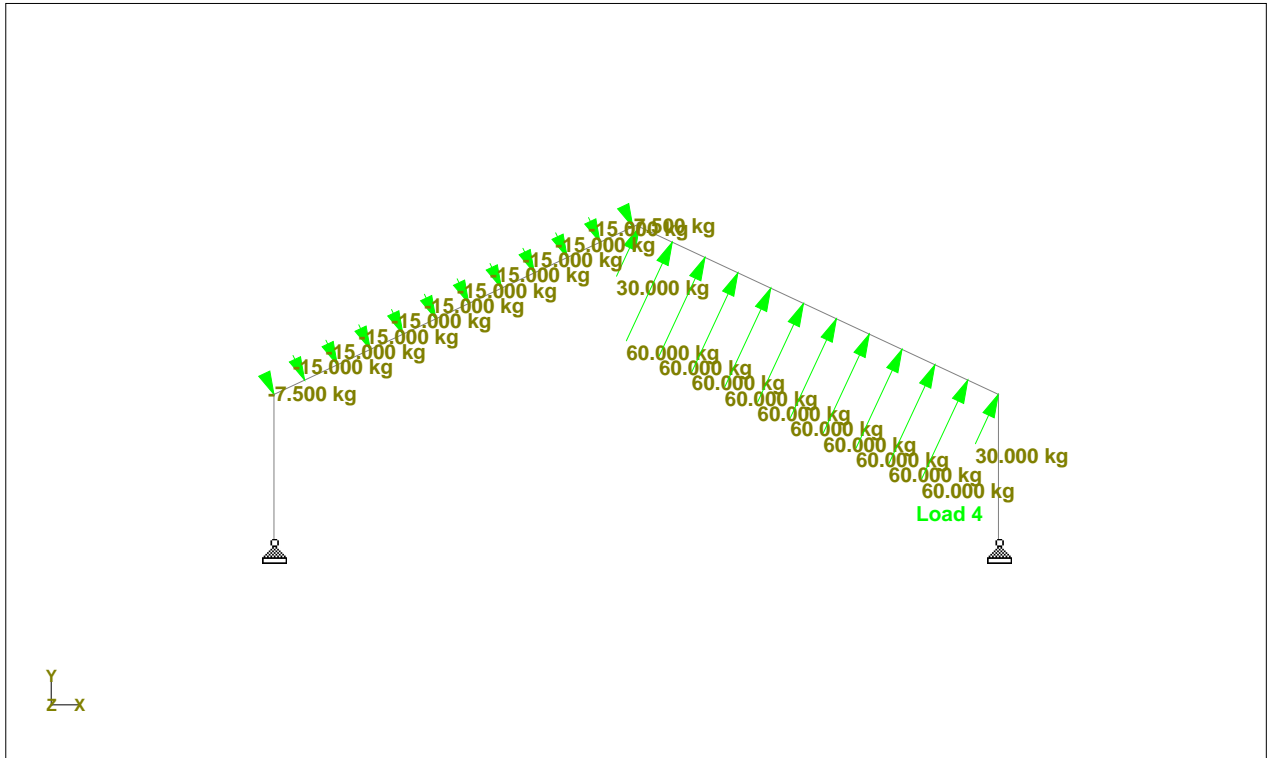
Date 18-Jul-14

Chd

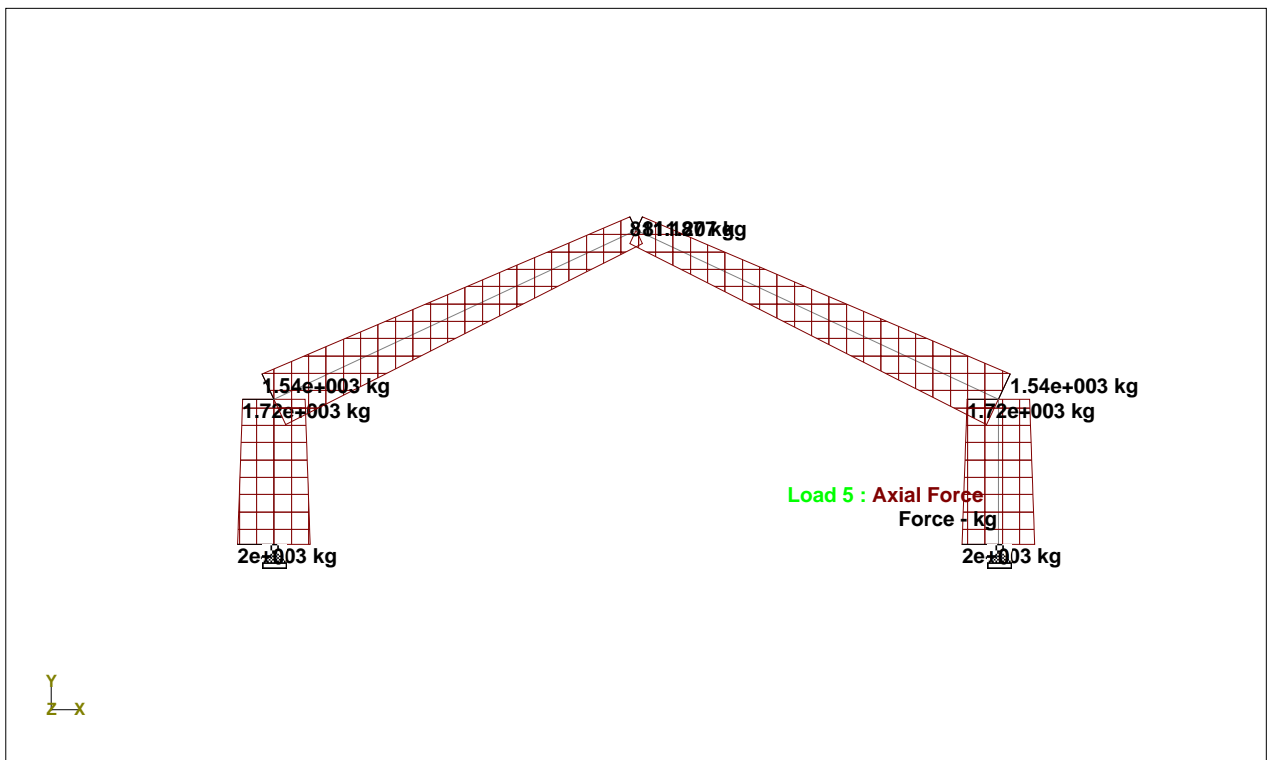
Client INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

File G.20 meter.std

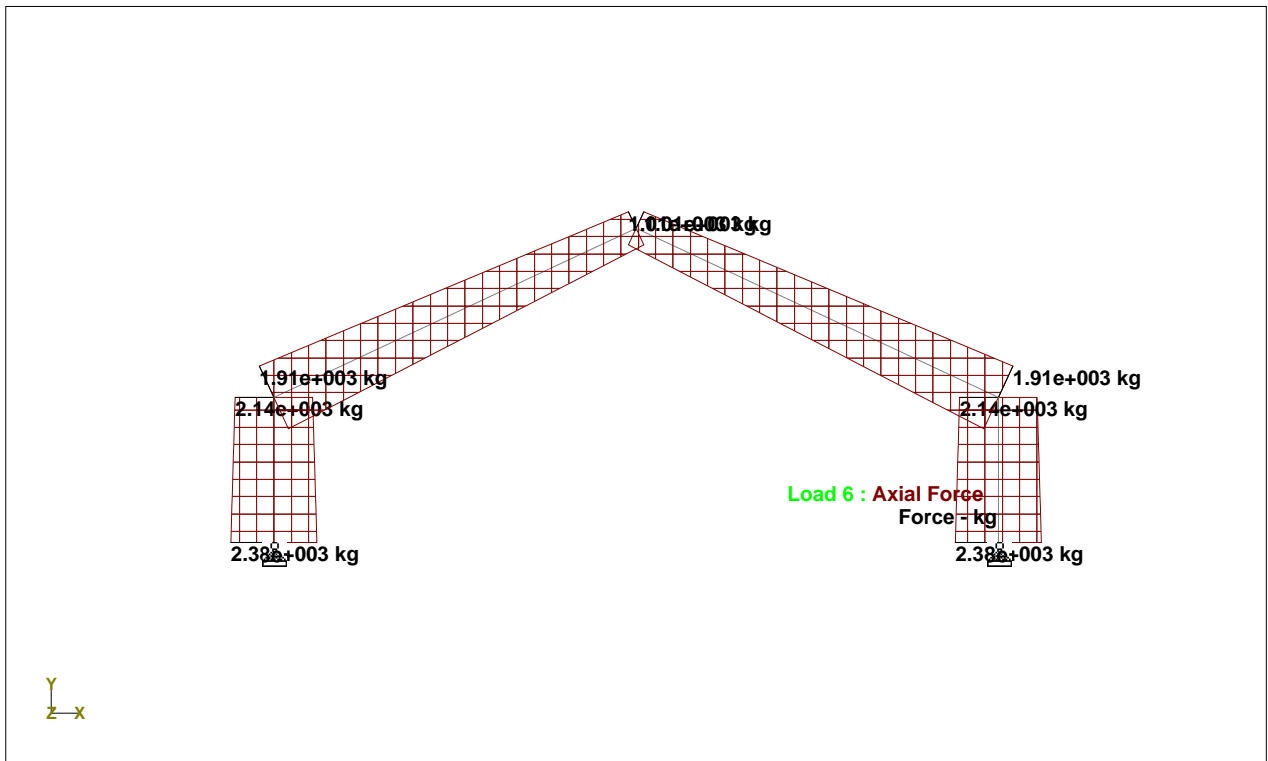
Date/Time 18-Aug-2014 00:58



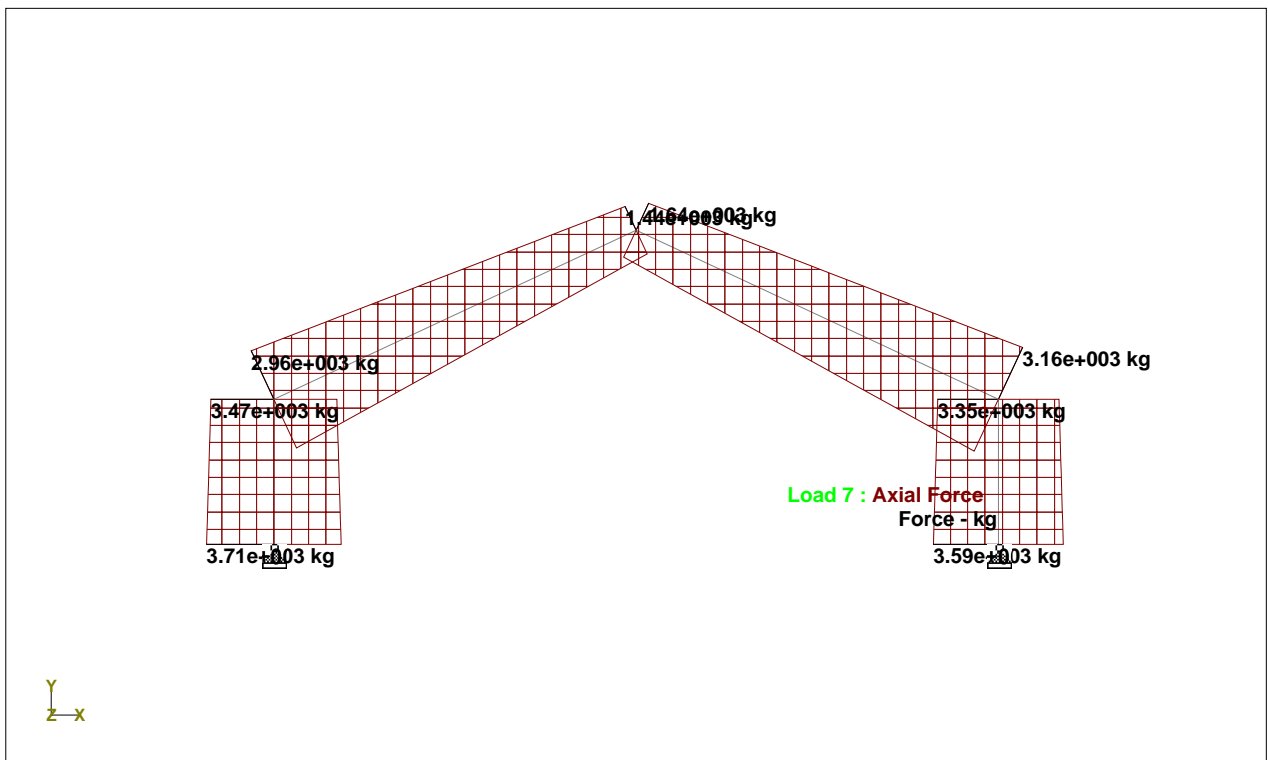
Whole Structure Loads 19.9996kg:1m 4 BEBAN ANGIN (W)



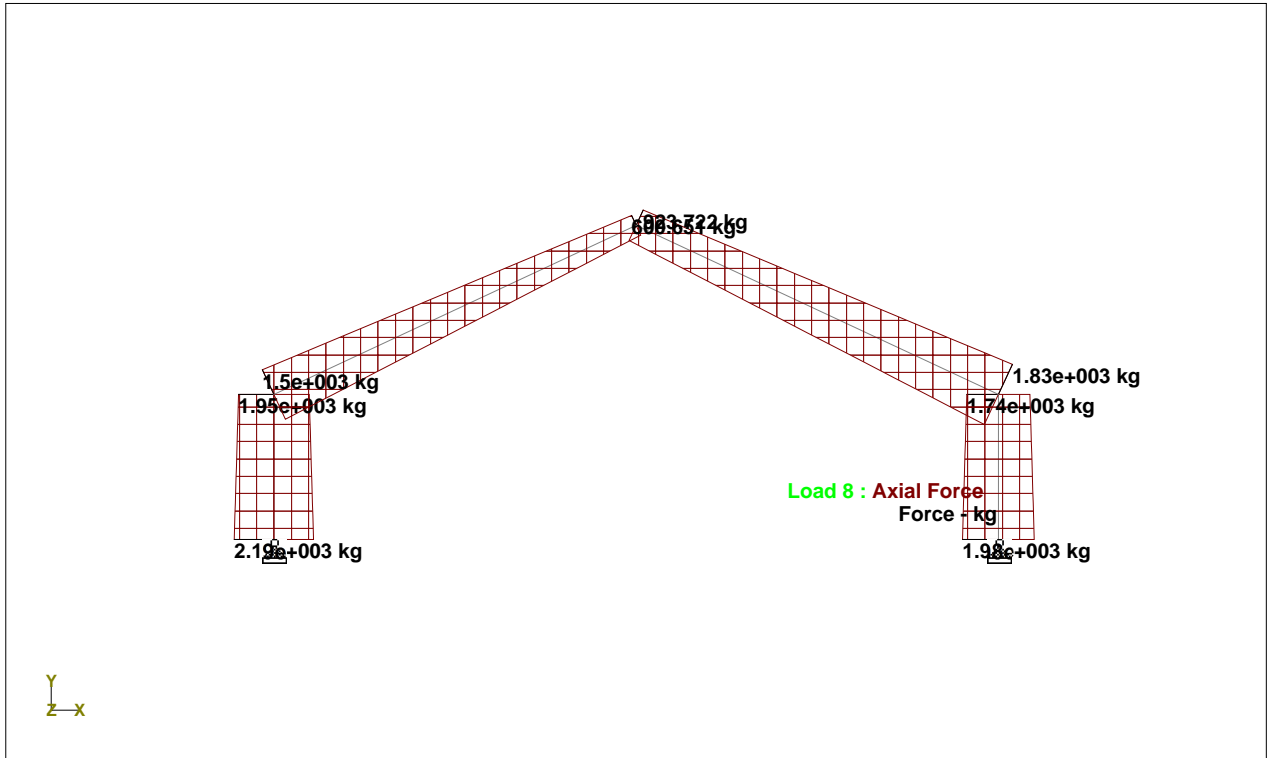
Whole Structure Fx 2000kg:1m 5 KOMBINASI 1



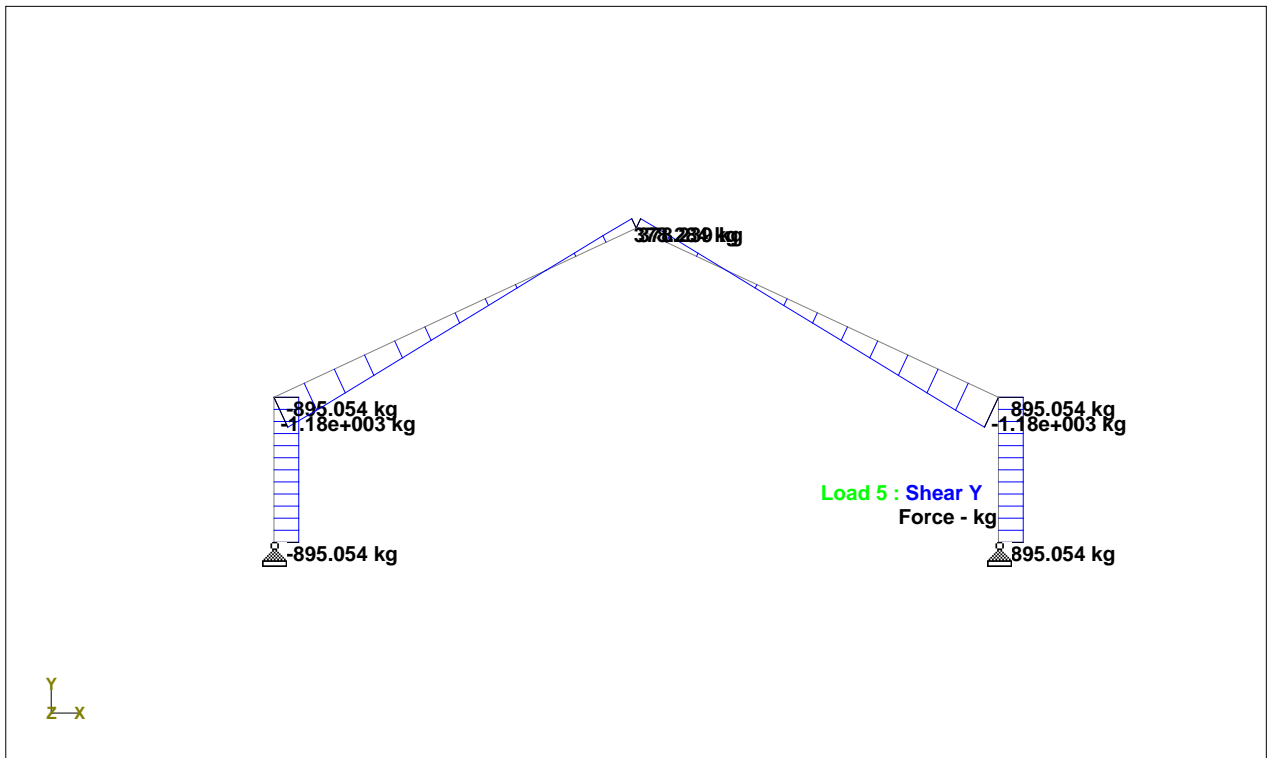
Whole Structure Fx 2000kg:1m 6 KOMBINASI 2



Whole Structure Fx 2000kg:1m 7 KOMBINASI 3



Whole Structure Fx 2000kg:1m 8 KOMBINASI 4



Whole Structure Fy 1300kg:1m 5 KOMBINASI 1



SKRIPSI

Software licensed to



Job No

Sheet No

18

Rev

Part

Ref

By 10.21.081

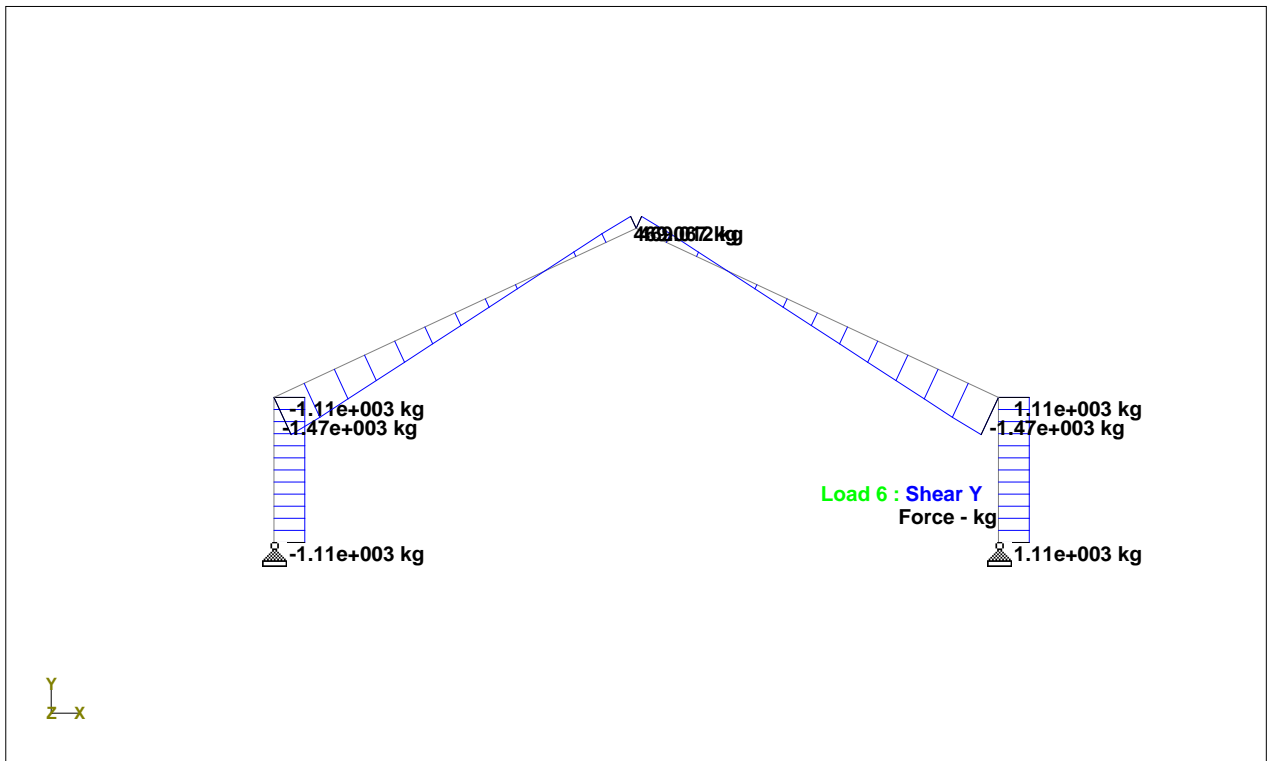
Date 18-Jul-14

Chd

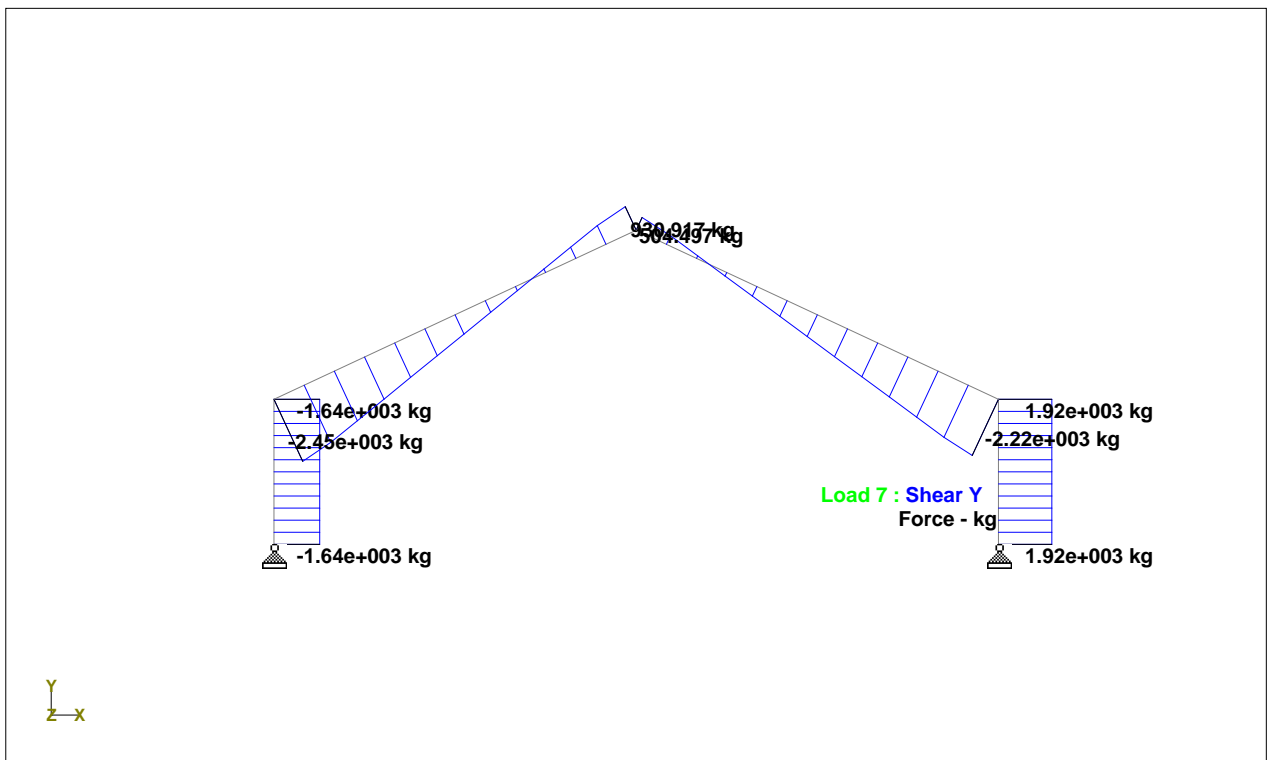
Client INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

File G.20 meter.std

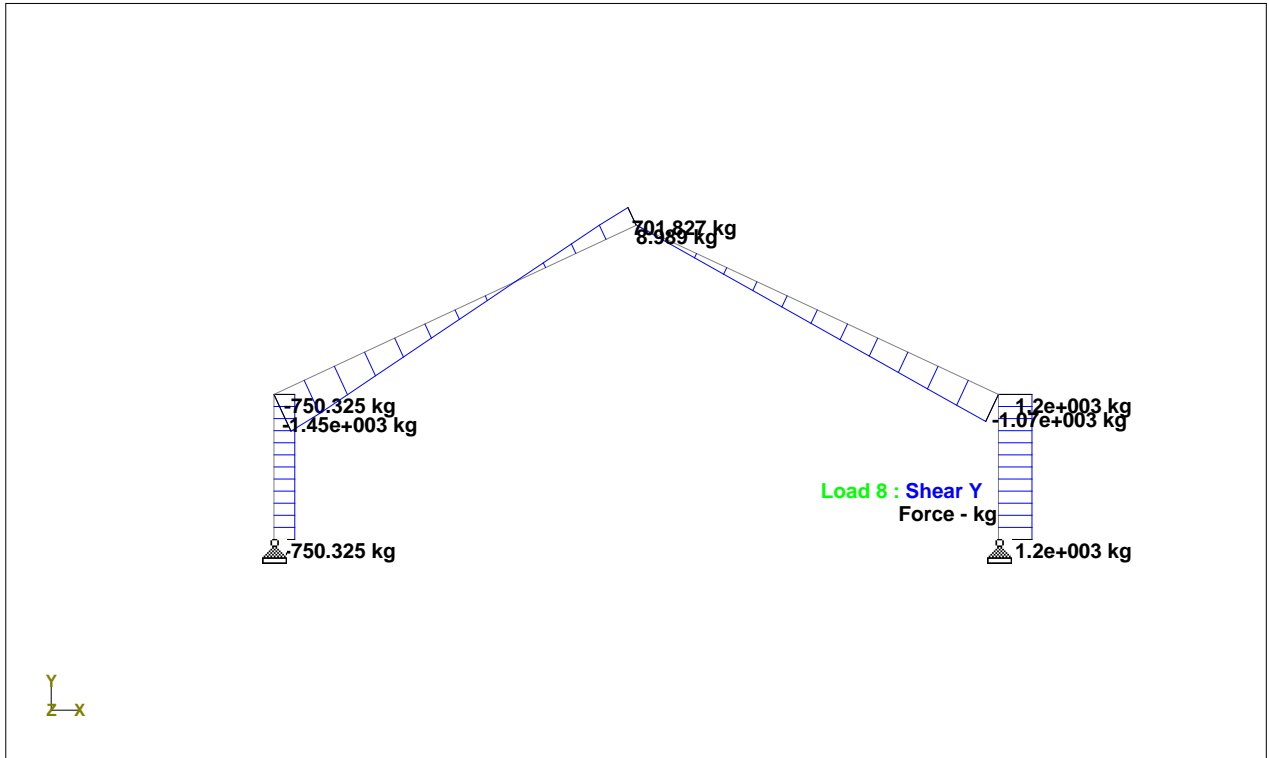
Date/Time 18-Aug-2014 00:58



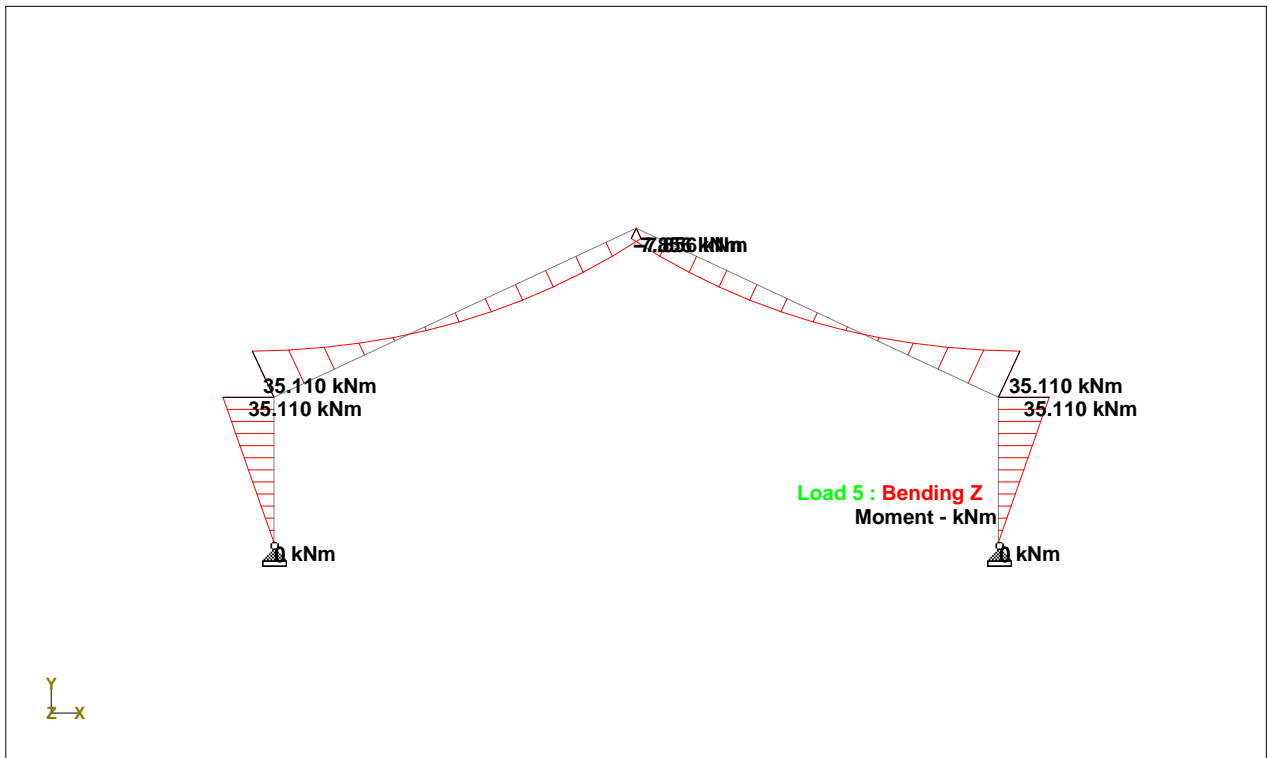
Whole Structure Fy 1300kg:1m 6 KOMBINASI 2



Whole Structure Fy 1300kg:1m 7 KOMBINASI 3



Whole Structure Fy 1300kg:1m 8 KOMBINASI 4



Whole Structure Mz 25kNm:1m 5 KOMBINASI 1



SKRIPSI

Software licensed to



Job No

Sheet No

20

Rev

Part

Job Title Gable frame

Ref

By 10.21.081

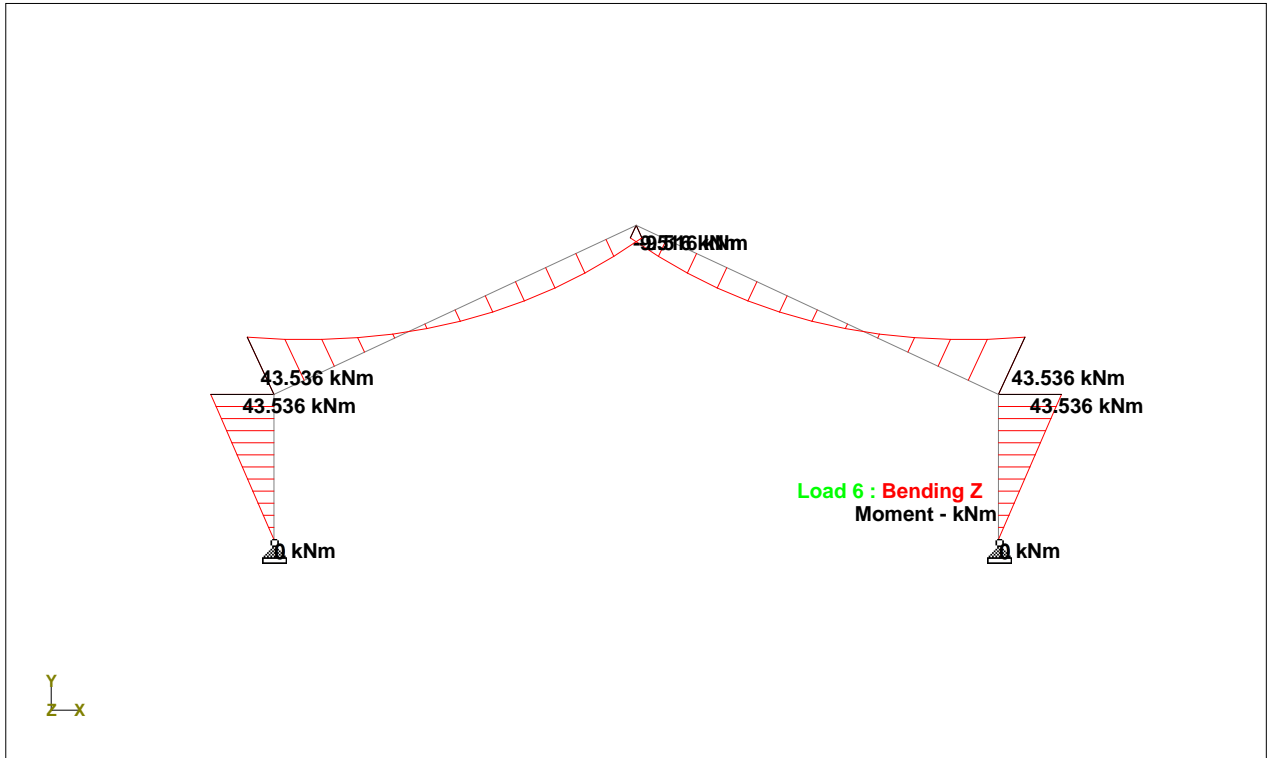
Date 18-Jul-14

Chd

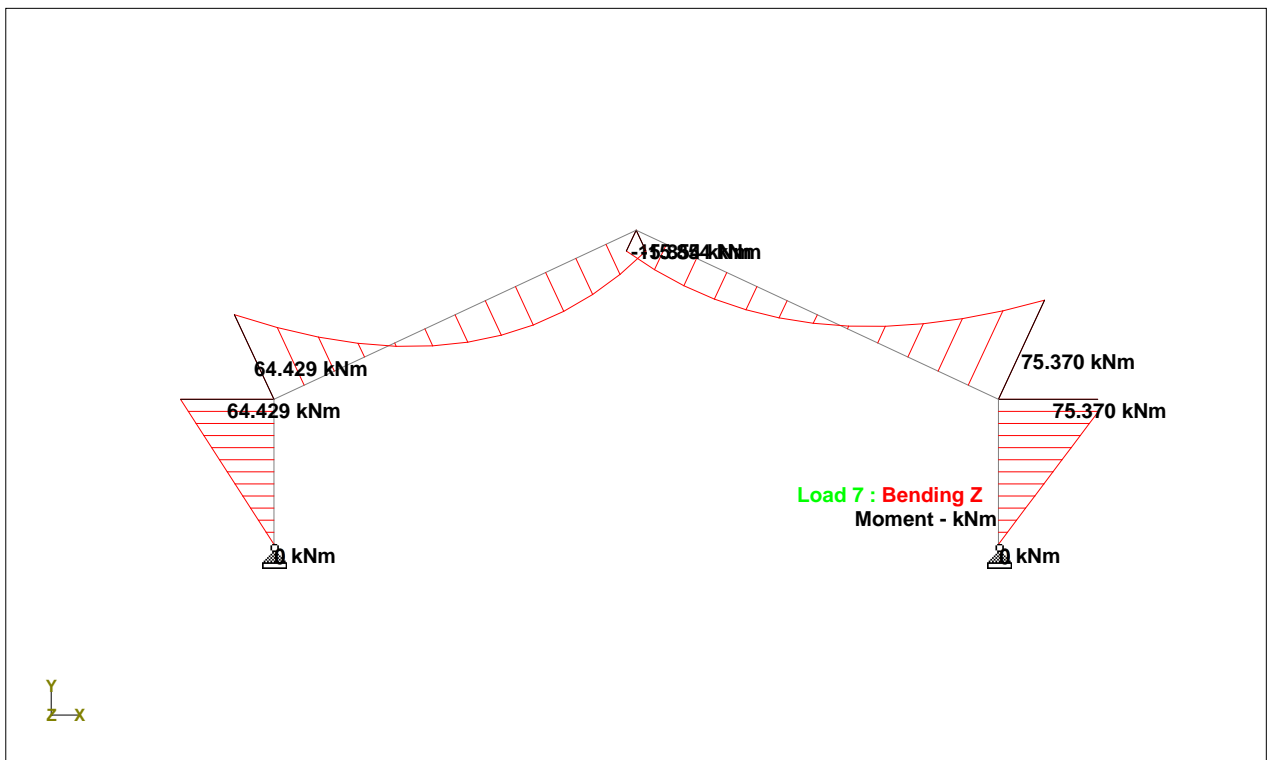
Client INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

File G.20 meter.std

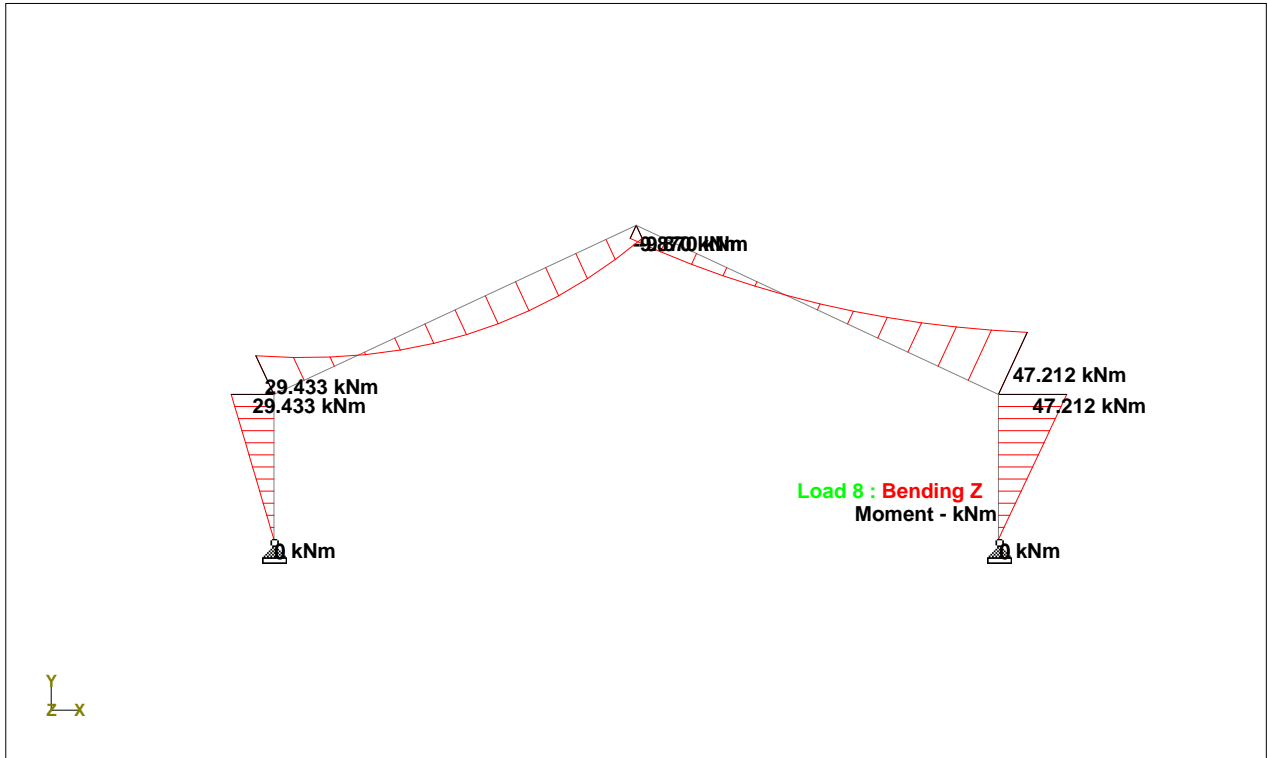
Date/Time 18-Aug-2014 00:58



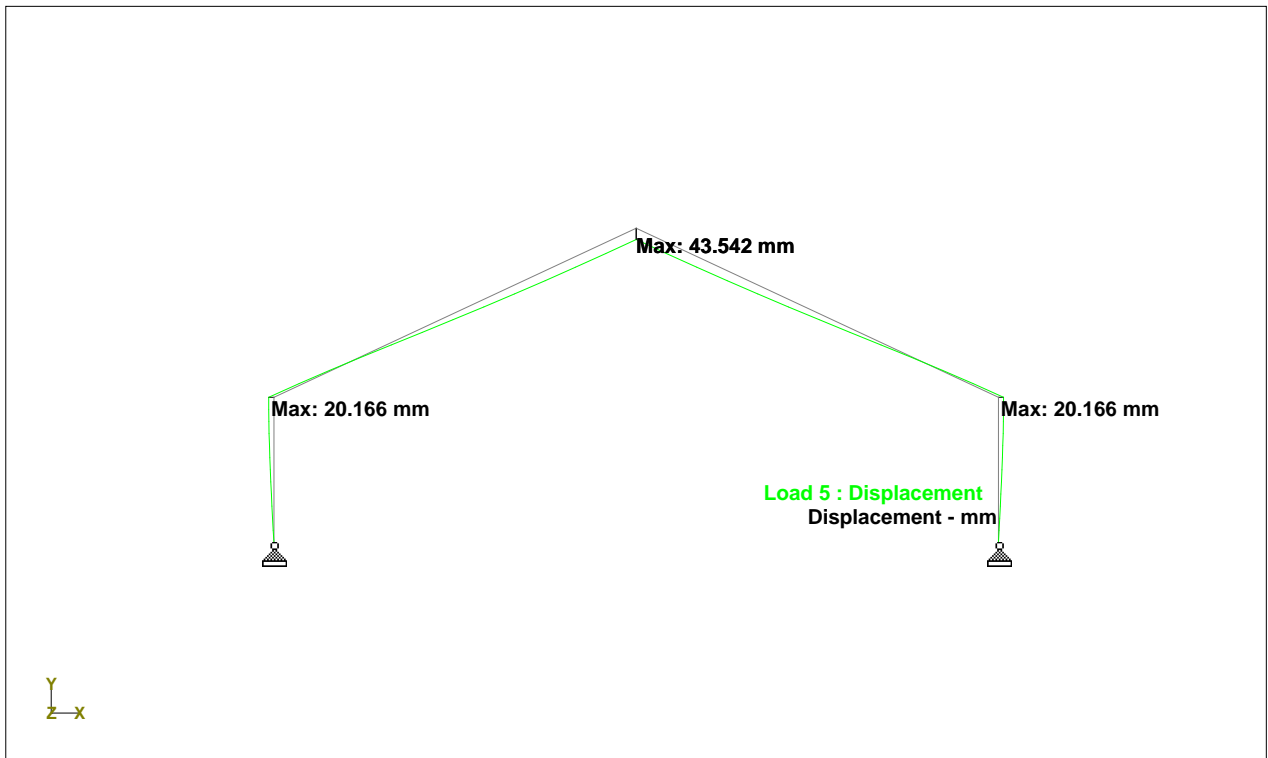
Whole Structure Mz 25kNm:1m 6 KOMBINASI 2



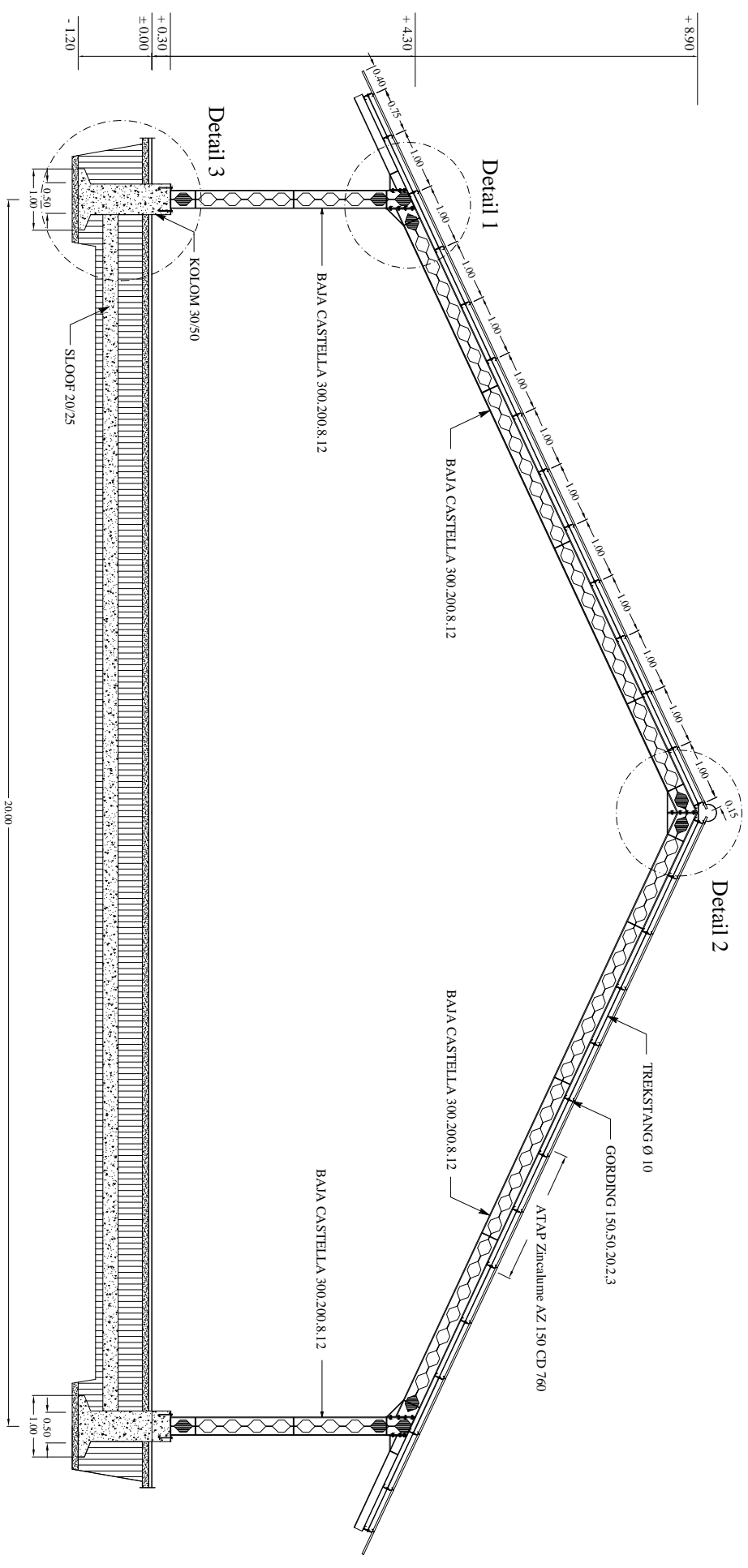
Whole Structure Mz 25kNm:1m 7 KOMBINASI 3



Whole Structure Mz 25kNm:1m 8 KOMBINASI 4

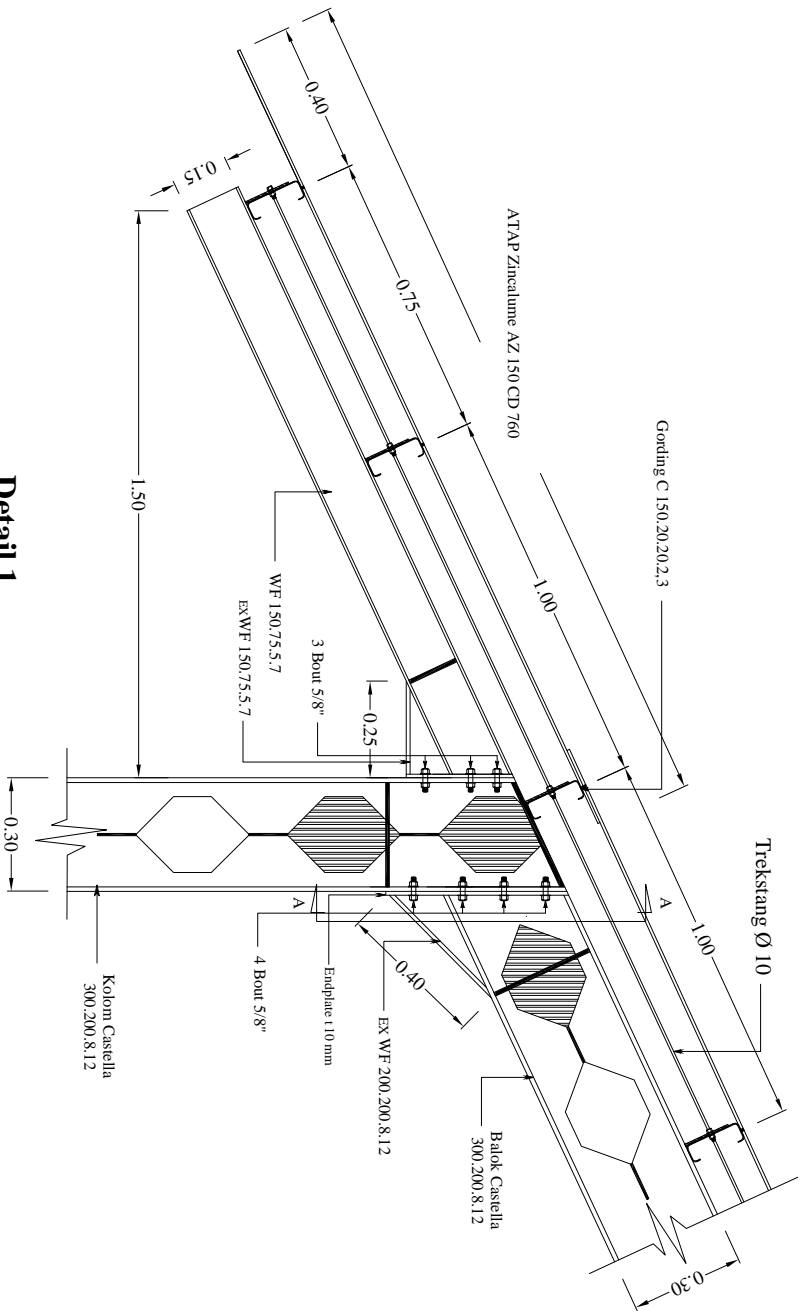


Whole Structure Displacements 140mm:1m 5 KOMBINASI 1



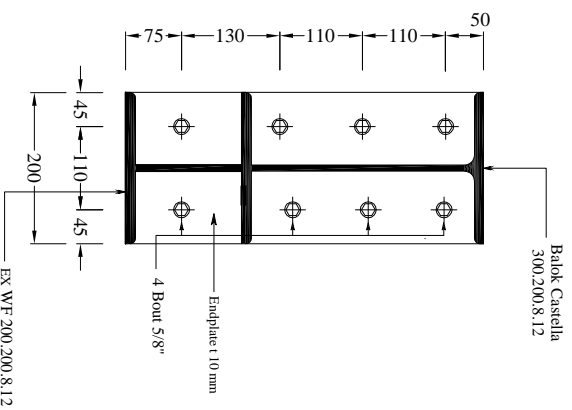
GAMBAR PORTAL GABLE FRAME
SKALA 1 : 100

PROGRAM	MENYETUJUI		MENYETUJUI		JUDDUT GAMBAR		SKALA
	PEMBAHANG SKRIPSI		PENGUCI SKRIPSI		PORTAL GABLE FRAME		1 : 100
DIBUAT OLEH	MENYETUJUI		MENYETUJUI		KODE GAMBAR	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
SKRIPSI	Pembimbing I		Pembimbing II		CF 20 M	1	5
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1	Muhammad Rizwan	Ir. H. Sudirman Indira, MSc	Ir. Bambang Wicakantadi, MT	Ir. Eding Isak Imanto, MT			
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN	10.21.081	Pembimbing I	Pembimbing II	Penguji I			
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG				Penguji II			



Detail 1

Skala 1 : 20

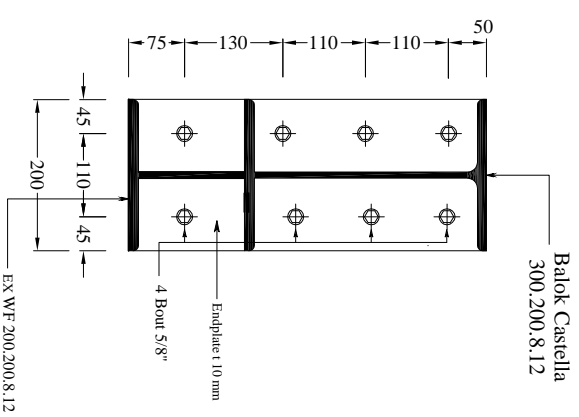
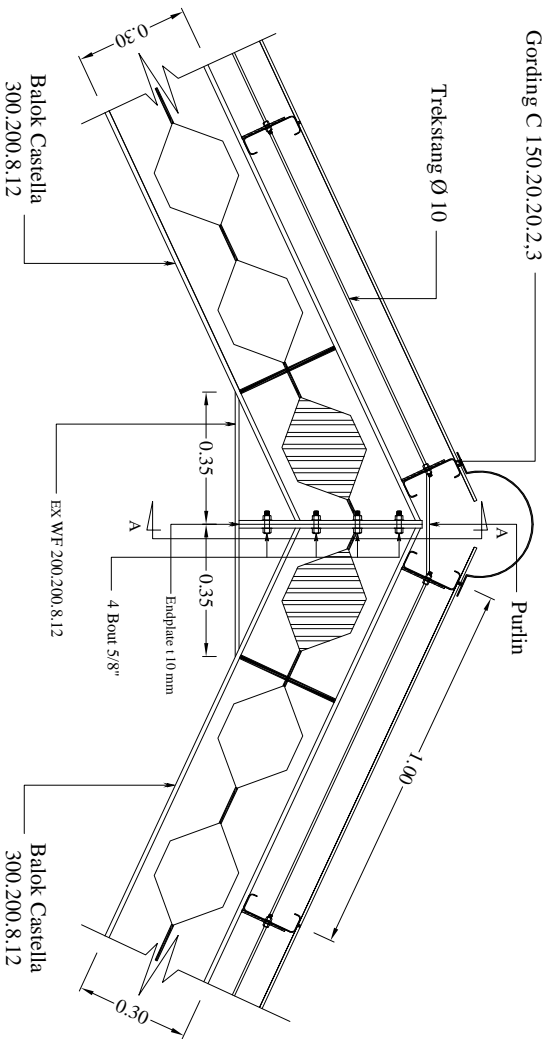


Potongan A - A

Skala 1 : 10

PROGRAM	DIBUAT OLEH	MENYETUJUI				JUDDUT GAMBAR	SKALA
		PEMBAHANG SKRIPSI					
SKRIPSI	Muhammad Khawam 10.21.081	Ir. H. Sudirman Indran, MSc Pembimbing I	Ir. Bambang Wekpanradji, MT Pembimbing II	Ir. Edling Isak Immanuelo, MT Penguji I	Ir. Munash, MT Penguji II	KODE GAMBAR GF 20 M	JML. LEMBAR 2
		PEMBAHANG SKRIPSI					

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG



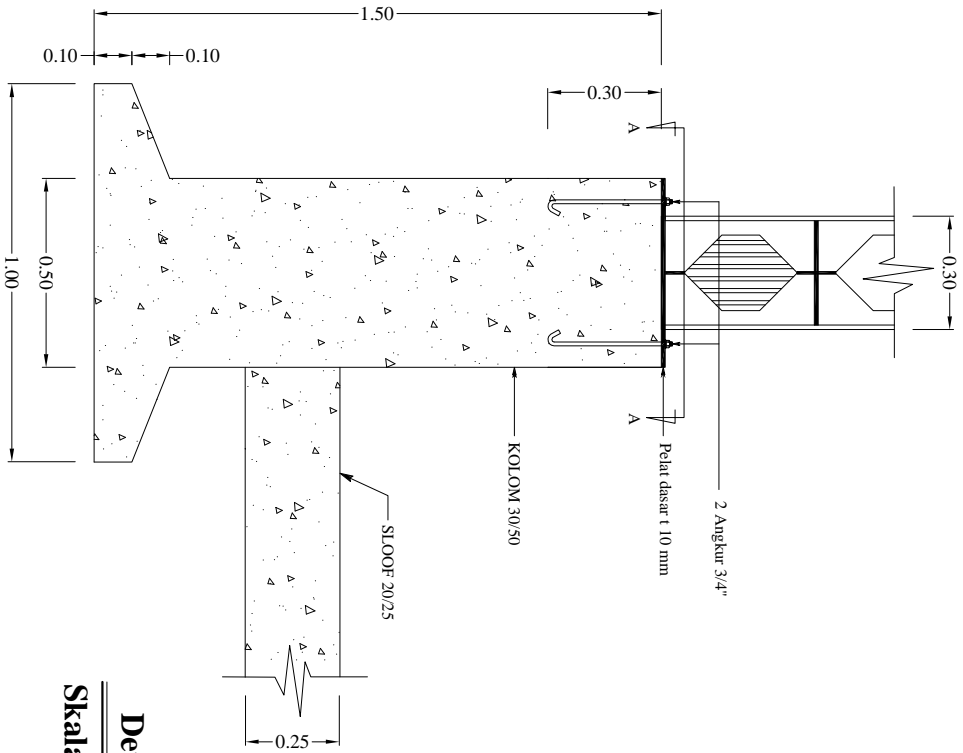
Detail 2

Skala 1 : 20

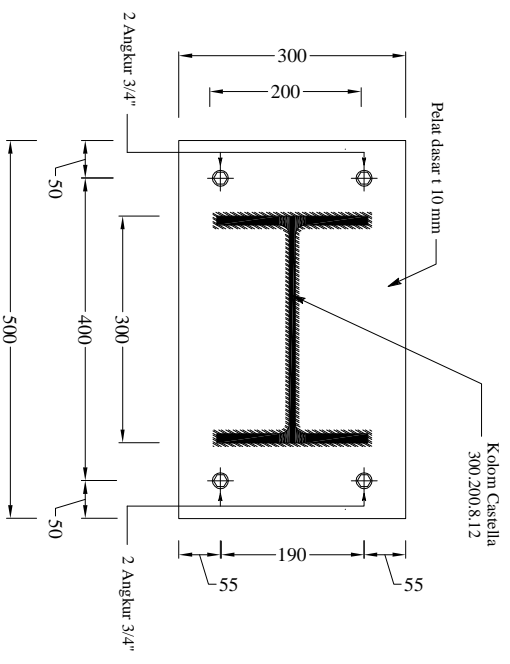
Potongan A - A

Skala 1 : 10

PROGRAM	DIBUAT OLEH	MENYETUJUI		MENYETUJUI		JUDDUT GAMBAR	SKALA	
		PEMBAHANG SKRIPSI		PENGUCI SKRIPSI				
SKRIPSI	Muhammad Rizwan 10.21.081	Ir. H. Sudirman Indira, MSc Pembimbing I		Ir. Bambang Weqyandaji, MT Pembimbing II		DETAIL 2 POTONGAN A - A	1 : 20 1 : 10	
		Ir. H. Eding Isak Imanto, MT Penguji I		Ir. Munash, MT Penguji II				
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG		KODE GAMBAR	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR		GP 20 M	3	5



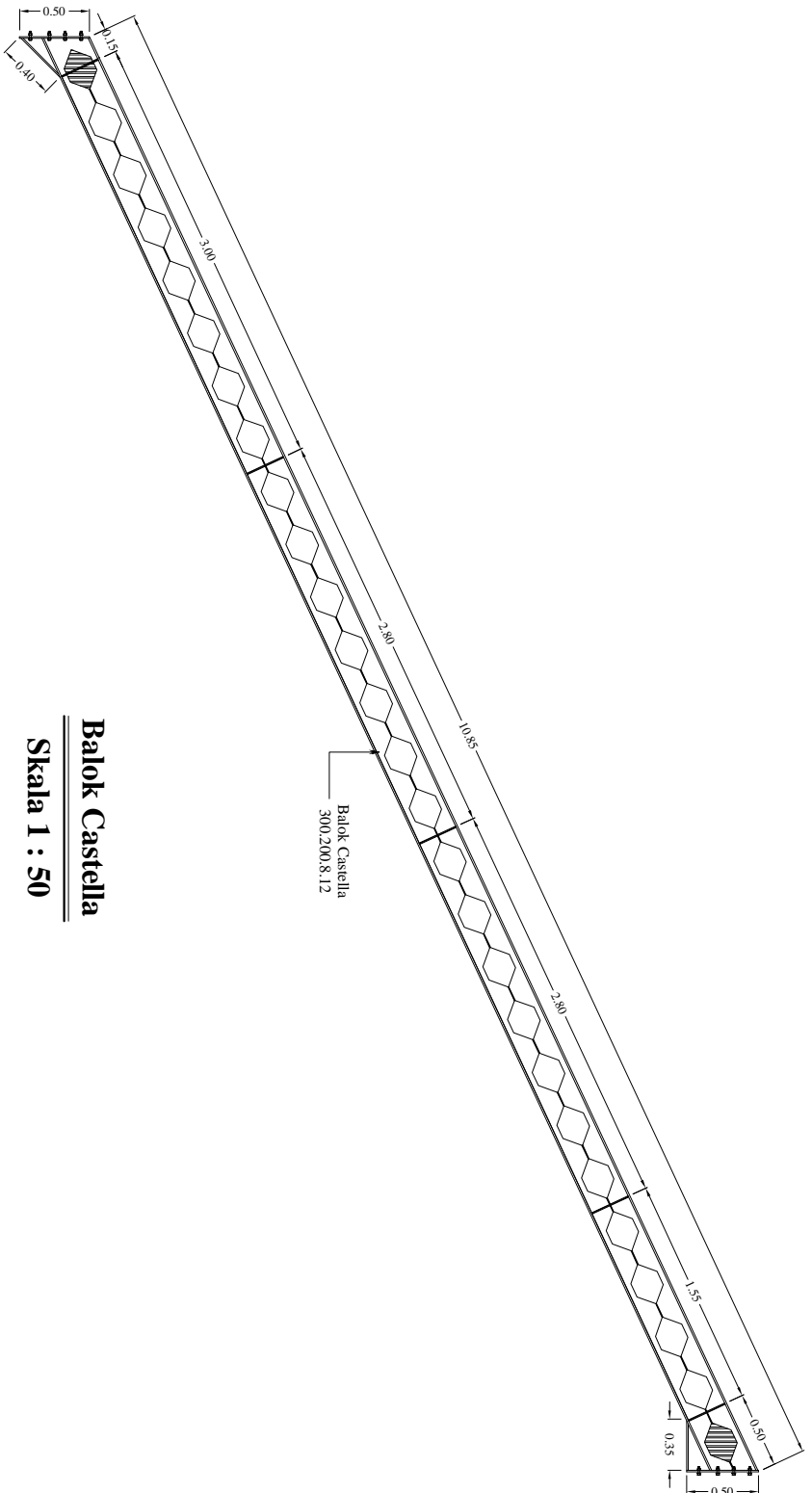
Detail 3
Skala 1 : 20



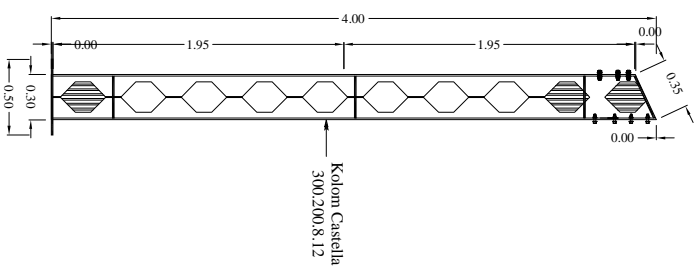
Potongan A - A
Skala 1 : 10

PROGRAM	DIBUAT OLEH	MENYETUJUI		MENYETUJUI		JUDDUT GAMBAR	SKALA
		PEMBAHANG SKRIPSI		PENGUJI SKRIPSI			
SKRIPSI	Muhammad Rizwan 10.21.081	Ir. H. Sudirman Indran, MSc Pembimbing I	Ir. Bambang Wekpanadji, MT Pembimbing II	Ir. Eding Isak Immanuelo, MT Penguji I	Ir. Munash, MT Penguji II	DETAIL 3 POTONGAN A - A	1 : 20 1 : 10
		KODE GAMBAR	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR			
		CF 20 M	4	5			

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG



Balok Castella
Skala 1 : 50



Kolom Castella
Skala 1 : 50

PROGRAM	DIBUAT OLEH	MENYETUJUI		MENYETUJUI		JUDDUT GAMBAR	SKALA
		PEMBAHANG SKRIPSI		PENGUJ SKRIPSI			
SKRIPSI	Muhammad Rizwan 10.21.081	Ir. H. Sudirman Indran, MSc Pembimbing I	Ir. Bambang Wicakantadji, MT Pembimbing II	Ir. Eding Isak Immanuelo, MT Penguji I	Ir. Munash, MT Penguji II	KODE GAMBAR	JML. LEMBAR
		GT 20 M	5	5			
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG							