

TUGAS AKHIR

**ANALISIS VARIASI TINGGI RANGKA BATANG
PADA JEMBATAN RANGKA BAJA TIPE *PRATT*
(*ANALYSIS FOR THE HEIGHT VARIATION OF
PRATT TRUSS BRIDGE*)**

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu (S1) Teknik Sipil**



Endah Atika

12 511 344

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2018**

TUGAS AKHIR

ANALISIS VARIASI TINGGI RANGKA BATANG PADA JEMBATAN RANGKA BAJA TIPE PRATT (ANALYSIS FOR THE HEIGHT VARIATION OF PRATT TRUSS BRIDGE)

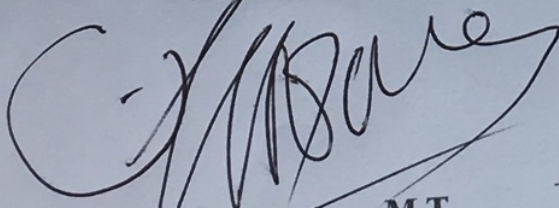


Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
Untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal : 22 Februari 2018

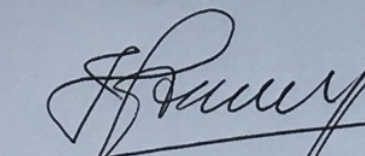
oleh Dewan Penguji :

Pembimbing



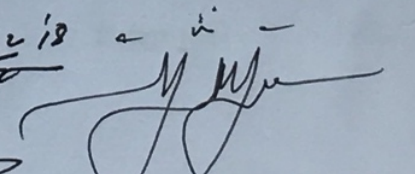
Ir. Suharyatma, M.T.
NIK: 865110201

Penguji I



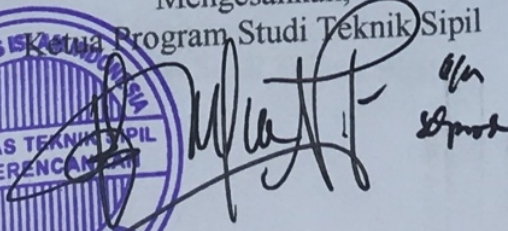
Ir. Harsoyo, M.Sc., Ph.D
NIK: 835110202

Penguji II



Yunalia Muntafi, S.T., M.T.
NIK: 095110101

Mengesahkan,



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

PERNYATAAN BEBAS PLAGIAT

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

Yogyakarta, 13 Desember 2017



Atika membuat pernyataan

(12511344)

**TUGAS AKHIR INI SAYA DEDIKASIKAN UNTUK
BAPAK DAN IBU SAYA
DAN SEMUA KAKAK DAN ADIK SAYA**

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Analisis Variasi Tinggi Rangka Batang Pada Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terimakasih yang sedalam-dalamnya kepada :

1. Nandang Sutrisno, S.H., L.L., M.Hum., Ph.D. selaku Rektor Universitas Islam Indonesia,
2. Dr.-Ing. Ir. Widodo, M.Sc. selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
3. Miftahul Fauziah., S.T, M.T, Ph.D. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
4. Ir. Suharyatma, M.T. selaku Dosen Pembimbing I yang selalu memberikan bimbingan, nasehat dan dukungan selama penyusunan Tugas Akhir ini,
5. Dr. Ir. Harsoyo, M.Sc. selaku Dosen Penguji I,
6. Prof. Ir. Sarwidi, MSCE, Ph.D. selaku Dosen Penguji II,
7. Bapak dan Ibu penulis yang telah berkorban begitu banyak baik material maupun spiritual hingga selesainya Tugas Akhir ini.
8. Untuk Galuh, Vina, Anggi, Eri, teman-teman angkatan 2012 Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia dan teman-teman lain yang tidak dapat disebutkan satu-per satu yang telah memberikan suntikan semangat dan menemani dalam proses penyelesaian Tugas Akhir.

Akhirnya Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, Desember 2017
Penulis,

Endah Atika
12511344

DAFTAR ISI

Judul	i
Halaman Pengesahan	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
DEDIKASI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiii
ABSTRAK	xvii
<i>ABSTRACT</i>	xviii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Perancangan	2
1.4 Manfaat Perancangan	2
1.5 Batasan Masalah	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Material Baja	5
2.2 Jembatan	5
2.3 Jembatan Rangka Baja	6
2.4 Software SAP2000	6
2.5 Tinjauan Pustaka	7
2.5.1 Re-Desain Jembatan Nambangan Bantul Dengan Menggunakan Rangka Baja Tipe Pratt	7
2.5.2 Optimalisasi Struktur Rangka Jembatan Rangka Baja Tipe Warren	8
2.5.3 <i>Effect Of Geometries On The Natural Frequencies Of Pratt Truss Bridge</i>	8

2.6 Keaslian Penelitian	9
BAB III LANDASAN TEORI	10
3.1 Struktur Rangka Batang	10
3.2 Jenis-Jenis Jembatan Rangka Baja	12
3.3 Komponen Struktur Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Pratt</i>	14
3.4 Pembebanan Rencana	15
3.4.1 Aksi Tetap (<i>Permanent Actions</i>)	16
3.4.2 Aksi Sementara (<i>Transient Actions</i>)	17
3.4.3 Kombinasi Pembebanan	36
3.5 Analisis Rangka Baja Berdasarkan Metode LRFD	42
3.5.1 Komponen Batang Tekan	42
3.5.2 Komponen Batang Tarik	43
3.5.3 Komponen Batang Lentur	43
3.5.4 Komponen Batang Menahan Lentur dan Aksial	45
BAB IV METODE PERENCANAAN	47
4.1 Data Struktur	47
4.2 Model Perencanaan	47
4.3 Waktu Perencanaan	48
4.4 Lokasi Perencanaan	50
4.5 Analisis Perencanaan	50
BAB V DATA, ANALISIS DAN PEMBAHASAN	52
5.1 Data Analisis	52
5.2 Perhitungan Pembebanan	54
5.2.1 Beban Mati (MS)	54
5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)	57
5.2.3 Beban Lajur “D” (TD)	60
5.2.4 Beban Pejalan Kaki	63
5.2.5 Beban Gaya Rem (TB)	65
5.2.6 Beban Angin (TW)	67
5.2.7 Beban Gempa (EQ)	69
5.2.8 Rekapitulasi Pembebanan	79

5.3 Analisis Struktur	82
5.3.1 Permodelan <i>Frame</i>	84
5.3.2 Permodelan <i>Truss</i>	87
5.4 Kontrol Desain Batang	91
5.5 Perbandingan Respon Struktur	118
5.6 Perbandingan Berat Struktur	127
5.7 Perbandingan Lendutan Struktur	129
BAB VI SIMPULAN DAN SARAN	130
6.1 Simpulan	130
6.2 Saran	130
DAFTAR PUSTAKA	131

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Berat Isi Untuk Beban Mati (kN/m^3)	17
Tabel 3.2 Koefisien Seret C_w	25
Tabel 3.3 Kecepatan Angin Rencana V_w	26
Tabel 3.4 Rekapitulasi Aksi Rencana Dan Simbol	36
Tabel 3.5 Rekapitulasi Faktor Beban	37
Tabel 3.6 Pengaruh Umur Rencana Pada Faktor Beban Ultimit	39
Tabel 3.7 Kombinasi Beban Umum Untuk Keadaan Batas Kelayakan Dan Ultimit	40
Tabel 3.8 Kombinasi Beban Umum Untuk Keadaan Ultimit	41
Tabel 4.1 Data Teknis Rencana Jembatan	48
Tabel 4.2 Jadwal Penulisan Tugas Akhir (TA)	49
Tabel 5.1 Data Teknis Jembatan	52
Tabel 5.2 Data Komponen Material Struktur	53
Tabel 5.3 Data Berat Volume Bahan	54
Tabel 5.4 Berat Sendiri Struktur Atas (Q_{MS})	56
Tabel 5.5 Berat Mati Tambahan Pada Rangka Utama Jembatan	59
Tabel 5.6 Beban Sendiri Rangka Jembatan Daerah Tepi	69
Tabel 5.7 Beban Sendiri Rangka Jembatan Daerah Atap	69
Tabel 5.8 Beban Sendiri Rangka Jembatan Daerah Gelagar Memanjang	69
Tabel 5.9 Beban Sendiri Rangka Jembatan Daerah Gelagar Melintang	70
Tabel 5.10 Beban Mati Tambahan	70
Tabel 5.11 Rekapitulasi Pembebanan	70
Tabel 5.12 Faktor Tipe Bangunan	74
Tabel 5.13 Faktor Tipe Bangunan	78
Tabel 5.14 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Kolom 6 m	80
Tabel 5.15 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Kolom 7 m	80
Tabel 5.16 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Kolom 7,5 m	81

Tabel 5.17 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Kolom 8 m	81
Tabel 5.18 Rekapitulasi Nilai Gaya Aksial	85
Tabel 5.19 Rekapitulasi Nilai Momen	86
Tabel 5.20 Rekapitulasi Nilai Gaya Aksial	89
Tabel 5.21 Rekapitulasi Nilai Momen	90
Tabel 5.22 Rekapitulasi Kontrol Desain	116
Tabel 5.23 Rekapitulasi Rasio Interaksi Gaya Aksial dengan Momen	117
Tabel 5.24 Rekapitulasi Gaya Aksial dan Momen Balok Atas	118
Tabel 5.25 Rekapitulasi Gaya Aksial dan Momen Balok Bawah	120
Tabel 5.26 Rekapitulasi Gaya Aksial dan Momen Batang Diagonal	122
Tabel 5.27 Rekapitulasi Gaya Aksial dan Momen Batang Vertikal	124
Tabel 5.28 Berat Struktur	127
Tabel 5.29 Lendutan Maksimum	128

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Susunan Batang Yang Stabil dan Tidak Stabil	10
Gambar 3.2	Diagram Gaya Batang Yang Bekerja Pada Titik Hubung	11
Gambar 3.3	Metode potongan	12
Gambar 3.4	<i>Pratt</i>	13
Gambar 3.5	<i>Warren</i>	13
Gambar 3.6	<i>Howe</i>	14
Gambar 3.7	<i>Streans</i>	14
Gambar 3.8	<i>Pratt truss</i>	15
Gambar 3.9	Beban lajur “D”	18
Gambar 3.10	Grafik Beban Intensitas Beban Berdasarkan Panjang Beban Yang Dibebeani	19
Gambar 3.11	Penyebaran Pembebanan Pada Arah Melintang	20
Gambar 3.12	Susunan pembebanan “D”	21
Gambar 3.13	Faktor Beban Dinamis Untuk BGT Untuk Lajur Pembebanan “D”	22
Gambar 3.14	Pembebanan truk “T” (500 kN)	23
Gambar 3.15	Gaya rem per lajur 2,75 meter (KBU)	24
Gambar 3.16	Pembebanan Untuk Pejalan Kaki	24
Gambar 3.17	Wilayah Gempa Indonesia Untuk Perioda Ulang 500 Tahun	34
Gambar 3.18	Koefisien Geser Dasar (C) Plastis Untuk Analisis Data	35
Gambar 4.1	Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Pratt</i> Tinggi Rangka 6 M	47
Gambar 4.2	Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Pratt</i> Tinggi Rangka 7 M	47
Gambar 4.3	Sketsa 2d Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Pratt</i> Tinggi Rangka 7,5 M	47
Gambar 4.4	Sketsa 2d Jembatan Rangka Baja Tipe <i>Pratt</i> Tinggi	

	Rangka 8 M	48
Gambar 5.1	Rangka Batang <i>Pratt</i>	52
Gambar 5.2	Input Beban Sendiri (MS) Beton	56
Gambar 5.3	Input Beban Mati (Ma)	60
Gambar 5.4	Input Beban Terbagi Merata	62
Gambar 5.5	Input Beban Garis Tegak	63
Gambar 5.6	Pembebanan Untuk Pejalan Kaki	64
Gambar 5.7	Input Beban Pejalan Kaki	65
Gambar 5.8	Gaya Rem Per Lajur 2,75 M (Kbu)	66
Gambar 5.9	Input Beban Rem	67
Gambar 5.10	Input Beban Angin (Ew)	68
Gambar 5.11	Wilayah Gempa Indonesia Periode 500 Tahun	73
Gambar 5.12	Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 3	74
Gambar 5.13	Wilayah Gempa Indonesia Periode 500 Tahun	77
Gambar 5.14	Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 3	77
Gambar 5.15	Input Beban Gempa (EQ)	79
Gambar 5.16	Denah Profil Batang	83
Gambar 5.17	Kodefikasi Batang Profil	83
Gambar 5.18	Hasil Analisis Struktur Gaya Aksial dalam 3D	84
Gambar 5.19	Hasil Analisis Struktur Momen Lentur (BMD) dalam 3D	84
Gambar 5.20	Hasil Analisis Struktur Momen Lentur (BMD) dalam 2D Kanan	85
Gambar 5.21	Hasil Analisis Struktur Momen Lentur (BMD) dalam 2D Kiri	85
Gambar 5.22	Hasil Analisis Struktur Gaya Aksial dalam 3D	87
Gambar 5.23	Hasil Analisis Struktur Momen Lentur (BMD) dalam 3D	88
Gambar 5.24	Hasil Analisis Struktur Momen Lentur (BMD) dalam 2D Kanan	88
Gambar 5.25	Hasil Analisis Struktur Momen Lentur (BMD) dalam 2D	

	Kiri	88
Gambar 5.26	Profil W14X426	91
Gambar 5.27	Profil W14X370	98
Gambar 5.28	Profil W14X257	103
Gambar 5.29	Profil W14X211	110
Gambar 5.30	Grafik Perbandingan Gaya Aksial Balok Atas Permodelan <i>Frame dan Truss</i>	119
Gambar 5.31	Grafik Perbandingan Momen Balok Atas Permodelan <i>Frame dan Truss</i>	120
Gambar 5.32	Grafik Perbandingan Gaya Aksial Balok Bawah Permodelan <i>Frame dan Truss</i>	121
Gambar 5.33	Grafik Perbandingan Momen Balok Bawah Permodelan <i>Frame</i> dan <i>Truss</i>	122
Gambar 5.34	Grafik Perbandingan Gaya Aksial Batang Diagonal Permodelan <i>Frame dan Truss</i>	123
Gambar 5.35	Grafik Perbandingan Momen Batang Diagonal Permodelan <i>Frame dan Truss</i>	124
Gambar 5.36	Grafik Perbandingan Gaya Aksial Kolom Permodelan <i>Frame dan Truss</i>	126
Gambar 5.37	Grafik Perbandingan Momen Kolom Permodelan <i>Frame</i>	126
Gambar 5.38	Grafik Berat Total Struktur	128
Gambar 5.39	Grafik Lendutan Maksimum	129

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

- A_b = luas koefisien bagian samping jembatan (m^2)
- A_e = luas neto efektif, in^2 (mm^2)
- A_g = luas bruto penampang dari komponen struktur, in^2 (mm^2)
- C = koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat yang sesuai
- C_b = faktor modifikasi tekuk torsi-lateral untuk diagram momen non merata bila kedua ujung segmen yang dibreising
- C_w = koefisien seret
- E_c = Modulus elastis beton (kPa)
- E = modulus elastis baja = 29000 ksi (200000 MPa)
- F_u = tegangan tarik minimum yang disyaratkan, ksi (MPa)
- F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan, ksi (MPa)
- G = modulus elastis geser dari baja = 11200 ksi (77200 MPa)
- g = Percepatan gravitasi ($9,8 m/dt^2$)
- h = Tinggi struktur (m)
- h_o = jarak antara titik berat sayap, in (mm)
- I = faktor kepentingan
- I_c = Momen Inersia (m^4)
- I_x, I_y = momen inersia di sumbu utama, in^4 (mm^4)
- J = konstanta torsi, in^4 (mm^4)
- K_h = koefisien gempa horizontal
- K_p = Kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu kesatuan lendutan (kN/m)
- K_z = faktor panjang efektif untuk tekuk torsi
- L = panjang total jembatan yang dibebani (meter)
- L_b = panjang antara titik-titik, baik yang dibreising melawan perpindahan lateral sayap tekan atau dibreising melawan puntir penampang melintang, in (mm)

- L_p = pembatasan panjang tidak dibreising secara lateral untuk kondisi batas leleh in (mm)
 L_r = pembatasan panjang tidak dibreising secara lateral untuk kondisi batas tekuk torsi-lateral inelastis, in (mm)
 M_A = nilai mutlak momen pada titik seperempat dari segmen tanpa dibreising, kip-in (N-mm)
 M_B = nilai mutlak momen pada sumbu segmen tanpa di breising, kip-in (N-mm)
 M_C = nilai mutlak momen pada titik tiga-perempat segmen tanpa dibreising, kip-in (N-mm)
 M_c = $\phi_b M_n$ = kekuatan lentur desain, kip-in (N-mm)
 M_{maks} = nilai mutlak momen maksimum dalam segmen tanpa di breising, kip-in (N-mm)
 M_r = kekuatan lentur perlu menggunakan kombinasi beban, kip-in (N-mm)
 P_c = $\phi_c P_n$ = kekuatan aksial desain, kips (N)
 P_{MA} = Berat mati tambahan (kN)
 P_{MS} = Berat sendiri (kN)
 P_r = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban, kips (N)
 q = intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan
 S = faktor tipe bangunan
 S_x = modulus penampang elastis di sumbu x, in³ (mm³)
 T = Waktu getar struktur (detik)
 T^*_{EQ} = gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN)
 V_w = kecepatan angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau
 W_T = berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (kN)
 W_{TP} = Berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat pilar (bila perlu dipertimbangkan) (kN)
 x = indeks sehubungan dengan sumbu kuat lentur
 y = indeks sehubungan dengan sumbu lemah lentur
 Z_x = modulus penampang plastis di sumbu x, in³ (mm³)
 ϕ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0,90

ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0,90

ϕ_t = faktor ketahanan untuk tarik = 0,90 untuk penampang bruto dan 0,75
untuk penampang neto

ABSTRAK

Jembatan adalah jalan yang direntangkan di atas sungai (jurang, tepi pangkalan, dsb). Jembatan berfungsi sebagai sarana transportasi untuk menyeberang dari satu sisi ke sisi yang lainnya. Jembatan dibedakan menjadi beberapa jenis, berdasarkan fungsi, lokasi, bahan konstruksi dan tipe strukturnya. Analisa ini menggunakan jembatan jenis struktur rangka dan menggunakan profil baja *Wide Flange* (WF) sebagai bahan konstruksinya. Tipe rangka yang dipilih adalah tipe *pratt*. Variasi tinggi rangka yang dipakai adalah 6 m, 7 m, 7.5 m dan 8 m. Angka tinggi batang vertikal tersebut diambil berdasarkan tinggi rangka jembatan yang sering dipakai di Indonesia.

Peraturan pembebanan yang digunakan pada analisis ini adalah RSNI T-02-2005 yang memenuhi persyaratan jembatan tahan gempa. Kemudian perhitungan kapasitas profil menggunakan SNI 1729-2015. Analisis struktur menggunakan *software* Ms. Excel 2015 dan SAP2000 v.14. Permodelan pada *software* SAP2000 v.14 yang dipakai di analisis ini memakai 2 jenis yaitu *frame* dan *truss*.

Struktur rangka jembatan didesain aman terhadap beban yang bekerja pada konstruksi jembatan tersebut. Jembatan yang di analisis memiliki lebar badan jalan 7 m, lebar trotoar 1 m dan panjang bentang jembatan 60 m. Hasil analisis menunjukkan bahwa gaya aksial dan momen struktur secara garis besar menurun seiring dengan bertambahnya tinggi batang vertikal. Berat struktur dan lendutan mengalami penurunan juga, seiring dengan naiknya tinggi batang vertikal.

Kata kunci : Jembatan; rangka ; baja ; *pratt*

ABSTRACT

The bridge is an extended roads over the river (gap, edge bases, etc). Function of a bridge is to transrportation means to cross from a one side to other side. A bridge classified by function, location, material building and structure's typical. This analisis using steel bridge structure and Wide Flange (WF) profile's as material building. The typical of structure is pratt. Variation high of truss is 6 m, 7m, 7.5m and 8m. That value's put from usual high of truss bridge in Indonesia.

Regulations loading on this analisis is based on regulatory RSNI T-02-2005 that fill up requirements of earthquake-resistant bridge. Then structural analisis is based on SNI 1729-2015. Analisis structure of the bridge is using software Ms. Excel 2015 and SAP2000 v.14. Modelling in the software SAP2000 v.14 using frame and space .

The structure of the bridge was designed secure for the load acting on the bridge. The bridge's had 7m wide of the road, wide sidewalks 1 m and a length for 60 m. The result of this analisis showed that axial force and moment of structure is decreased along height of vertical rod. Weight of structures and deflection also.

Key word : bridge; truss; steel; pratt

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Menurut Kamus Besar Bahasa Indonesia (Departemen Pendidikan Nasional), Jembatan adalah jalan yang direntangkan di atas sungai (jurang, tepi pangkalan, dsb). Jembatan berfungsi sebagai sarana transportasi untuk menyeberang dari sisi satu ke sisi yang lainnya. Berdasarkan UU 38 Tahun 2004 bahwa jalan dan juga jembatan sebagian dari sistem transportasi nasional mempunyai peranan penting terutama dalam mendukung bidang ekonomi, sosial dan budaya serta lingkungan dikembangkan melalui pendekatan pengembangan wilayah agar tercapai keseimbangan dan pemerataan pembangunan daerah.

Berdasarkan tipe strukturnya terdapat jembatan gelagar I, gelagar pelat, gelagar kotak, rangka, pelengkung, gantung dan struktur kabel. Jembatan rangka baja merupakan jembatan rangka batang yang menggunakan baja sebagai elemen-elemen batangnya.

Salah satu tipe jembatan rangka baja adalah tipe *pratt*. Pada jembatan rangka *pratt* batang atas, batang diagonal dan batang vertikal berfungsi untuk menahan gaya desak, sedangkan untuk gaya tarik ditahan oleh batang bawah.

Jembatan tipe *pratt* dapat dibuat di bawah lantai kendaraan maupun di atas lantai kendaraan. Perencanaan ini menggunakan tipe *pratt* lantai bawah. Tipe *pratt* lantai bawah maksudnya adalah struktur rangka batang *pratt* berada di atas lantai kendaraan. Jembatan berlantai bawah memiliki beberapa kelebihan diantaranya ruang akses bawah yang tidak terganggu. Sebagai contoh untuk jembatan yang menyeberangi sungai maka aliran air tidak terganggu dan lain sebagainya.

Gaya-gaya dalam, berat struktur dan lendutan dari jembatan rangka baja tipe *pratt* berkaitan dengan geometri dan profil baja yang digunakan. Oleh karena itu, analisis ini membandingkan empat variasi tinggi batang vertikal dan dua tipikal permodelan dengan memvariasikan profil yang digunakan. Selanjutnya, diharapkan

hasil dari analisis ini dapat digunakan sebagai bahan pertimbangan dalam perencanaan jembatan rangka baja.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang sebelumnya, maka rumusan dari “ Analisis Variasi Tinggi Rangka Batang Pada Jembatan Rangka Baja Tipe *Pratt* (*Analysis For The Height Variation Of Pratt Truss Bridge*) ” adalah sebagai berikut ini.

1. Bagaimana pengaruh perbedaan tinggi batang vertikal dan tipikal permodelan terhadap respon struktur masing-masing model jembatan ?
2. Bagaimana pengaruh perbedaan tinggi batang vertikal dan tipikal permodelan terhadap berat struktur ?
3. Bagaimana pengaruh perbedaan tinggi batang vertikal dan tipikal permodelan terhadap lendutan struktur ?

1.3 Tujuan

Tujuan yang ingin dicapai dari analisis ini adalah sebagai berikut ini.

1. Mengetahui pengaruh perbedaan tinggi batang vertikal dan tipikal permodelan terhadap respon struktur masing-masing model jembatan.
2. Mengetahui pengaruh perbedaan tinggi batang vertikal dan tipikal permodelan terhadap berat struktur.
3. Mengetahui pengaruh perbedaan tinggi batang vertikal dan tipikal permodelan terhadap lendutan struktur.

1.4 Manfaat Perancangan

Manfaat bagi penulis dari tugas akhir ini adalah dapat menghitung pembebanan dan menganalisis struktur rangka batang jembatan rangka baja tipe *pratt* dan dapat membandingkan hasil hitungan .

Sedangkan bagi dunia industri pembangunan, hasil dari studi perbandingan ini diharapkan dapat memberi pandangan secara analitik mengenai tinggi rangka dan tipikal permodelan yang efektif untuk jembatan rangka baja tipe *pratt*.

1.5 Batasan Masalah

Batasan masalah diperlukan agar penulisan sesuai dan terfokus pada tujuan yang akan dicapai. Batasan masalah analisis ini adalah sebagai berikut ini.

1. Jembatan yang menjadi objek analisis adalah jembatan rangka baja tipe *pratt*.
2. Jenis lantai kendaraan adalah lantai bawah.
3. Variasi tinggi batang vertikal 6 meter, 7 meter, 7,5 meter dan 8 meter.
4. Variasi permodelan *frame* dan *truss*.
5. Panjang tiap segmen 5 meter.
6. Bentang total jembatan 60 meter.
7. Desain elemen rangka baja menggunakan metode LRFD (*Load Resistance Factor Design*).
8. Elemen batang rangka utama menggunakan profil baja WF (*Wide Flange*) berdasarkan tabel *Steel Construction Manual* dari AISC (*American Institute Of Steel Construction*) edisi ke empat belas.
9. Perhitungan analisis struktur jembatan menggunakan *software* SAP2000 versi 14 dan *Microsoft Excel* versi 2016.
10. Tumpuan jembatan ini dimodelkan sebagai sendi dan rol.
11. Gaya dalam yang ditinjau hanya gaya aksial dan momen pada batang atas, batang bawah, batang diagonal dan batang vertikal.
12. Beban gempa pada struktur dihitung dengan beban gempa statik ekuivalen.
13. Standar pembebanan pada jembatan mengacu pada peraturan Standar Pembebanan Jembatan (Rancangan Standard Nasional Indonesia T-02-2005).
14. Perhitungan tidak termasuk menghitung struktur bawah jembatan.

15. Penulisan tugas akhir ini tidak membahas tentang metode pelaksanaan jembatan.
16. Penulisan tugas akhir ini tidak membahas RAB (Rencana Anggaran Biaya).

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Material Baja

Baja bukan menjadi material yang asing di pembangunan suatu konstruksi. Sifat baja yang memiliki nilai kuat lentur yang tinggi dapat dimanfaatkan sebagai penahan gaya tarik. Material baja yang selama ini dikenal terdapat dua jenis, yaitu baja tulangan dan baja profil. Baja tulangan biasanya dipakai untuk tulangan beton bertulang. Sedangkan baja profil canai panas biasa dipakai untuk bangunan struktur besar seperti tower ataupun jembatan rangka.

Salah satu dari kelebihan material baja adalah baja merupakan produk pabrikasi, sehingga mempunyai kontrol produksi yang baik, produk yang dihasilkan relatif homogen dan konsisten (Ragil, 2017).

2.2 Jembatan

Jembatan berfungsi untuk menyambungkan dua lokasi yang terpisah oleh suatu lembah, sungai, jalan, rel kereta api maupun halangan yang lainnya. Jembatan dibuat agar laju transportasi tidak terganggu sehingga kebutuhan prasarana transportasi setiap orang dapat terpenuhi.

Jembatan dapat dibedakan menjadi berbagai jenis. Pembeda dari berbagai jenis tersebut bermacam-macam. Jenis-jenis jembatan diantaranya adalah seperti berikut ini.

1. Jembatan kayu (*log bridge*).
2. Jembatan beton (*concrete bridge*).
3. Jembatan beton prategang (*prestressed concrete bridge*).
4. Jembatan baja (*steel bridge*).
5. Jembatan komposit (*composite bridge*), gabungan dua jenis material, yaitu baja dan beton secara bersama-sama memikul lentur dan geser.

Sedangkan berdasarkan tipe struktur khusus untuk jembatan baja, antara lain adalah berikut ini.

1. Jembatan Gelagar I.
2. Jembatan Gelagar Pelat.
3. Jembatan Gelagar Kotak.
4. Jembatan Rangka.
5. Jembatan Pelengkung.
6. Jembatan Gantung.
7. Jembatan Struktur Kabel (*Cable Stayed* dan *Suspension Bridge*).

2.3 Jembatan Rangka Baja

Jembatan rangka adalah jembatan yang tersusun dari batang-batang yang dihubungkan satu sama lain dengan pelat buhul, pengikat paku keling, baut maupun las. Di Indonesia, jembatan rangka baja biasanya menggunakan tipe *pratt* atau *warren*. Profil yang seringkali dipakai adalah WF.

2.4 Software SAP2000

Dalam tugas akhir ini, menggunakan *software* SAP2000 v.14 untuk analisisnya. Dalam permodelan struktur, kita mengenal *frame* dan *truss*. Disini dijabarkan perbedaan analisis dengan konsep *truss* dan dengan konsep *frame*, walaupun dilihat pada judul lebih menonjol pada *truss*.

Konsep *truss* menganggap beban-beban yang bekerja pada titik buhul atau titik sambung dari masing-masing batang, sedangkan *frame* menganggap beban bekerja sesuai dengan letak dimana beban itu berada. Hasilnya adalah pada *frame* momen yang timbul besar sesuai, sedangkan pada *truss* momen yang timbul terjadi sangat kecil atau bahkan terkadang dianggap tidak ada momen. Momen yang terjadi pada *truss* timbul akibat beban sendiri batang, sedangkan pada *frame* momen diakibatkan oleh reaksi struktur akibat beban.

2.5 Tinjauan Pustaka

Sebagai bahan pertimbangan dalam penelitian ini dicantumkan beberapa hasil penelitian terdahulu. Penelitian tersebut diantaranya adalah sebagai berikut ini.

2.5.1 Re-Desain Jembatan Nambangan Bantul Dengan Menggunakan Rangka Baja Tipe *Pratt*

Dwi Aneka Kartini (2015) menyusun tugas akhir yang berjudul “Re-Desain Jembatan Nambangan Bantul. Dengan Menggunakan Rangka Baja Tipe *Pratt*”. Jembatan Nambangan ini berada di Kecamatan Pundong, Kabupaten Bantul, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta, Indonesia. Panjang bentang jembatan adalah 140 meter dengan lebar bentang 7 meter. Jenis jembatan yang direncanakan untuk perencanaan jembatan nambangan ini adalah jembatan dengan jenis jalan kelas II. Jembatan jenis ini adalah jembatan yang beban muatan kendaraannya dihitung penuh yaitu 100% muatan T dan 100% muatan D. Jalan tersebut menurut undang-undang no 38 tahun 2004 termasuk jenis kolektor primer. Struktur atas jembatan yang digunakan adalah struktur rangka baja tipe *pratt*. Desain elemen rangka baja menggunakan metode LRFD. Elemen-elemen struktur utama menggunakan profil WF berdasarkan tabel LRFD. Analisis pembebanan menggunakan RSNI T-02- 2005 dan BMS 1992. Perhitungan analisis struktur jembatan menggunakan *software* SAP2000 v.14.

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan terdapat berbagai perbandingan dengan desain jembatan sebelumnya, diantaranya adalah sebagai berikut ini.

1. Tipe jembatan sebelumnya adalah I girder prategang, hasil re-desain adalah rangka baja tipe *pratt*.
2. Jumlah bentang sebelumnya adalah 4 bentang (20 m, 40 m, 40 m, 20 m) total panjang jembatan 120 m, hasil redesain adalah 2 bentang (70 m dan 70 m) total panjang jembatan 140 m.
3. Struktur atas sebelumnya adalah I girder prategang, hasil re-desain adalah rangka baja tipe *pratt*.

4. Struktur bawah bagian abutmen sebelumnya fondasi *bored pile*, dengan spesifikasi diameter *pile* 1 m, panjang *pile* 10,5 m dan jumlah *pile* 8 buah ($n_x = 2$ dan $n_y = 4$). Hasil re-desain adalah fondasi *bored pile* dengan spesifikasi : diameter *pile* 1,2 m, panjang *pile* 20,25 m dan jumlah *pile* 8 buah ($n_x = 2$ dan $n_y = 4$).
5. Struktur bawah bagian pilar sebelumnya fondasi *bored pile*, dengan spesifikasi diameter *pile* 1 m, panjang *pile* 10,5 m dan jumlah *pile* 8 buah ($n_x = 2$ dan $n_y = 4$). Hasil re-desain adalah fondasi *bored pile* dengan spesifikasi diameter *pile* 1,5 m, panjang *pile* 12,65 m dan jumlah *pile* 6 buah ($n_x = 2$ dan $n_y = 3$).

2.5.2 Optimalisasi Struktur Rangka Jembatan Rangka Baja Tipe Warren

Risman Widiatoro (2013) menyusun Tugas Akhir yang berjudul “Optimalisasi Struktur Rangka Jembatan Rangka Baja Tipe Warren”. Jembatan yang digunakan jembatan rangka baja tertutup dengan tipe *warren* dengan lebar jembatan 9,4 m, dimana lebar lantai kendaraan adalah 7 m dan lebar trotoar 2x1 m. Variasi bentang (L) yang digunakan adalah 30 m, 35 m, 40 m, 45 m, 50 m, 55 m, 60 m, 65 m, 70 m, 75 m dan 80 m. Tinggi jembatan (H) yang digunakan adalah 6 m, 7 m, dan 8 m. Interval (λ) yang digunakan adalah 5 m. Untuk portal akhir dan ikatan angin dilakukan dengan pengecekan dengan program bantu *software* SAP2000 dengan melihat kapasitas penampang. Hasil penelitian adalah model rangka yang memiliki berat optimum diantaranya tinggi 6 m bentang adalah 30 m, 35 m, 40 m, 45 m, 50 m dan 55 m. Untuk tinggi 7 m bentang efektif adalah 60 m, 65 m, 70 m dan 75 m. Sedangkan untuk tinggi 8 m bentang efektifnya adalah 80 m.

2.5.3 Effect Of Geometries On The Natural Frequencies Of Pratt Truss Bridge

Jack Widjajakusuma dan Helen Wijaya (2015) menyusun prosiding yang berjudul *Effect Of Geometries On The Natural Frequencies Of Pratt Truss Bridge*, dari *The 5th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum (EACEF-5)*.

Prosiding ini membahas tentang pengaruh geometri pada jembatan rangka tipe *pratt* terkait dengan frekuensi natural dari struktur jembatan tersebut.

Pada kasus ini, model yang dipilih adalah sebagai berikut ini.

1. Model 1 : semua rangka batang mempunyai $E = 0,2 \times 10^6$ MPa.
2. Model 2 : semua batang mempunyai $E = 0,2 \times 10^6$ MPa, kecuali batang nomor 24,30,32,34,40 dan 46 mempunyai $E = 0,1 \times 10^6$ MPa.
3. Model 3 : semua batang mempunyai $E = 0,2 \times 10^6$ MPa, kecuali batang nomor 50 mempunyai $E = 0,1 \times 10^6$ MPa.
4. Model 4 : Semua rangka batang dari jembatan mempunyai $E = 0,1 \times 10^6$ MPa.

Secara garis besar kesimpulan yang tergambar dari investigasi numerik adalah sebagai berikut ini.

1. Frekuensi natural menurun seiring dengan meningkatnya angka bentang.
2. Lebih baik menggunakan permodelan yang lebih tinggi untuk menguji getar, karena lebih mudah untuk mendeteksi goyangan dari frekuensi natural pada kasus kerusakan.
3. Sesuai kerusakan *bearing pad*, frekuensi natural meningkat. Oleh karena itu, salah satu untuk menyadari fenomena dalam penerapan SHM.

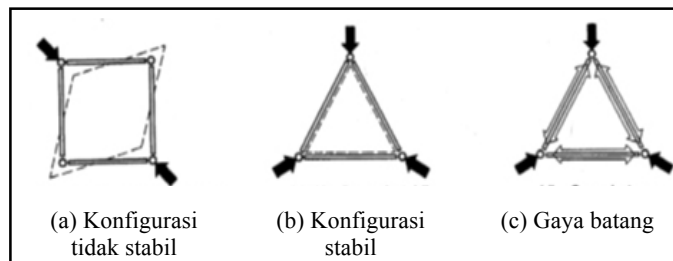
2.6 Keaslian Penelitian

Berdasarkan tinjauan penelitian yang telah dilakukan, Analisis Variasi Tinggi Rangka Batang Pada Jembatan Rangka Baja Tipe *Pratt* (*Analysis For The Height Variation Of Pratt Truss Bridge*) belum pernah di analisis oleh pihak manapun.

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 Struktur Rangka Batang

Struktur rangka batang adalah struktur yang terdiri dari elemen-elemen batang yang disambung membentuk suatu geometri tertentu, sehingga bila diberikan beban pada titik buhulnya (titik pertemuan antar batang), maka struktur tersebut akan menyalurkan beban ke tumpuan sebagai gaya aksial (tarik atau tekan) pada batang-batangnya (Dewobroto, 2017). Sebagian besar sambungan struktur rangka batang di lapangan, sebenarnya tidak sepenuhnya bekerja sebagai sambungan sendi, tetapi ada kekakuannya, sebagai contoh adalah sambungan elemen-elemen batang dengan las, baut, atau paku keling (Dewobroto.,2017).



Gambar 3.1 Susunan Batang Yang Stabil dan Tidak Stabil
(Sumber : *Structures*, Daniel L. Schodek)

Apabila struktur diberi seperti terlihat pada gambar 3.1 (a) jika dibebani maka akan terjadi deformasi masif, akan menjadi struktur yang tidak stabil. Struktur yang tidak stabil akan membentuk mekanisme runtuh (*collapse*) apabila dibebani dan dapat berubah bentuk dengan mudah tanpa adanya perubahan panjang setiap batang. Namun untuk konfigurasi segitiga seperti pada gambar 3.1 (b) tidak dapat berubah bentuk atau runtuh seperti contoh sebelumnya. Dengan demikian bentuk segitiga ini stabil.

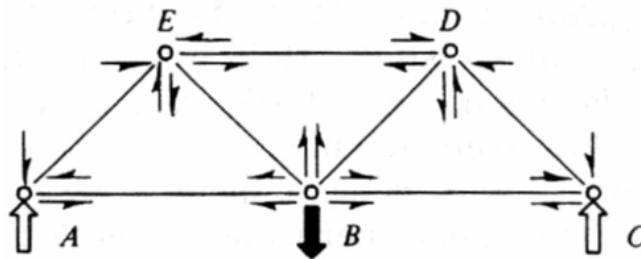
Dengan rangkaian batang dengan bentuk segitiga maka batang-batang akan saling menumpu satu sama lain. Apabila beban bekerja pada rangkaian batang tersebut, maka beban yang bekerja pada titik hubung (*joint*) baik beban eksternal

maupun beban sendiri batang gaya/beban akan terdistribusi ke elemen-elemen batang yang ada. Akibatnya beban tersebut akan menekan salah satu atau dua batang (disebut batang tekan (*compression*)) dan akan mengakibatkan tertariknya batang lain (disebut batang tarik (*tension*)).

Dalam melakukan analisis rangka batang, terdapat berbagai metode diantaranya sebagai berikut ini.

1. Keseimbangan Titik Buhul (*Joint*) pada Rangka Batang

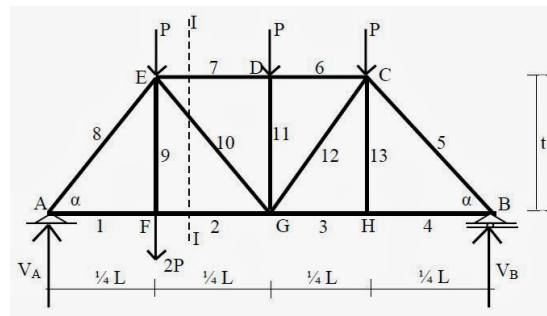
Analisis rangka batang dengan metode keseimbangan titik buhul (*joint*), rangka batang dianggap sebagai gabungan batang dan titik buhul (*joint*). Gaya batang diperoleh dengan meninjau keseimbangan titik-titik buhul (*joint*). Setiap titik buhul (*joint*) harus berada dalam keseimbangan. Metode keseimbangan titik buhul (*joint*) biasanya digunakan apabila ingin mengetahui semua gaya aksial tekan atau tarik tiap batang.



Gambar 3.2 Diagram Gaya Batang yang Bekerja Pada Titik Hubung
(Sumber : *Structures*, Daniel L. Schodek)

2. Keseimbangan Potongan

Prinsip yang mendasari teknik analisis dengan metode ini adalah bahwa setiap bagian dari suatu struktur harus berada dalam keseimbangan. Dengan demikian, bagian yang dapat ditinjau dapat pula mencakup banyak titik buhul (*joint*) dan batang. Konsep peninjauan keseimbangan pada bagian dari suatu struktur yang bukan hanya satu titik hubung merupakan cara yang sangat berguna dan merupakan dasar untuk analisis dan desain rangka batang. Metode potongan biasanya digunakan apabila ingin mengetahui hanya sejumlah terbatas gaya batang.



Gambar 3.3 Metode Potongan
(Sumber : *Google Pictures*)

3. Analisis Struktur Metode Matriks

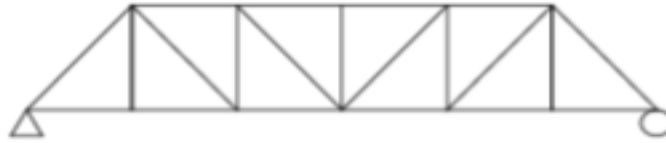
Analisis struktur metode matriks memungkinkan langkah idealisasi struktur untuk menyusun persamaan-persamaan linear yang diperlukan dalam penentuan tanggap struktur, baik berupa medan perpindahan (translasi dan rotasi) maupun medan gaya (gaya aksial, gaya lintang, momen lentur dan torsi) pada titik-titik diskrit dalam suatu struktur. Keunggulan lain metode matriks adalah susunan persamaan linear dalam penentuan perpindahan dan gaya dalam yang terjadi dapat dijabarkan dalam bahasa program komputasi. Program komputer yang memakai prinsip analisis struktur metode matriks adalah *software* SAP2000.

Penulis mengambil keputusan untuk menggunakan *software* SAP2000 untuk mempersingkat proses analisis. *Software* SAP2000 yang digunakan adalah versi 14.

3.2 Jenis-Jenis Jembatan Rangka Baja

Jembatan rangka (*truss bridge*) adalah jembatan yang tersusun dari batang-batang yang dihubungkan satu sama lain dengan pelat buhul, dengan pengikat paku keling, baut atau las. Batang-batang rangka ini hanya memikul gaya dalam aksial tekan atau tarik, tidak seperti pada jembatan gelagar yang memikul gaya-gaya dalam momen lentur dan gaya lintang. (Ir. Thamrin Nasution, 2012)

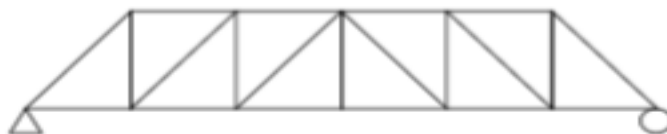
Jembatan dibedakan menjadi beberapa jenis. Jenis-jenis jembatan diantaranya sebagai berikut.

1. *PRATT***Gambar 3.4 Pratt**

Rangka batang tipe *pratt* ditemukan oleh Thomas dan Caleb Pratt pada tahun 1844. Rangka batang dengan tipe ini merupakan rangka batang dengan keberadaan batang vertikal serta batang diagonal yang miring ke bawah seiring mendekati tengah bentang struktur rangka batang. (Kassimali, 1993)

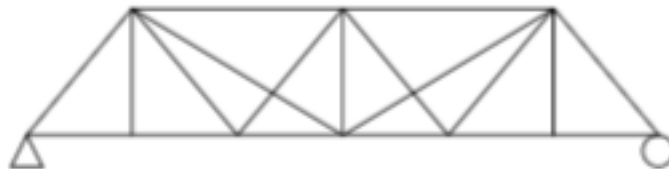
2. *WARREN***Gambar 3.5 Warren**

Jembatan rangka tipe warren dipatenkan pada tahun 1848 oleh dua *British engineers* dan secara cepat diadopsi oleh *American bridge design*. Rangka warren termasuk desain rangka yang sederhana yang sampai sekarang masih digunakan oleh *bridge engineers*. Secara garis besar, rangka tipe *warren* membentuk segitiga-segitiga. Batang diagonal menahan diantara gaya tekan (*compression*) dan gaya tarik (*tension*). (Comp, T. Allan and Donald Jackson, 1977)

3. *HOWE***Gambar 3.6 Howe**

Rangka batang tipe *howe* adalah kebalikan dari rangka batang tipe *pratt*. Tipe *howe* memiliki mabatng yang miring ke atas.

4. *STEARNS*



Gambar 3.7 *Stearns*

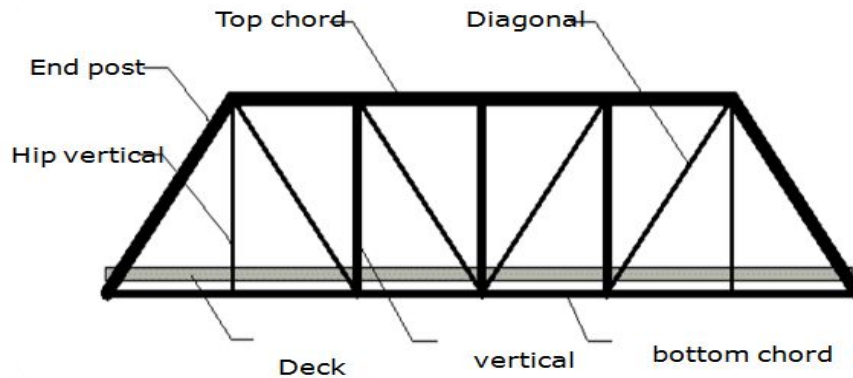
Tipikal rangka ini diptenkan oleh *W. E. Stearns* pada tahun 1892. Rangka *stearns* adalah jenis rangka *fink* yang lebih sederhana, dengan menghilangkan batang vertikal pada titik *joint* alternatif. Rangka *stearns* ini khususnya untuk jembatan jalan raya bentang pendek. (Comp, T. Allan and Donald Jackson, 1977)

Analisis ini menggunakan rangka tipe *pratt*. Tipe *pratt* ini dipilih karena termasuk tipe rangka batang yang sederhana dan banyak dipakai. Sehingga diharapkan hasil dari penelitian ini dapat sebagai pertimbangan untuk perencanaan jembatan rangka batang tipe *pratt* selanjutnya.

3.3 Komponen Struktur Jembatan Rangka Baja Tipe *Pratt*

Jembatan rangka baja tipe *pratt* adalah termasuk tipe sederhana dan lebih ekonomis dari segi struktur dengan adanya batang-batang vertikal yang dapat mengurangi beban yang bekerja pada struktur rangka baja. Berdasarkan asumsi bahwa lendutan terbesar terjadi di tengah bentang dan semakin ke daerah tumpuan lendutannya semakin kecil sehingga momen yang bekerja pada rangka utama bagian atas dan bawah jembatan semakin ke tengah semakin besar.

Rangka batang yang dibuat dalam bentuk segitiga adalah stabil sehingga model rangka batang utama dibuat trapesium yang dapat membuat rangka tetap stabil dalam menahan gaya-gaya aksial dan lateral.



Gambar 3.8 Pratt Truss
(Sumber : *Google Picture*)

Rangka utama jembatan rangka baja tipe *pratt* terdiri dari *top chord*, *bottom chord*, *end post*, *hip vertical*, batang vertikal dan batang diagonal. Struktur rangka utama ini menahan beban-beban dari hasil perhitungan kombinasi beban berdasarkan RSNI T-02-2005. Masing-masing batang menahan gaya-gaya akibat dari beban-beban yang diterimanya. Selain itu batang vertikal berfungsi mengurangi gaya maksimum yang terjadi pada tengah batang bagian atas maupun bagian bawah. Batang diagonal juga berfungsi mengikat titik-titik hubung pada batang utama yang masih tidak stabil dalam menerima gaya lateral akibat beban gempa dan beban angin menjadi batang yang stabil dan untuk mengurangi panjang tekuk di tiap-tiap batang utama.

Pada analisa ini memodelkan jembatan rangka tipe *pratt* dengan permodelan *frame* dan *truss* secara 3D.

3.4 Pembebanan Rencana

Peraturan pembebanan yang dipakai dalam analisis ini adalah RSNI T-02-2005. Di dalam RSNI T-02-2005 ditetapkan ketentuan pembebanan dan aksi-aksi lainnya yang akan digunakan dalam perencanaan jembatan jalan raya termasuk jembatan pejalan kaki dan bangunan sekunder yang terkait dengan jembatan. Beban-beban dikelompokkan ke dalam dua kelompok diantaranya berikut ini :

1. Aksi Tetap.
2. Aksi Sementara (*Transient Actions*).

Selain aksi-aksi di atas, perlu diperhitungkan pula faktor beban. Faktor beban adalah pengali numerik yang digunakan pada aksi nominal untuk menghitung aksi rencana. Faktor beban diambil untuk sebagai berikut ini :

1. Adanya perbedaan yang tidak diinginkan pada beban.
2. Ketidak-epatan dalam memperkirakan pengaruh pembebanan.
3. Adanya perbedaan ketepatan dimensi yang dicapai dalam pelaksanaan.

3.4.1 Aksi Tetap (*Permanent Actions*)

Aksi tetap (*permanent actions*) adalah beban yang bekerja sepanjang waktu dan bersumber pada sifat material yang digunakan dalam jembatan, cara jembatan dibangun dan bangunan lain yang mungkin menempel pada jembatan.

A. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri dari bagian bangunan adalah berat dari bagian tersebut dan elemen-elemen structural lain yang dipikulnya. Termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap.

Tabel 3.1 Berat Isi Untuk Beban Mati (kN/m^3)

No.	Bahan	Berat/Satuan Isi (Kn/m^3)	Kerapatan Masa (kg/m^3)
1.	Campuran alumunium	26,7	2720
2.	Lapisan permukaan beraspal	22,0	2240
3.	Besi tuang	71,0	7200
4.	Timbunan tanah dipadatkan	17,2	1760
5.	Kerikil dipadatkan	18,8 – 22,7	1920 – 2320
6.	Aspal beton	22,0	2240
7.	Beton ringan	12,25 – 19,6	1250 – 2000
8.	Beton	22,0 – 25,0	2240 – 2560
9.	Beton prategang	25,0 – 26,0	2560 – 2640
10.	Beton bertulang	23,5 – 25,5	2400 – 2600

Lanjutan Tabel 3.1 Berat Isi Untuk Beban Mati (kN/m^3)

11.	Timbal	111	11400
12.	Lempung lepas	12,5	1280
13.	Batu pasangan	23,5	2400
14.	Neoprin	11,3	1150
15.	Pasir kering	15,7 – 17,2	1600 – 1760
16.	Pasir basah	18,0 – 18,8	1840 – 1920
17.	Lumpur lunak	17,2	1760
18.	Baja	77,0	7850
19.	Kayu (ringan)	7,8	800
20.	Kayu (keras)	11,0	1120
21.	Air murni	9,8	1000
22.	Air garam	10,0	1025
23.	Besi tempa	75,5	7680

Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan (2005)

B. Beban Mati Tambahan / Utilitas (MA)

Berat mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Menurut RSNI T-02-2005, yang termasuk ke dalam beban mati tambahan adalah sebagai berikut ini :

1. Peralatan permukaan khusus.
2. Aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan ulang kembali dikemudian hari.
3. Sarana lain di jembatan.
4. Pipa saluran air bersih, saluran air kotor dan lain-lain.

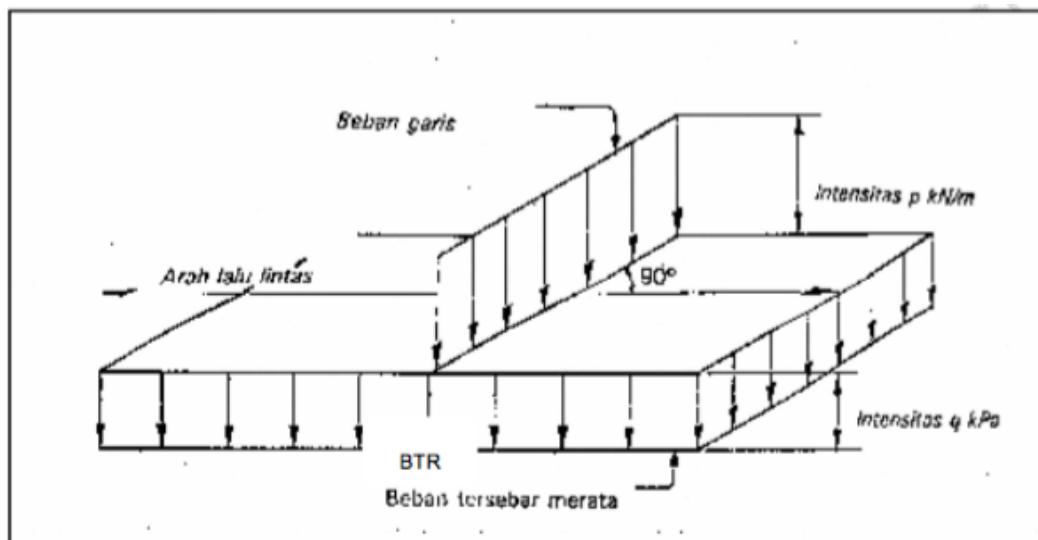
3.4.2 Aksi Sementara (*Transient Actions*)

Aksi sementara (*transient actions*) adalah aksi yang bekerja dengan waktu yang pendek, walaupun mungkin terjadi seringkali. Yang termasuk ke dalam aksi sementara diantaranya adalah beban lalu lintas. Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri dari beban lajur “D” (TD) dan beban truk “T” (TT).

Aksi sementara (*transient actions*) yang lainnya yang dibahas pada perencanaan ini adalah gaya rem (TB), beban pejalan kaki (TP), gaya angin (EW) dan gaya gempa (EQ).

A. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” merupakan pembebanan secara melintang lebar jembatan. Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri. Secara umum, beban “D” akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang.



Gambar 3.9 Beban Lajur “D”

(Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan)

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis tegak (BGT). Masing-masing beban tersebut akan dijelaskan di bawah ini.

1. Beban terbagi rata (BTR)

Beban terbagi merata mempunyai intensitas q kPa, dimana besarnya q tergantung pada panjang total yang dibebani L seperti persamaan 3.1 dan 3.2 berikut :

$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3.1)$$

$$L \geq 30 \text{ m} : q = 9,0 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \quad (3.2)$$

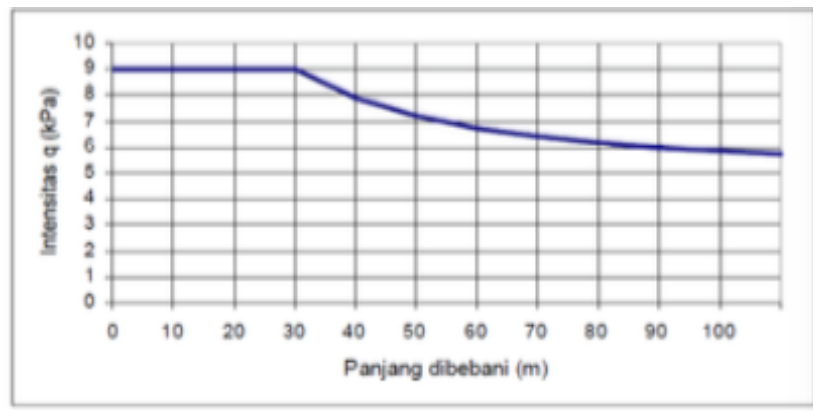
Keterangan :

q = intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan

L = panjang total jembatan yang dibebani (meter)

1 kPa = 0,001 MPa = 0,01 kg/cm²

Hubungan persamaan tersebut dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 3.10 Grafik Beban Intensitas Beban Berdasarkan Panjang Beban yang Dibebani

(Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan)

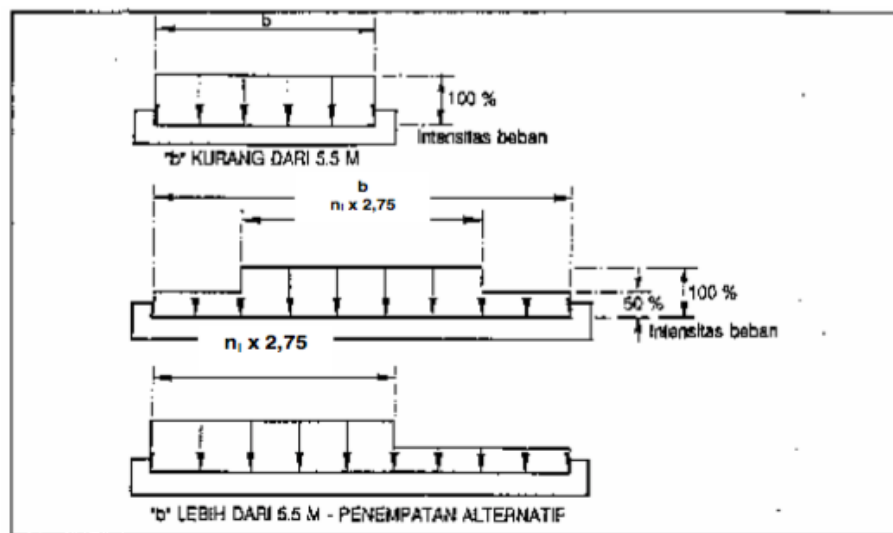
Panjang yang dibebani L adalah panjang total BTR yang bekerja pada jembatan. BTR mungkin harus dipecah menjadi panjang-panjang tertentu untuk mendapatkan pengaruh maksimum pada jembatan menerus atau bangunan khusus. Dalam hal ini, L adalah jumlah dari masing-masing panjang beban-beban yang dipecah seperti terlihat dalam gambar 3.19.

2. Beban garis tegak (BGT)

Beban garis tegak (BGT) dengan intensitas p Kn/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p menurut RSNI T-02-2005 adalah 49,0 kN/m.

Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

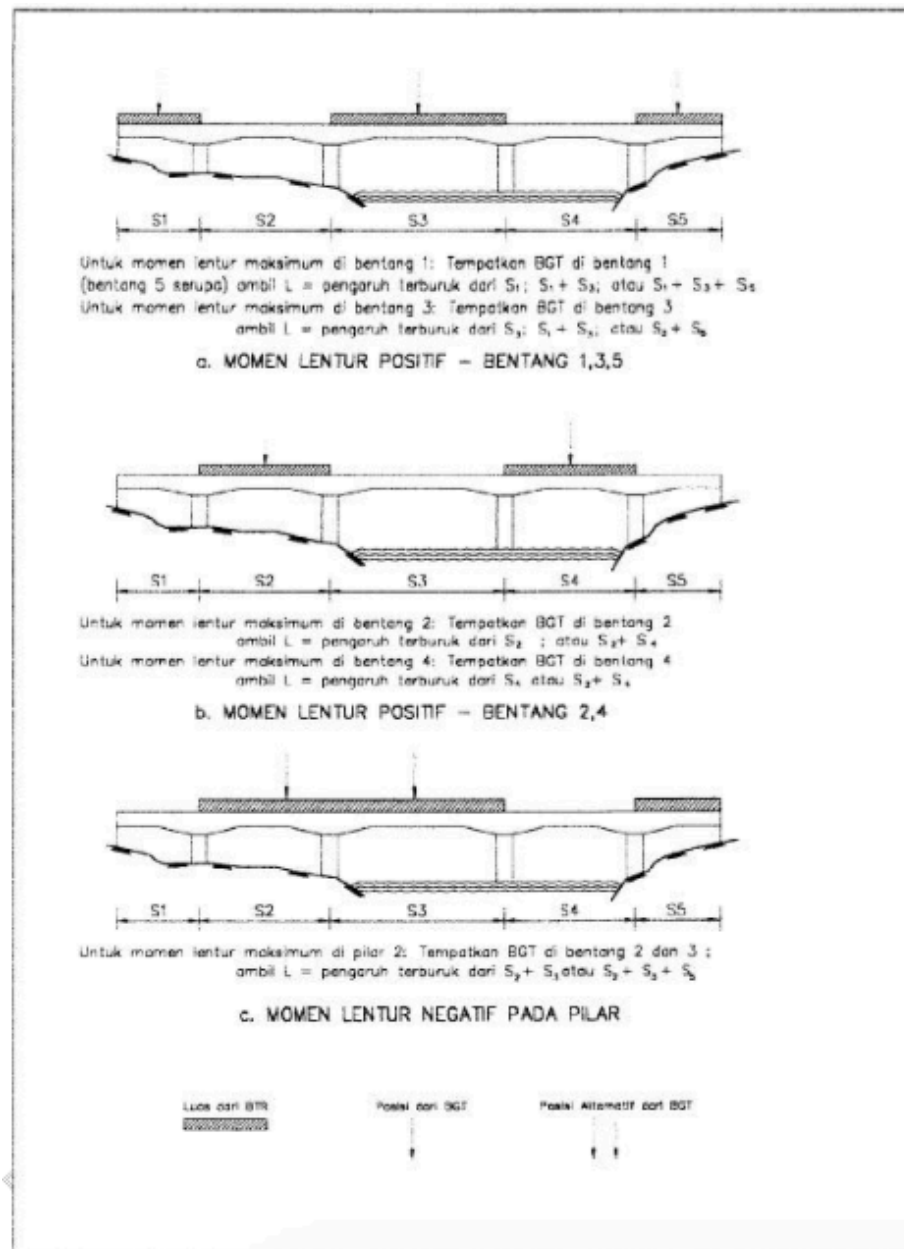
Penyebaran beban “D” pada arah melintang disusun sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban “D” pada arah melintang harus sama. Apabila lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban “D” harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100%. Apabila lebar jalur lebih besar dari 5,5 m, beban “D” harus ditempatkan pada jumlah jalur lalu lintas rencana (n_l) yang berdekatan, dengan intensitasnya 100%. Hasilnya adalah beban garis ekuivalen sebesar $n_l \times 2,75 q$ Kn/m dan beban terpusat ekuivalen sebesar $n_l \times 2,75 p$ kN, kedua-duanya bekerja berupa *strip* pada jalur selebar $n_l \times 2,75$ m. Beban “D” tambahan harus ditempatkan pada seluruh lebar sisan dari jalur dengan intensitas 50%.



Gambar 3.11 Penyebaran Pembebanan Pada Arah Melintang

(Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan)

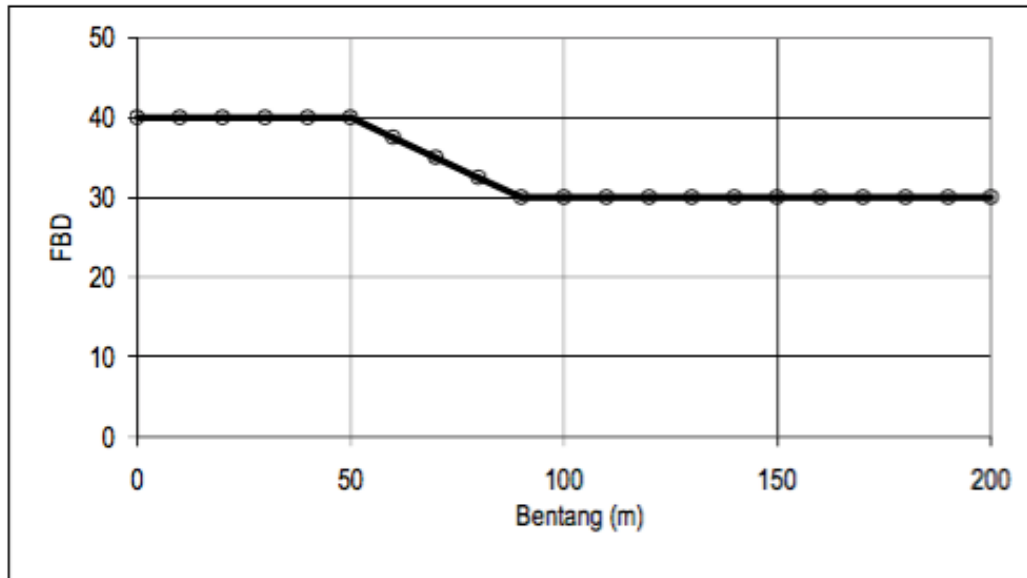
Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan dengan mempertimbangkan beban lajur “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk kerb dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai.



Gambar 3.12 Susunan Pembebanan “D”

(Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan)

Faktor Beban Dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Besarnya FBD tergantung pada frekuensi dasar dari suspensi kendaraan, sekitar 2 sampai 5 Hz untuk kendaraan berat dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen.

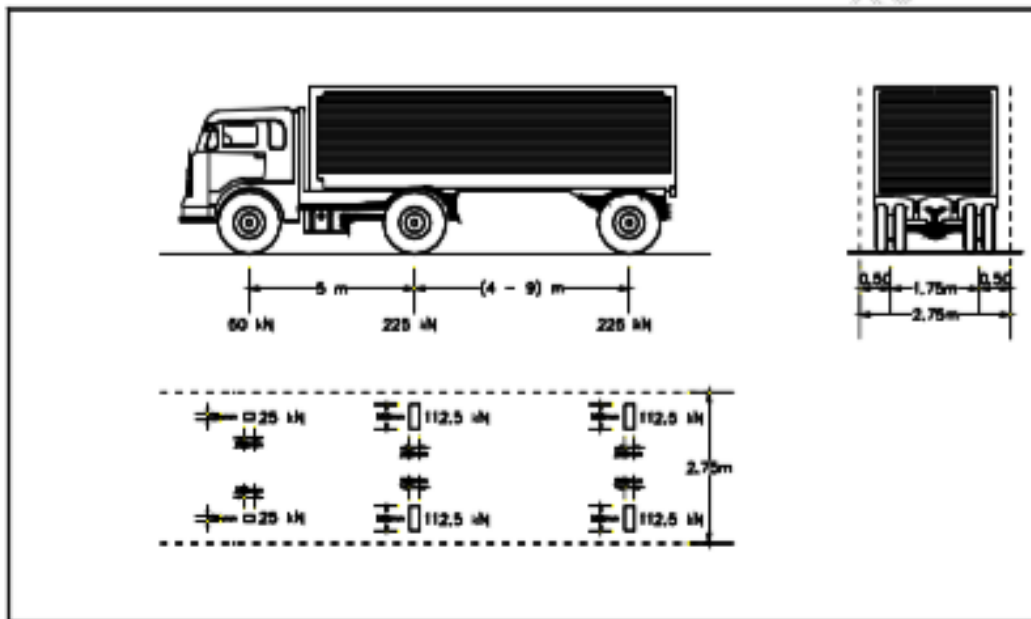


Gambar 3.13 Faktor Beban Dinamis Untuk BGT Untuk Lajur Pembebanan “D”

(Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan)

B. Beban Truk “T” (TT)

Pembebanan truk “T” terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti terlihat pada gambar 3.5. berat masing-masing as disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kotak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut bisa diubah-ubah antara 4,0 meter sampai 9,0 meter untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.



Gambar 3.14 Pembebanan Truk “T” (500 kN)

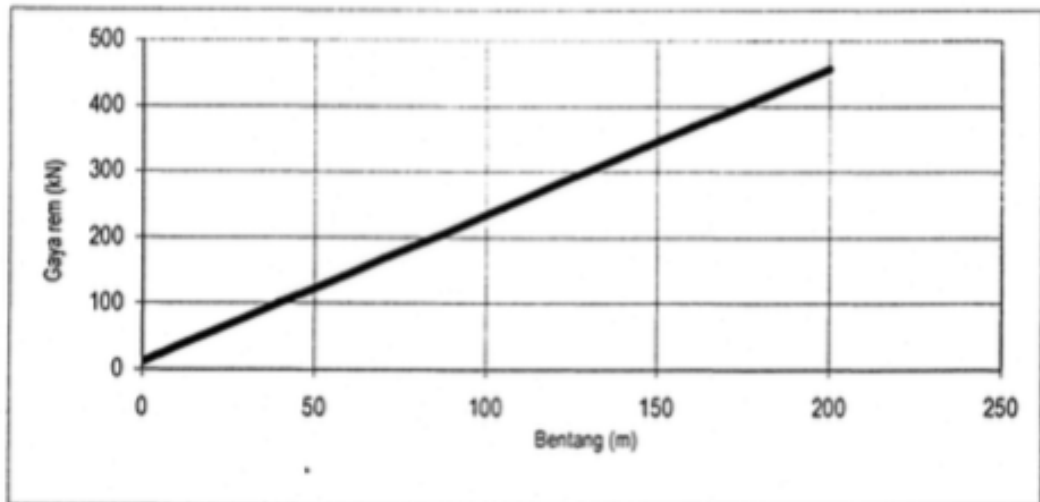
(Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan)

C. Gaya Rem (TB)

Bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas, tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Gaya rem tersebut dianggap bekerja horizontal dalam arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 1,8 meter di atas permukaan lantaikendaraan. Beban lajur D disini jangan direduksi bila panjang bentang melebihi 30 meter, digunakan persamaan 3.3 berikut :

$$q = 9 \text{ kPa} \quad (3.3)$$

Pembebanan lalulintas 70% dan faktor pembesaran di atas 100% BGT dan BTR tidak berlaku untuk gaya rem.



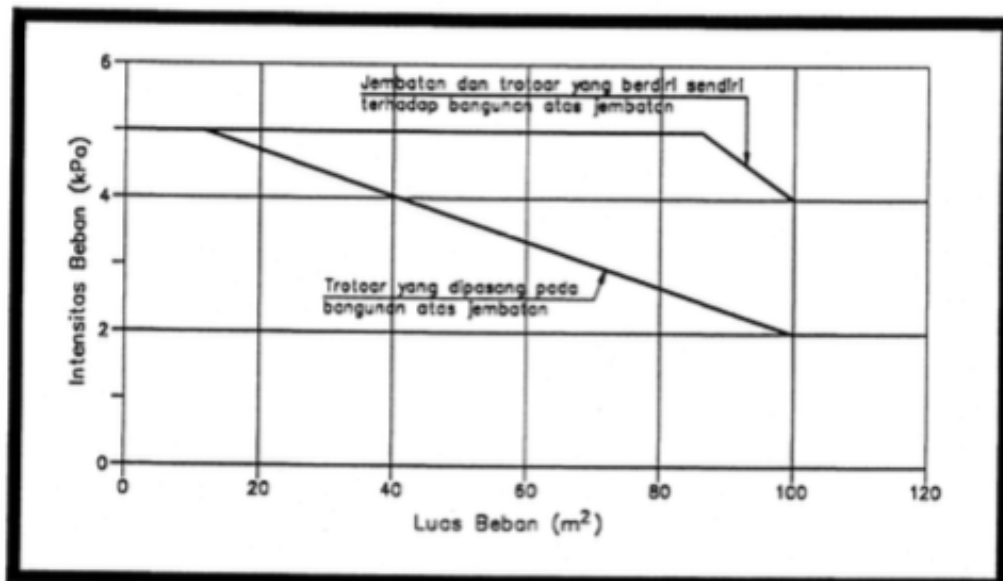
Gambar 3.15 Gaya Rem Per Lajur 2,75 Meter (KBU)

(Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan)

D. Pembebanan untuk Pejalan Kaki (TP)

Semua elemen dari trotoar atau jembatan penyeberangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal sebesar 5 kPa.

Jembatan pejalan kaki dan trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan untuk memikul beban per m^2 dari luas yang dibebani.



Gambar 3.16 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki

(Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan)

Apabila trotoar memungkinkan digunakan untuk kendaraan ringan atau ternak, maka trotoar harus direncanakan untuk bisa memikul beban hidup terpusat sebesar 20 Kn.

E. Beban Angin (EW)

Gaya nominal ultimit dan daya layan jembatan akibat angin tergantung kecepatan angin rencana seperti persamaan 3.4.

$$T_{EW} = 0,0006 c_w (V_w)^2 a_b \quad [\text{Kn}] \quad (3.4)$$

keterangan :

V_w = kecepatan angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau

C_w = koefisien seret – lihat tabel 3.2

A_b = luas koefisien bagian samping jembatan (m^2)

Kecepatan angin rencana harus diambil seperti yang diberikan dalam tabel 3.3

Luas ekuivalen bagian samping jembatan adalah luas total bagian yang masif dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Untuk jembatan rangka luas ekuivalen ini dianggap 30 % dari luas yang dibatasi oleh batang-batang bagian terluar.

Apabila suatu kendaraan sedang berada di atas jembatan, beban garis merata tambahan arah horizontal harus diterapkan pada permukaan lantai seperti diberikan dengan persamaan 3.5.

$$T_{EW} = 0,0012 c_w (V_w)^2 A_b \quad (3.5)$$

Dengan pengertian :

$$C_w = 1,2 \quad (3.6)$$

Tabel 3.2 Koefisien seret C_w

Tipe Jembatan	C_w
Bangunan atas massif: (1), (2)	
$b/d = 1,0$	2,1 (3)
$b/d = 2,0$	1,5 (3)
$b/d \geq 6,0$	1,25 (3)
Bangunan atas rangka	1,2

Lanjutan Tabel 3.2 Koefisien seret C_W

CATATAN (1)	b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif
CATATAN (2)	Untuk harga antara dari b/d bisa di interpolasi linier
CATATAN (3)	Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C_W harus dinaikan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %

Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan (2005)

Tabel 3.3 Kecepatan angin rencana V_W

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan (2005)

F. Gaya Gempa (EQ)

Berdasarkan RSNI T-02-2005 terdapat pasal untuk menentukan metode menghitung beban statis ekuivalen untuk jembatan-jembatan dimana analisa status ekuivalen adalah sesuai. Untuk jembatan yang besar dan rumit dan penting mungkin untuk diperlukan analisa dinamis. Beban rencana minimum yang diambil dengan persamaan 3.7.

$$T_{EQ}^* = K_h I W r \quad (3.7)$$

dimana:

$$K_h = C S \quad (3.8)$$

Keterangan :

T_{EQ}^* = gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN)

K_h = koefisien gempa horizontal

C = koefisien geser dasar untuk daerah, waktu dan kondisi setempat
yang sesuai

I = faktor kepentingan

S = faktor tipe bangunan

W_T = berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (kN)

Untuk bangunan yang mempunyai satu derajat kebebasan yang sederhana, menggunakan persamaan 3.9, 3.10 dan 3.11.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times Kp}} \quad (3.9)$$

$$Kp = 48 \times Ec \times \frac{lc}{L^3} \quad (3.10)$$

$$W_{TP} = (P_{MS} + P_{MA}) \text{ Struktur atas} + 0,5 \times P_{MS} \quad (3.11)$$

Keterangan :

T = Waktu getar struktur (detik)

W_{TP} = Berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat pilar (bila perlu dipertimbangkan) (kN)

P_{MS} = Berat sendiri (kN)

P_{MA} = Berat mati tambahan (kN)

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/dt²)

Kp = Kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu kesatuan lendutan (kN/m)

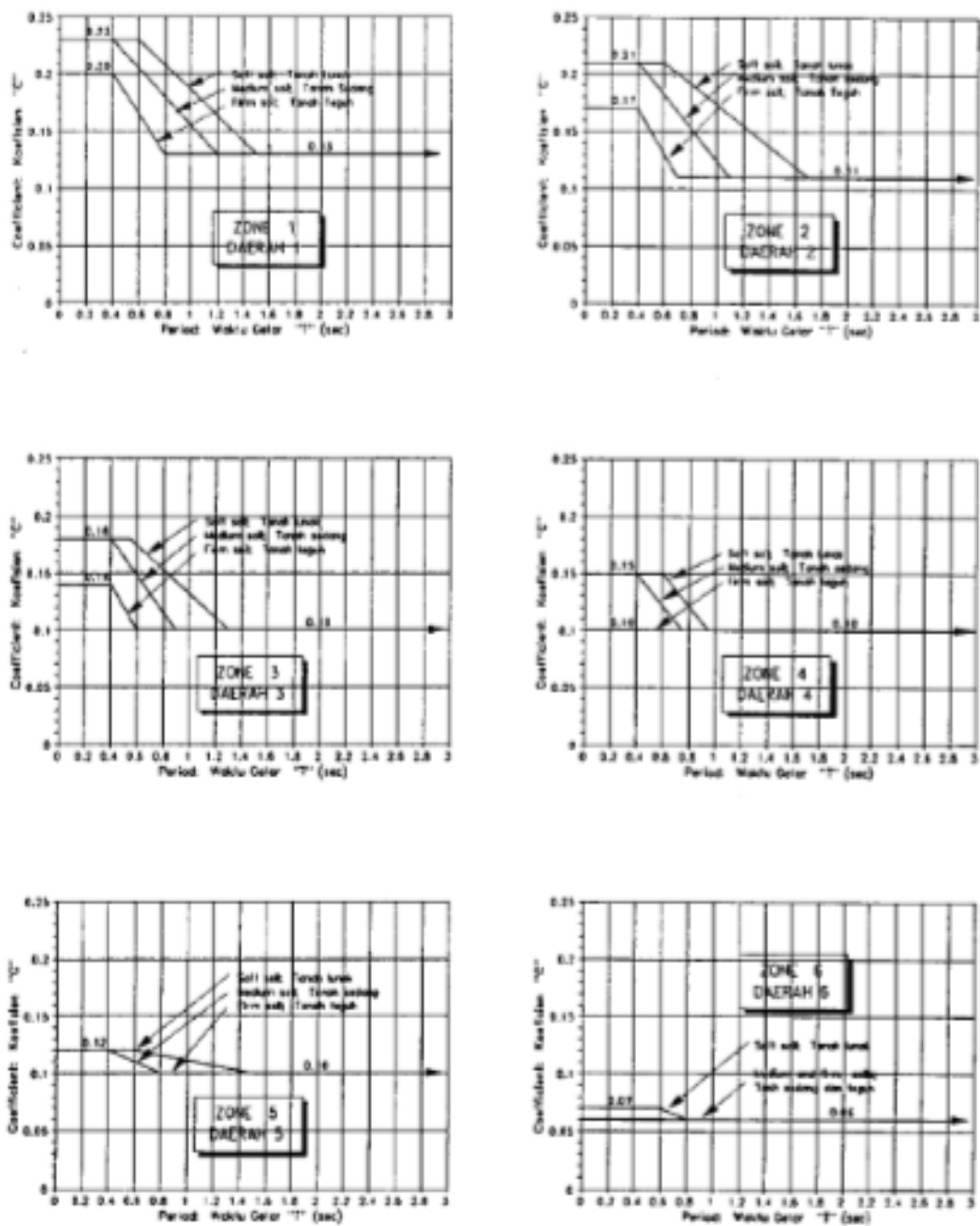
Ec = Modulus elastis beton (kPa)

lc = Momen Inersia (m⁴)

h = Tinggi struktur (m)



Gambar 3.17 Wilayah Gempa Indonesia Untuk Periode Ulang 500 Tahun
(Sumber : SNI 2833:2008 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan)



Gambar 3.18 Koefisien Geser Dasar (C) Plastik Untuk Analisis Data
(Sumber : RSNI T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan)

3.4.3 Kombinasi Pembebanan Jembatan

Kombinasi pembebanan pada jembatan dibagi menjadi dua yaitu kombinasi batas daya layan dan kombinasi keadaan batas ultimit. Kombinasi batas daya layan terdiri dari jumlah pengaruh aksi tetap dengan satu aksi transien lainnya. Kombinasi keadaan batas ultimit terdiri dari jumlah pengaruh aksi tetap dengan satu pengaruh transien.

Pada perencanaan ini menggunakan kombinasi pembebanan pada keadaan batas ultimit dengan mengambil nilai terbesar.

Tabel 3.4 Rekapitulasi Aksi Rencana dan Simbol

Aksi Tetap		Aksi Transien	
Nama	Simbol	Nama	Simbol
Berat sendiri	P_{MS}	Beban lajur "D"	T_{TD}
Beban mati tambahan	P_{MA}	Beban truk "T"	T_{TT}
Penyusutan/rangkak	P_{SR}	Gaya rem	T_{TB}
Prategang	P_{PR}	Gaya sentrifugal	T_{TR}
Pengaruh pelaksanaan tetap	P_{PL}	Beban pejalan kaki	T_{TP}
Tekanan tanah	P_{TA}	Beban tumbukan	T_{TC}
Penurunan	P_{ES}	Beban angin	T_{EW}
		Gempa	T_{EQ}
		Getaran	T_{VI}
		Gesekan pada perletakan	T_{BF}
		Pengaruh temperatur	T_{ET}
		Arus/hanyutan/tumbukan	T_{EF}
		Hidro/daya apung	T_{EU}
		Beban pelaksanaan	T_{CL}

Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan (2005)

Kombinasi beban pada umumnya didasarkan kepada beberapa kemungkinan tipe yang berbeda dari aksi yang bekerja secara bersamaan. Aksi rencana ditentukan dari aksi nominal, yaitu mengalikan aksi nominal dengan faktor beban yang memadai.

Faktor beban adalah pengali numerik yang digunakan pada aksi nominal untuk menghitung aksi rencana. Faktor beban diambil untuk sebagai berikut ini :

1. Adanya perbedaan yang tidak diinginkan dari beban.
2. Ketidak-epatan dalam memperkirakan pengaruh pembebanan.
3. Adanya perbedaan ketepatan dimensi yang dicapai dalam pelaksanaan.

Pada masing-masing aksi memiliki nilai faktor beban tersendiri. Berikut ini adalah tabel rekapitulasi faktor beban.

Tabel 3.5 Rekapitulasi Faktor Beban

JANGKA WAKTU	DESKRIPSI	FAKTOR BEBAN	
Berat Sendiri (MS)		$K_{S;MS}$	$K_{U;MS}$
Tetap	Baja, alumunium	1,0	1,1
	Beton pracetak	1,0	1,2
	Beton dicor ditempat	1,0	1,3
	Kayu	1,0	1,4
Beban mati tambahan/utilitas (MA)		$K_{S;MA}$	$K_{U;MA}$
Tetap	Keadaan umum	1,0 (1)	2,0
	Keadaan khusus	1,0	1,4
Penyusutan dan rangkai (SR) (2)		$K_{S;SR}$	$K_{U;SR}$
Tetap		1,0	1,0
Pengaruh Prategang (PR)		K_{PR}^S	K_{PR}^U
Tetap		1,0	1,0 (1,15 pada praperegangan)
Tekanan Tanah (TA)		K_{TA}^S	K_{TA}^U
Tetap	Tekanan tanah vertical	1,0	1,25
	Tekanan tanah lateral		
	- Aktif	1,0	1,25
	- Pasif	1,0	1,40
	- Keadaan diam	1,0	
Pengaruh Pelaksanaan (PL)		K	K

Lanjutan Tabel 3.5 Rekapitulasi Faktor Beban

Tetap		1,0	1,25
Beban Lajur (TD)		K	K
Transien		1,0	1,8
Pembebanan Truk (TT)		K S;;TT;	K U;;TT;
Transien		1,0	1,8
Gaya Rem (TB)		K S;;TB;	K U;;TB;
Transien		1,0	1,8
Gaya Sentrifugal (TR)		K S;;TR;	K U;;TR;
Transien		1,0	1,8
Pembebanan untuk Pejalan Kaki (TP)		K S;;TP;	K U;;TP;
Transien		1,0	1,8
Beban Tumbukan pada Penyangga Jembatan (TC)		K S;;TC;	K U;;TC;
Transien		1,0 (3)	1,0 (3)
Penurunan (ES)		K S;;ES;	K U;;ES;
Permanen		1,0	Tak bisa dipakai
Pengaruh Temperatur/Suhu (ET)		K S;;ET;	K U;;ET;
Transien		1,0	1,2
Aliran Air, Benda Hanyutan dan Tumbukan dengan Batang Kayu (EF)		K S;;EF;	K U;;EF;
Transien		1,0	Lihat tabel
Tekanan Hidrostatik dan Gaya Apung (EU)		K S;;EU;	K U;;EU; (4)
Transien		1,0	1,0 (1,1)
Beban Angin (EW)		K S;;EW;	K U;;EW;
Transien		1,0	1,2
Pengaruh Gempa (EQ)		K S;;EQ;	K U;;EQ;
Transien		Tidak dapat digunakan	1,0

Lanjutan Tabel 3.5 Rekapitulasi Faktor Beban

Gesekan pada Perletakan (FB) (5)		K _S ;FB;	K _U ;FB;
Transien		1,0	1,3
CATATAN (1)	Faktor beban daya layan 1,3 digunakan untuk berat utilitas		
CATATAN (2)	Walaupun rangkai dan penyusutan bertambah lambat menurut waktu akan tetapi pada akhirnya akan mencapai harga yang konstan		
CATATAN (3)	Tumbukan harus dikaitkan kepada factor beban ultimit ataupun daya layan		
CATATAN (4)	Angka yang ditunjukkan dalam tanda kurung digunakan untuk bangunan penahan air atau bangunan lainnya dimana gaya apung dan hidrostatis sangat dominan		
CATATAN (5)	Gaya akibat gesekan pada perletakan terjadi selama adanya pergerakan pada bangunan atas tetapi gaya sisa mungkin terjadi setelah pergerakan berhenti. Dalam hal ini gesekan pada perletakan harus memperhitungkan adanya pengaruh tetap yang cukup besar		

Sumber : RSNi-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan(2005)

Faktor beban untuk keadaan batas ultimit didasarkan kepada umur rencana jembatan 50 tahun. Untuk umur rencana yang berbeda, faktor beban ultimit diubah dengan faktor pengali seperti yang diberikan tabel 3.6.

Tabel 3.6 Pengaruh Umur Rencana Pada Faktor Beban Ultimit

Klasifikasi Jembatan	Umur Rencana	Kalikan K ^U Dengan -	
		Aksi Tetap	Aksi Transien
Jembatan sementara	20 tahun	1,0	0,87
Jembatan biasa	50 tahun	1,0	1,00
Jembatan khusus	100 tahun	1,0	1,10

Sumber : RSNi-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan(2005)

Pada analisis ini, kombinasi beban yang diambil termasuk harga maksimum dari semua aksi untuk menentukan pengaruh total yang paling berbahaya. Kombinasi yang digunakan adalah kombinasi pada keadaan batas ultimit. Kombinasi pada keadaan batas ultimit terdiri dari jumlah pengaruh aksi tetap (*permanent action*) dengan satu pengaruh aksi sementara (*transient action*).

Untuk gaya rem T_{TB} bisa digabungkan dengan pembebanan lajur "D" yaitu T_{TD} atau pembebanan truk "T" yaitu T_{TT} . Pada keadaan batas ultimit, tidak ada

aksi sementara (*transient actions*) lain untuk kombinasi dengan aksi gempa. Umur rencana untuk perencanaan ini adalah 50 tahun, sehingga untuk faktor tetap (*permanent factor*) adalah 1,0 sedangkan untuk faktor sementara (*transient factor*) adalah 1,0 .

Tabel 3.7 Kombinasi Beban Umum Untuk Keadaan Batas Kelayanan Dan Ultimit

Aksi	Kelayanan						Ultimit					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Aksi Tetap (<i>Permanent Actions</i>) :												
Berat sendiri												
Beban mati tambahan												
Susut rangkai												
Pratekan	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Pengaruh beban tetap pelaksanaan												
Tekanan tanah												
Penurunan												
Aksi Sementara (<i>Transient Actions</i>) :												
Beban lajur "D" atau beban truk "T"												
Gaya rem atau gaya sentrifugal	x	o	o	o	o		x	o	o	o	o	
Beban pejalan kaki												
Gesekan perletakan	x	o	o	o	o		x	o	o	o		
Pengaruh suhu		x						x				
Aliran/hanyutan/batang kayu dan hidrostatis/apung	o	o	x	o	o	o	o	o	o	o		o
Beban angin	o		o	x	o	o	o		x	o		o
			o	o	x	o	o		o	x		o
Aksi Khusus (<i>Special Actions</i>) :												
Gempa												x
Beban tumbukan												
Pengaruh getaran	x	x										
Beban pelaksanaan						x						x
"X" berarti beban yang selalu aktif "O" berarti beban yang boleh dikombinasikan dengan beban aktif tunggal atau seperti ditunjukkan	(1) = aksi tetap "x" KBL + beban aktif "x" KBL + 1 beban "o" KBL (2) = aksi tetap "x" KBL + beban aktif "x" KBL +						Aksi tetap "x" KBU + beban aktif "x" KBU + 1 beban "o" KBL					

Lanjutan Tabel 3.7 Kombinasi Beban Umum Untuk Keadaan Batas Kelayanan Dan Ultimit

	(3) 1 beban "o" KBL + 0,7 beban "O" KBL = aksi tetap "x" KBL + beban aktif "x" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL	
--	---	--

Sumber : RSNI-T-02-2005 Standar Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan (2005)

Tabel 3.8 Kombinasi Beban Umum Untuk Keadaan Ultimit

NILAI FAKTOR KOMBINASI					
Jenis Beban	Kode	Faktor Beban (<i>Weight Factor</i>)	Faktor Tetap (<i>Permanent Factor</i>)	Faktor Sementara (<i>Transient Factor</i>)	Faktor Kombinasi (<i>Combination Factor</i>)
Aksi Tetap (<i>Permanent Actions</i>)					
Berat sendiri	MS	1,1	1,0		1,1
Beban mati tambahan	MA	2	1,0		2
Aksi Sementara (<i>Transient Actions</i>)					
Beban lajur	TD	1,8		1,0	1,8
Gaya rem	TB	1,8		1,0	1,8
Beban pejalan kaki	TP	1,8		1,0	1,8
Beban angin	EW	1,2		1,0	1,2
Beban gempa	EQ	1		1,0	1,0

Kombinasi beban yang dipakai.

$$\text{Kombinasi 1} = 1,1 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,8 \text{ T}_D + 1,8 \text{ T}_B + 1,2 \text{ T}_{EW}$$

$$\text{Kombinasi 2} = 1,1 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,8 \text{ T}_P + 1,8 \text{ T}_D + 1,8 \text{ T}_B$$

$$\text{Kombinasi 3} = 1,1 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,8 \text{ T}_D + 1,8 \text{ T}_B$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi 4} &= 1,1 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,8 \text{ T}_D + 1,8 \text{ T}_B + 1,2 \text{ T}_{EW} \\ \text{Kombinasi 5} &= 1,1 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,0 \text{ T}_{EQ} \\ \text{Kombinasi 6} &= 1,1 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,2 \text{ E}_W \end{aligned}$$

3.5 Analisis Rangka Baja Berdasarkan Metode LRFD

3.5.1 Komponen Batang Tekan

Kekuatan tekan nominal P_n menurut SNI 1729:2015, ditentukan dengan persamaan 3.12.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (3.12)$$

Tegangan kritis F_{cr} , ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk lentur, tekuk torsi dan tekuk torsi-lentur.

1. Tekuk lentur

$$\text{a. Bila } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (atau } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25)$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] \quad (3.13)$$

$$\text{b. Bila } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (3.14)$$

Tegangan tekuk kritis elastis ditentukan seperti persamaan 3.15.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.15)$$

2. Tekuk torsi dan tekuk torsi-lentur

Untuk perhitungan nilai F_{cr} menggunakan persamaan yang sama dengan tekuk lentur, dengan menggunakan persamaan 3.16.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (3.16)$$

keterangan :

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

C_w = konstanta pilin, in^6 (mm^6)

G = modulus elastis geser dari baja = 11200 ksi (77200 MPa)

I_x, I_y = momen inersia di sumbu utama, in^4 (mm^4)

- J = konstanta torsi, in^4 (mm^4)
 K_z = faktor panjang efektif untuk tekuk torsi

3.5.2 Komponen Batang Tarik

Kekuatan tarik desain, $\phi_t P_n$ dan kekuatan tarik tersedia P_n/Ω , dari komponen struktur tarik harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan batas dari leleh tarik pada penampang bruto dan keruntuhan tarik pada penampang neto. Menurut SNI 1729:2015 batang tarik dapat dihitung dengan persamaan di bawah ini.

1. Leleh tarik pada penampang bruto

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad (3.17)$$

$$\phi_t = 0,90 \quad (3.18)$$

2. Keruntuhan tarik pada penampang neto

$$P_n = F_u \cdot A_e \quad (3.19)$$

$$\phi_t = 0,75 \quad (3.20)$$

keterangan :

A_e = luas neto efektif, in^2 (mm^2)

A_g = luas bruto dari komponen struktur, in^2 (mm^2)

F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan, ksi (MPa)

F_u = tegangan tarik minimum yang disyaratkan, ksi (MPa)

3.5.3 Komponen Batang Lentur

Nilai lentur nominal M_n , harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh (momen plastis) dan tekuk torsi-lateral. Menurut SNI 1729:2015 batang lentur dapat dihitung dengan persamaan di bawah ini.

1. Pelelehan

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (3.21)$$

keterangan :

F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari tipe baja yang digunakan, ksi (MPa)

Z_x = modulus penampang plastis di sumbu x, in^3 (mm^3)

2. Tekuk Torsi-Lateral

a. Bila $L_b \leq L_p$, keadaan batas dari tekuk torsi-lateral tidak boleh digunakan.

b. Bila $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.22)$$

c. $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \quad (3.23)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \cdot \frac{J_c}{S_x h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (3.24)$$

dengan :

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (3.25)$$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.26)$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E} \right)^2}} \quad (3.27)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (3.28)$$

keterangan :

E = modulus elastis baja = 29000 ksi (200000 MPa)

J = konstanta torsi, in^4 (mm^4)

S_x = modulus penampang elastis di sumbu x, in^3 (mm^3)

h_o = jarak antara titik berat sayap, in (mm)

L_b = panjang antara titik-titik, baik yang dibreising melawan perpindahan lateral sayap tekan atau dibreising melawan puntir penampang melintang, in (mm)

L_p = pembatasan panjang tidak dibreis secara lateral untuk kondisi batas leleh in (mm)

L_r = pembatasan panjang tidak dibreis secara lateral untuk kondisi batas tekuk torsi-lateral inelastis, in (mm)

C_b = faktor modifikasi tekuk torsi-lateral untuk diagram momen non merata bila kedua ujung segmen yang dibreising

M_{maks} = nilai mutlak momen maksimum dalam segmen tanpa di breising,
kip-in (N-mm)

M_A = nilai mutlak momen pada titik seperempat dari segmen tanpa
dibreising, kip-in (N-mm)

M_B = nilai mutlak momen pada sumbu segmen tanpa di breising, kip-in
(N-mm)

M_C = nilai mutlak momen pada titik tiga-perempat segmen tanpa
dibreising, kip-in (N-mm)

3.5.4 Komponen Batang Menahan Lentur dan Aksial

1. Komponen Struktur Simetris Ganda dan Tunggal Menahan Lentur dan Tekan

Interaksi lentur dan gaya aksial komponen struktur simetris ganda dan komponen struktur simetris tunggal dimana $0,1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0,9$, dipaksa melentur terhadap sumbu geometris (x dan/atau y) harus dibatasi oleh persamaan 3.29 dan 3.30. Menurut SNI 1729:2015 interaksi gaya lentur dan gaya aksial dapat dihitung seperti di bawah ini :

$$a. \text{ Bila } \frac{Pr}{Pc} \geq 0,2, \quad \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.29)$$

$$b. \text{ Bila } \frac{Pr}{Pc} < 0,2, \quad \frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.30)$$

keterangan :

Pr = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban, kips (N)

Pc = $\phi_c P_n$ = kekuatan aksial desain, kips (N)

Mr = kekuatan lentur perlu menggunakan kombinasi beban, kip-in (N-mm)

Mc = $\phi_b M_n$ = kekuatan lentur desain, kip-in (N-mm)

x = indeks sehubungan dengan sumbu kuat lentur

y = indeks sehubungan dengan sumbu lemah lentur

ϕ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0,90

ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0,90

2. Komponen Struktur Simetris Ganda dan Tunggal untuk Lentur dan Tarik

Interaksi lentur dan gaya tarik pada komponen struktur simetris ganda dan struktur simetris tunggal yang dipaksa melentur terhadap sumbu geometris (x dan atau y) harus dibatasi oleh persamaan 3.29 dan 3.30.

keterangan :

P_r = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban, kips (N)

P_c = $\phi_t P_n$ = kekuatan aksial desain, kips (N)

M_r = kekuatan lentur perlu menggunakan kombinasi beban, kip-in (N-mm)

M_c = $\phi_b M_n$ = kekuatan lentur desain, kip-in (N-mm)

x = indeks sehubungan dengan sumbu kuat lentur

y = indeks sehubungan dengan sumbu lemah lentur

ϕ_t = faktor ketahanan untuk tarik = 0,90 untuk penampang bruto dan 0,75 untuk penampang neto

ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0,90

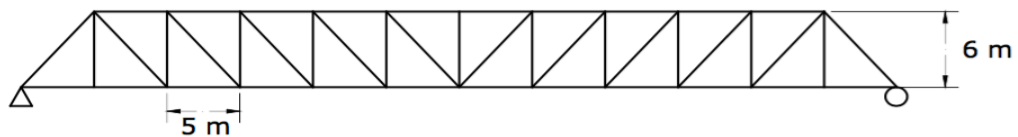
BAB IV METODE PERENCANAAN

4.1 Data Struktur

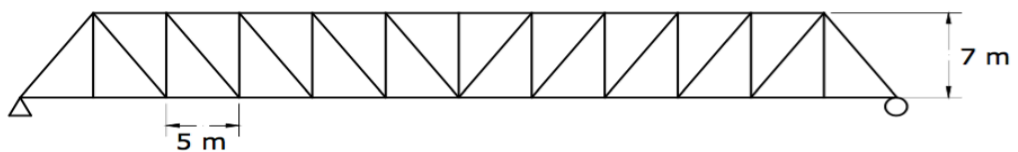
Perencanaan jembatan meliputi perencanaan rangka batang jembatan rangka baja tipe *pratt* dengan 4 variasi tinggi batang vertikal, yaitu 6 meter, 7 meter, 7,5 meter dan 8 meter. Dalam perencanaan struktur rangka batang ini, jenis profil baja yang digunakan adalah WF . Data profil baja diambil dari tabel AISC di *steel construction manual* edisi ke empat belas.

4.2 Model Perencanaan

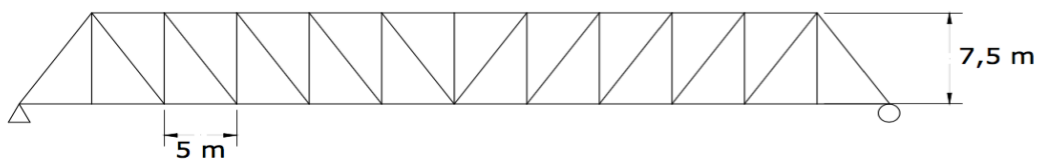
Sketsa melintang gambar rencana desain rangka batang jembatan rangka baja tipe *pratt*.



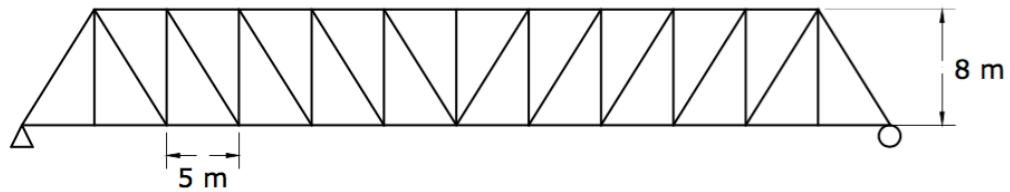
Gambar 4.1 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt Tinggi Rangka 6 m



Gambar 4.2 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt Tinggi Rangka 7 m



Gambar 4.3 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt Tinggi Rangka 7,5 m



Gambar 4.4 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt Tinggi Rangka 8 m

Tabel 4.1 Data Teknis Rencana Jembatan

No.	Tinjauan	Data Teknis Perencanaan
1.	Tipe jembatan	Rangka Baja Tipe <i>Pratt</i>
2.	Tipe lantai kendaraan	Jembatan lantai bawah
3.	Variasi tinggi rangka yang ditinjau	6 m, 7 m, 7,5 m dan 8 m
4.	Panjang Bentang	60 m

4.3 Waktu Perencanaan

Pelaksana tugas akhir ini adalah mahasiswa Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia dengan data sebagai berikut :

Nama : Endah Atika

No. Mahasiswa : 12 511 344

Anggaran waktu penulisan tugas akhir ini memerlukan waktu 6 bulan dengan durasi kurang lebih 132 jam. Jadwal rencana penulisan tugas akhir dapat dilihat pada Tabel 4.2.

4.4 Lokasi Perencanaan

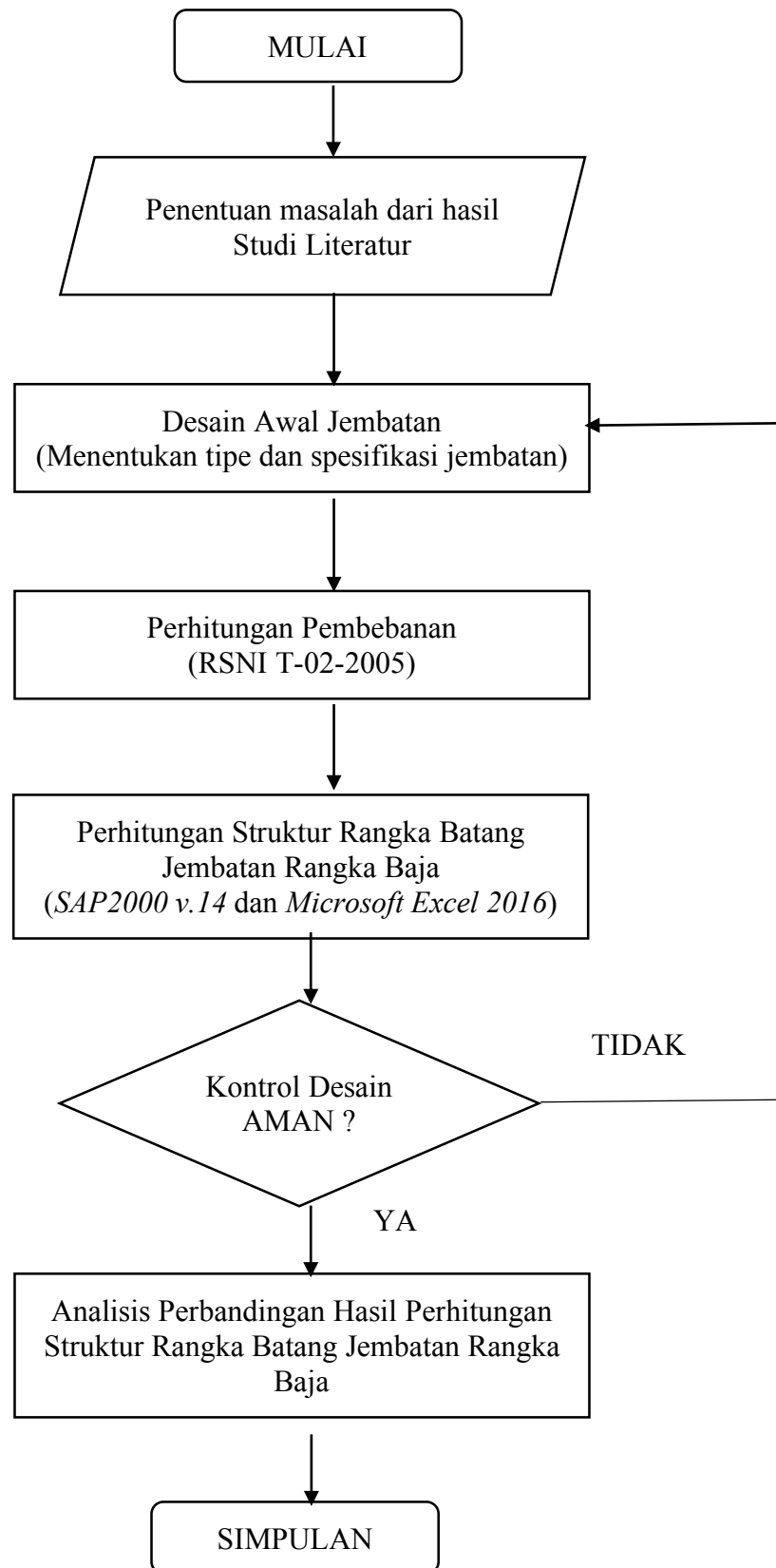
Tugas akhir ini berjudul “Analisis Variasi Tinggi Rangka Batang Pada Jembatan Rangka Baja Tipe *Pratt (Analysis For The Height Variation Of Pratt Truss Bridge)*”. Analisis dilaksanakan di kampus Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.

4.5 Analisis Perencanaan

Tahap dari penulisan tugas akhir “Analisis Variasi Tinggi Rangka Batang Pada Jembatan Rangka Baja Tipe *Pratt (Analysis For The Height Variation Of Pratt Truss Bridge)*” adalah :

1. Menentukan tipe struktur yang akan di analisis.
2. Menentukan spesifikasi komponen material struktur.
3. Menghitung pembebanan yang bekerja pada struktur jembatan berdasarkan peraturan pembebanan RSNi T-02-2005.
4. Menganalisa struktur menggunakan *software* SAP2000 v.14 dan Microsoft Excel 2016.
5. Menyimpulkan hasil analisis.

Untuk lebih jelasnya, tahap-tahap analisis dapat dilihat pada bagan alir di bawah ini.



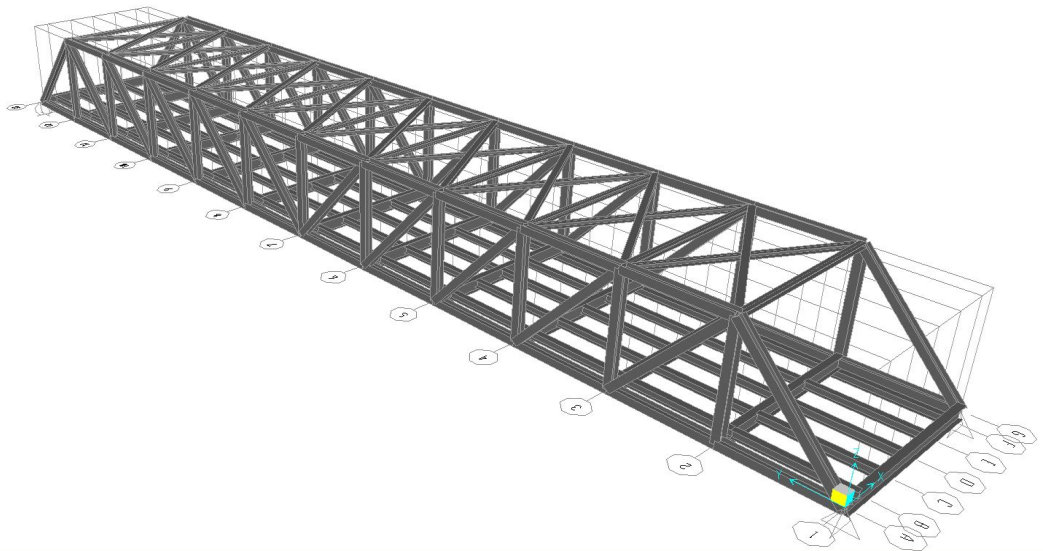
BAB V DATA, ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Analisis

Dalam analisis struktur jembatan ini terlebih dahulu ditentukan tipe struktur yang akan di analisis dan menentukan spesifikasi komponen material struktur. Data analisa sesuai dengan BAB IV, diantaranya sebagai berikut :

1. Tipe Struktur

Tipe struktur jembatan yang akan di analisis adalah tipe rangka batang *pratt*. Rangka batang ini akan dimodelkan dengan *frame* dan *truss*.



Gambar 5.1 Rangka Batang Pratt

2. Data Teknis

Tabel 5.1 Data Teknis Jembatan

No.	Tinjauan	Data Teknis Analisis
1.	Tipe jembatan	Rangka baja tipe <i>pratt</i>
2.	Tipe lantai kendaraan	Lantai bawah
3.	Variasi tinggi batang vertikal	6m, 7m, 7,5m dan 8m
4.	Panjang tiap segmen	5 m

Lanjutan Tabel 3.1 Data Teknis Jembatan

5.	Panjang bentang	60 meter
6.	Lebar jembatan	9 m (1+3,5+3,5+1)
7.	Lebar lantai kendaraan	7 m (3,5 + 3,5)
8.	Trotoar	2 x 1 m

3. Komponen Material Struktur

Tabel 5.2 Data Komponen Material Struktur

Trotoar	Beton bertulang $f'c$ 25 MPa, f_y 380
Pelat lantai	Beton bertulang $f'c$ 30 MPa, f_y 400 MPa
Gelagar memanjang	W12X279
Gelagar melintang	W24X370
Batang Atas - 6 m - 7 m - 7,5 m - 8 m	W14X426 W14X398 W14X370 W14X342
Batang Bawah - 6 m - 7 m - 7,5 m - 8 m	W14X370 W14X311 W14X283 W14X257
Batang Diagonal - 6 m - 7 m - 7,5 m - 8 m	W14X257 W14X233 W14X233 W14X233
Batang Vertikal - 6 m - 7 m - 7,5 m - 8 m	W14X211 W12X210 W12X210 W12X210
Ikatan angin (<i>bracing</i>)	W12X170

Tabel 5.3 Data Berat Volume Material

<i>Specific Gravity</i>		kN/m ³
Baja	w_s	77,00
Beton	w_c	24,00
Beton bertulang	$w_{c'}$	24,00
Aspal	w_a	22,00
Genangan air	w_w	9,81

Sumber : RSNI T-02-2005 Standard Perencanaan Pembebanan Untuk Jembatan (2005)

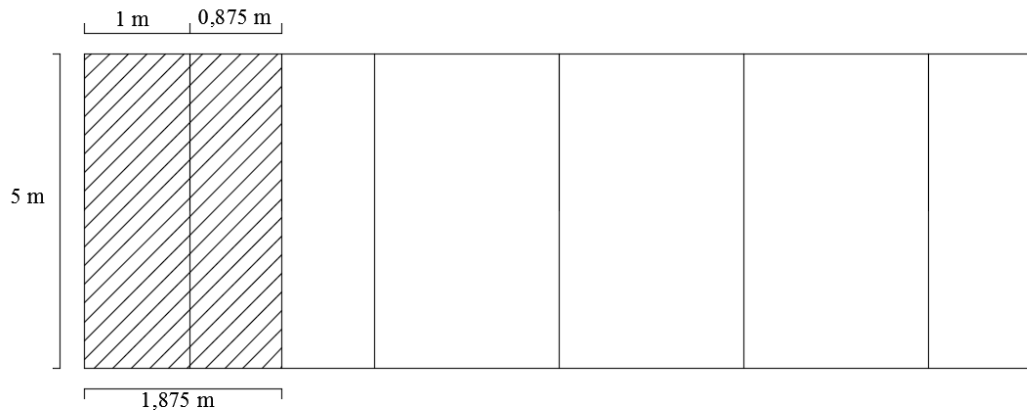
5.2 Perhitungan Pembebanan

Pada perhitungan struktur rangka utama, terlebih dahulu menghitung beban-bena yang dipikul oleh struktur rangka utama. Beban-beban tersebut diantaranya beban mati (MS), beban mati tambahan (MA), beban terbagi rata (BTR), beban garis tegak (BGT), beban gaya rem (TB), beban angin (EW) dan beban gempa (EQ).

5.2.1 Beban Mati (MS)

Menurut RSNI T-02-2005 berat sendiri dari bagian bangunan adalah berat dari bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya. Termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap. Dalam analisis ini, beban mati terbagi menjadi dua yaitu beban plat dan beban profil baja. Beban plat dan beban profil baja di pisahkan karena masing-masing memiliki faktor beban yang berbeda. Berat sendiri profil baja dihitung secara otomatis menggunakan *software* SAP2000 v.14, sedangkan untuk plat beton dihitung secara manual. Perhitungan manual dengan asumsi pembebanan pada gelagar memanjang bagian tepi dan gelagar memanjang bagian tengah.

1. Gelagar memanjang bagian tepi ($Q_{MS\text{ tepi}}$)



Berat jenis beton bertulang (γ_c) = 24 kN/m³

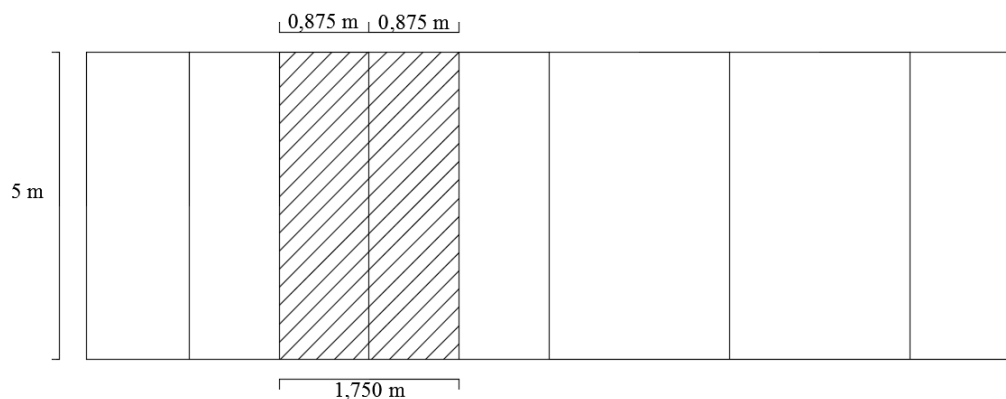
Tebal pelat lantai (hp) = 0,2 m

Lebar tinjauan gelagar tepi (L_{tepi}) = 1,875 m

Berat Pelat beton bertulang gelagar tepi ($Q_{\text{pelat tepi}}$)

$$\begin{aligned} Q_{\text{pelat tepi}} &= \gamma_c \cdot L_{\text{tepi}} \cdot hp \\ &= 24 \cdot 1,875 \cdot 0,2 \\ &= 9,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Gelagar memanjang bagian tengah ($Q_{MS\text{ tengah}}$)



Berat jenis beton bertulang (γ_c) = 24 kN/m³

Tebal pelat lantai (hp) = 0,2 m

Lebar tinjauan gelagar tepi (L_{tengah}) = 1,750 m

Berat Pelat beton bertulang gelagar tepi ($Q_{\text{pelat tengah}}$)

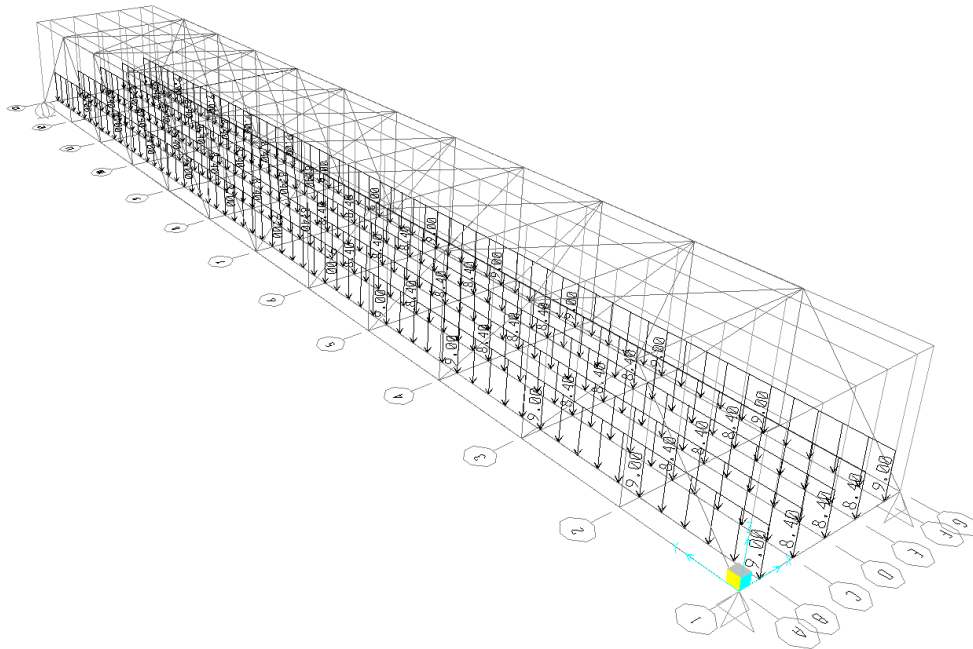
$$\begin{aligned} Q_{\text{pelat tengah}} &= \gamma_c \cdot L_{\text{tengah}} \cdot h_p \\ &= 24 \cdot 1,75 \cdot 0,2 \\ &= 8,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah tabel rekapitulasi beban mati (MS) pada rangka jembatan.

Tabel 5.4 Berat Sendiri Struktur Atas (Q_{MS})

Beban Mati (Q_{MS})		
Beban	Q tepi (kN/m)	Q tengah (kN/m)
Beban mati pelat	9,00	
Beban mati pelat		8,40
Q_{MS}	9,00	8,40

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput ke *software* SAP2000 v .14.



Gambar 5.2 Input Beban Sendiri (MS) Beton

5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

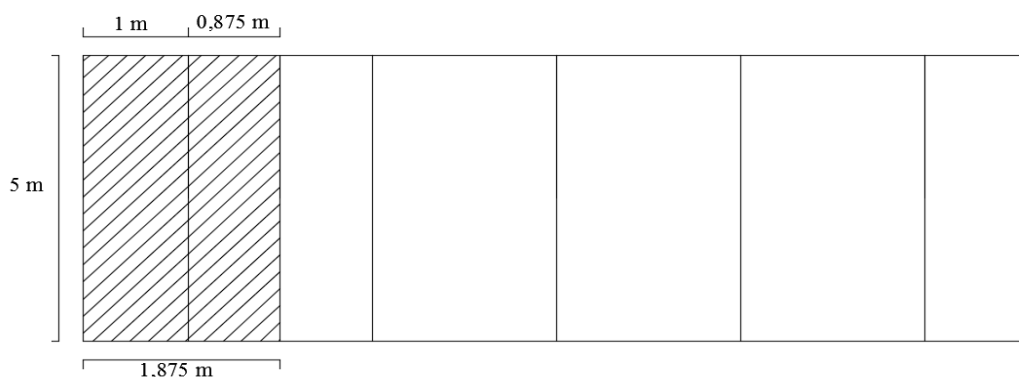
Beban mati tambahan (*superimposed dead load*) adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada Batang jembatan yang merupakan elemen non-struktural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Perhitungan Q_{MA} dilakukan sebesar bentang yang membebani gelagar memanjang. Q_{MA} pada gelagar memanjang yang dihitung berdasarkan letak gelagar, yaitu gelagar memanjang yang berada di tepi bentang dan tengah bentang. Pembebanan dari gelagar ini kemudian ditransferkan melalui gelagar melintang menuju rangka utama. Berikut ini adalah perhitungan Q_{MA} .

Gelagar/Batang jembatan direncanakan mampu memikul beban mati tambahan sebagai berikut ini :

1. Aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali dikemudian hari (*overlay*).
2. Genangan air hujan setinggi 50 mm apabila saluran drainase tidak bekerja dengan baik.
3. Beban sarana lain di jembatan, pada analisa ini beban sarana lain yang dihitung adalah beban trotoar dan sandaran (*railing*).

Berikut ini merupakan perhitungan beban mati tambahan pada masing-masing tipe gelagar :

1. Gelagar memanjang bagian tepi ($Q_{MA \text{ tepi}}$)



- a. Beban aspal (Q_{aspal})

$$\text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) = 22,0 \quad \text{kN/m}^3$$

$$\text{Tebal aspal } (t_a) = 0,05 \quad \text{m}$$

$$\text{Lebar tinjauan gelagar tepi } (L_{\text{tepi}}) = 1,875 \quad \text{m}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{aspal}} &= \gamma_a \cdot L_{\text{tepi}} \cdot t_a \\
 &= 22,0 \cdot 1,875 \cdot 0,05 \\
 &= 2,0625 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban air hujan ($Q_{\text{air hujan}}$)

$$\begin{aligned}
 \text{Berat jenis air hujan } (\gamma_w) &= 9,81 \quad \text{kN/m}^3 \\
 \text{Tebal lapisan air hujan } (t_w) &= 0,05 \quad \text{m} \\
 \text{Lebar tinjauan gelagar tepi } (L_{\text{tepi}}) &= 1,875 \quad \text{m} \\
 Q_{\text{air hujan}} &= \gamma_w \cdot L_{\text{tepi}} \cdot t_w \\
 &= 9,81 \cdot 1,875 \cdot 0,05 \\
 &= 0,9197 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c. Beban trotoar (Q_{trotoar})

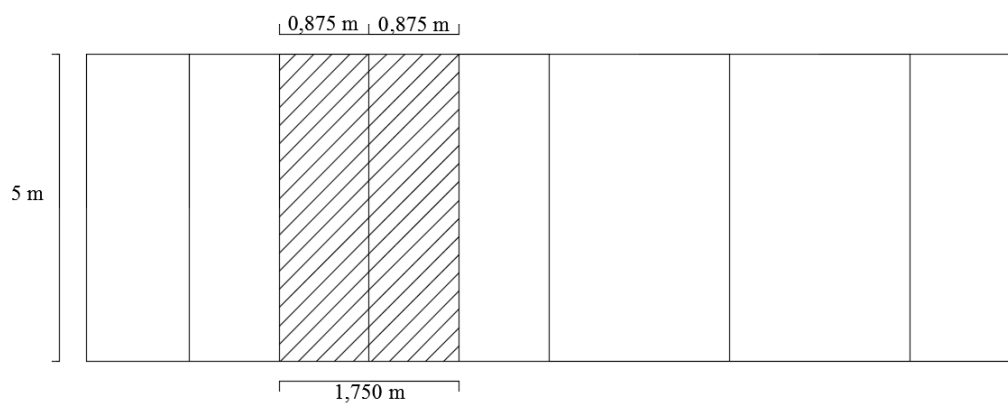
$$\begin{aligned}
 \text{Berat jenis beton bertulang } (\gamma_c) &= 24,0 \quad \text{kN/m}^3 \\
 \text{Tebal trotoar } (h_t) &= 0,25 \quad \text{m} \\
 \text{Lebar trotoar } (L_{\text{trotoar}}) &= 1,0 \quad \text{m} \\
 Q_{\text{trotoar}} &= \gamma_c \cdot L_{\text{trotoar}} \cdot h_t \\
 &= 24 \cdot 1,0 \cdot 0,25 \\
 &= 6,0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

d. Beban sandaran (*railing*) (Q_{sandaran})

Berdasarkan RSNI T-02-2005, beban rencana (w) untuk sandaran (*railing*) adalah 0,75 kN/m.

Jadi Q_{sandaran} adalah 0,75 kN/m

2. Gelagar memanjang bagian tengah ($Q_{\text{MA tengah}}$)



a. Beban aspal (Q_{aspal})

$$\text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) = 22,0 \quad \text{kN/m}^3$$

$$\text{Tebal aspal } (t_a) = 0,05 \quad \text{m}$$

$$\text{Lebar tinjauan gelagar tengah } (L_{\text{tengah}}) = 1,75 \quad \text{m}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{aspal}} &= \gamma_a \cdot L_{\text{tengah}} \cdot t_a \\ &= 22,0 \cdot 1,75 \cdot 0,05 \\ &= 1,9250 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Beban air hujan ($Q_{\text{air hujan}}$)

$$\text{Berat jenis air hujan } (\gamma_w) = 9,81 \quad \text{kN/m}^3$$

$$\text{Tebal lapisan air hujan } (t_w) = 0,05 \quad \text{m}$$

$$\text{Lebar tinjauan gelagar tengah } (L_{\text{tengah}}) = 1,75 \quad \text{m}$$

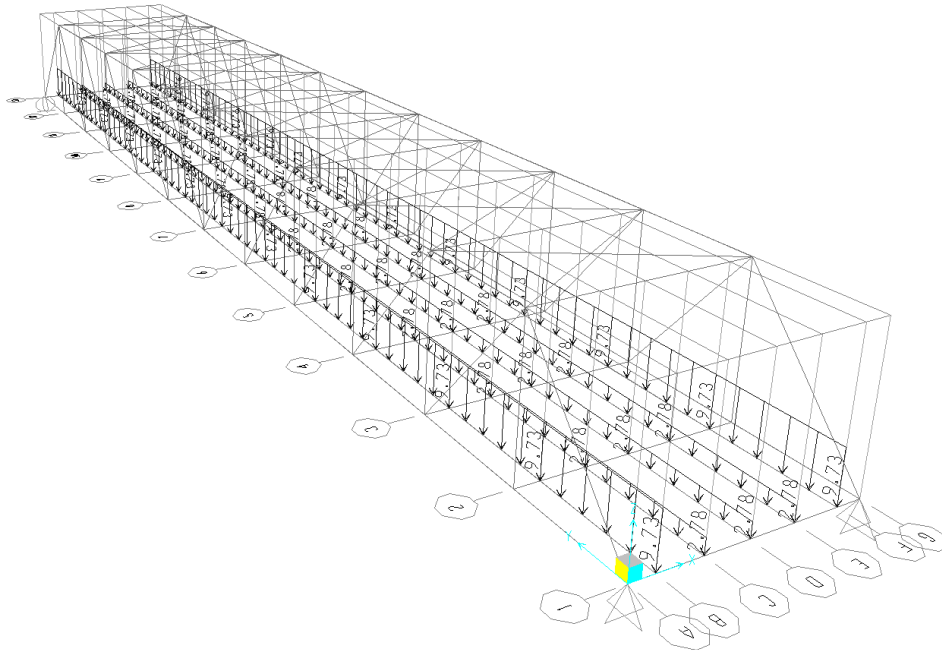
$$\begin{aligned} Q_{\text{air hujan}} &= \gamma_w \cdot L_{\text{tengah}} \cdot t_w \\ &= 9,81 \cdot 1,75 \cdot 0,05 \\ &= 0,8584 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan tabel rekapitulasi beban tambahan pada pembebanan rangka utama jembatan.

Tabel 5.5 Berat Mati Tambahan Pada Rangka Utama Jembatan

Beban Mati (Q_{MA})		
Beban	Q tepi (kN/m)	Q tengah (kN/m)
Beban aspal (Q_{aspal})	2,0625	1,9250
Beban air hujan ($Q_{\text{air hujan}}$)	0,9197	0,8584
Beban trotoar (Q_{trotoar})	6,0	
Beban sandaran (Q_{sandaran})	0,75	
Q_{MA}	9,7322	2,7834

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.14.



Gambar 5.3 Input Beban Mati Tambahan (MA)

5.2.3 Beban Lajur “D” (TD)

Menurut RSNI T-02-2005, beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar lajur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

1. Beban terbagi merata (BTR)

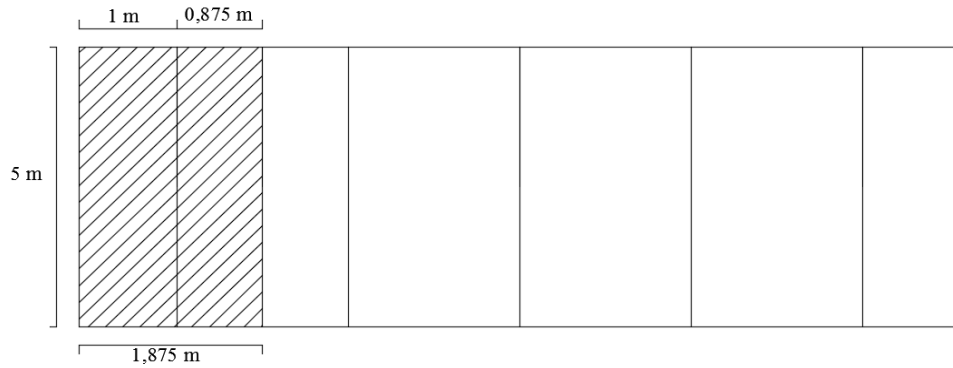
Beban terbagi merata (BTR) mempunyai intensitas q (kPa), dimana besarnya q (kPa) tergantung pada panjang total yang dibebani L . Pada analisis ini panjang total adalah 60 meter, sehingga persamaan yang dipakai adalah :

$$q = 9,0 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \quad L = 60 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} q &= 9,0 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{60}\right) \text{ kPa} \\ &= 6,75 \text{ kPa} \\ &= 6,75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

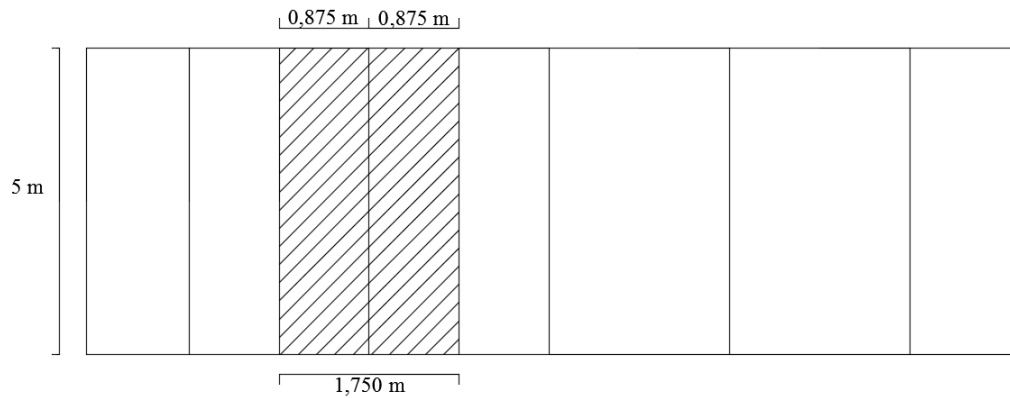
Selanjutnya dihitung beban terbagi merata pada masing-masing tipe gelagar :

a. Gelagar memanjang bagian tepi ($Q_{BTR\text{ tepi}}$)



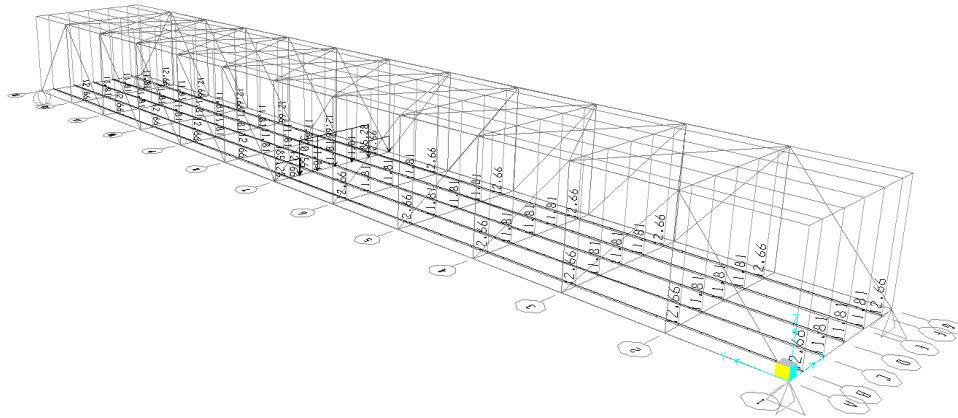
$$\begin{aligned}
 s &= 1,875 \text{ m} \\
 Q_{TD\text{ tepi}} &= q \cdot s \\
 &= 6,75 \cdot 1,875 \\
 &= 12,6604 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Gelagar memanjang bagian tengah ($Q_{BTR\text{ tengah}}$)



$$\begin{aligned}
 s &= 1,750 \text{ m} \\
 Q_{TD\text{ tepi}} &= q \cdot s \\
 &= 6,75 \cdot 1,750 \\
 &= 11,8163 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.14.



Gambar 5.4 Input Beban Terbagi Merata

2. Beban garis tegak (BGT)

Beban garis tegak (BGT) mempunyai intensitas sebesar, $p = 49 \text{ kN/m}$, (sumber: RSNI T-02-2005).

Faktor beban dinamis (*Dinamis Load Allowance*) untuk BGT berdasarkan RSNI T-02-2005 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{FBD} &= 0,4 && \text{untuk } L \leq 50 \text{ m} \\ \text{FBD} &= 0,4 - 0,0025 \cdot (L-50) && \text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m} \\ \text{FBD} &= 0,3 && \text{untuk } L \geq 90 \text{ m} \end{aligned}$$

Bentang jembatan adalah 60 meter sehingga FBD :

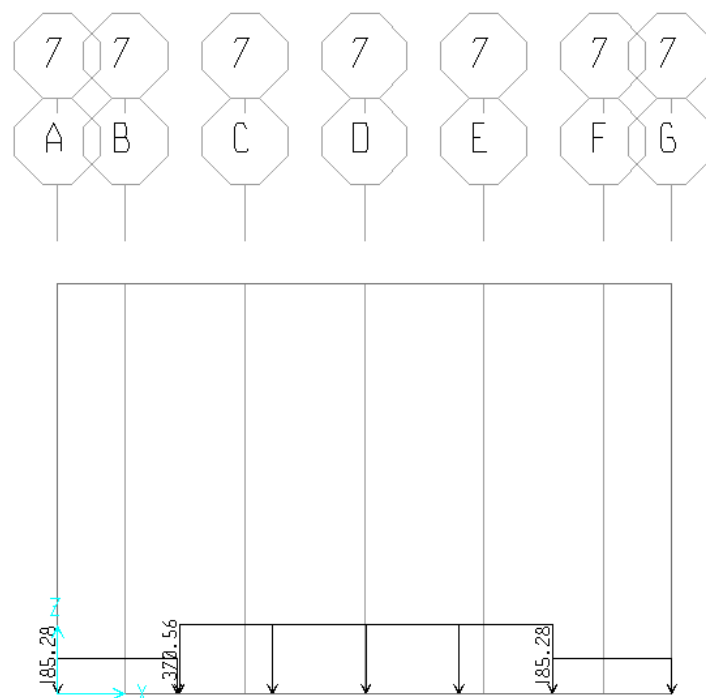
$$\begin{aligned} \text{FBD} &= 0,4 - 0,0025 \cdot (L-50) \\ &= 0,4 - 0,0025 \cdot (60-50) \\ &= 0,375 \\ &= 37,5 \% \end{aligned}$$

$$n1 = 2 \text{ lajur}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{BGT}} &= n1 \cdot p \cdot 2,75 \\ &= 2 \cdot 49 \cdot 2,75 \\ &= 269,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{BGT 100\%} &= (1+Q \text{ BGT}) \cdot \text{FBD} \\
 &= (1+269,5) \cdot 37,5\% \\
 &= 370,5625 \text{ kN/m} \\
 \text{BGT 50\%} &= 50\% \cdot \text{BGT 100\%} \\
 &= 50\% \cdot 370,5625 \\
 &= 185,2813 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.14.



Gambar 5.5 Input Beban Garis Tegak

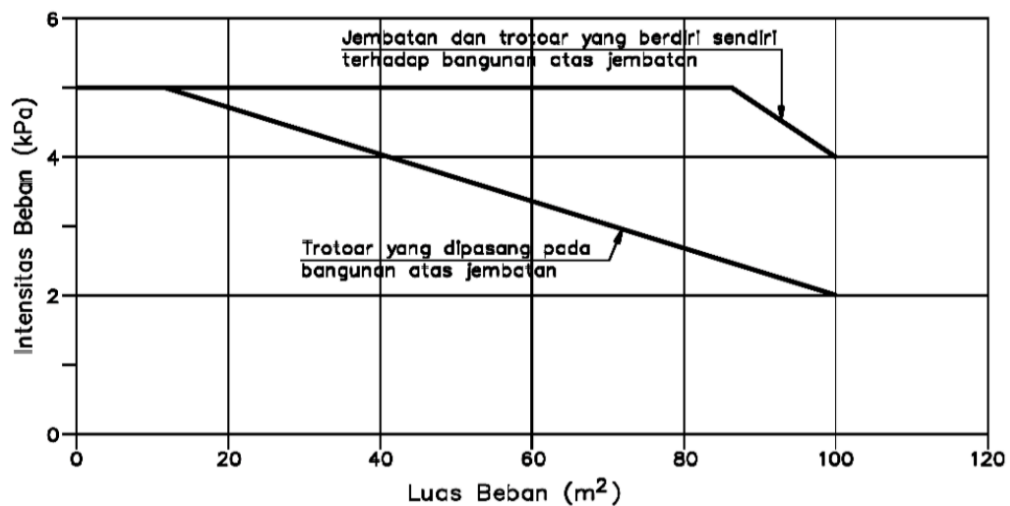
5.2.4 Beban Pejalan Kaki

Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban pejalan kaki. Distribusi beban pejalan kaki hanya pada batang-batang tepi jembatan. (Dedy, 2016)

Panjang trotoar yang direncanakan adalah 60 m dengan lebar 1 m, sehingga didapat nilai luasan trotoar yang direncanakan adalah 60 m².

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor beban ultimit} &= 1,8 \\
 \text{Panjang trotoar (p)} &= 60 \text{ m} \\
 \text{Lebar trotoar (l)} &= 1 \text{ m} \\
 \text{Luas trotoar (A)} &= 60 \cdot 1 \\
 &= 60 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Nilai intensitas pembebanan pejalan kaki pada perencanaan ini dapat dilihat pada gambar 5.6 yang merupakan grafik hubungan antara luas trotoar dengan nilai beban pejalan kakinya.



Gambar 5.6 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki
(sumber : RSNI T-02-2005)

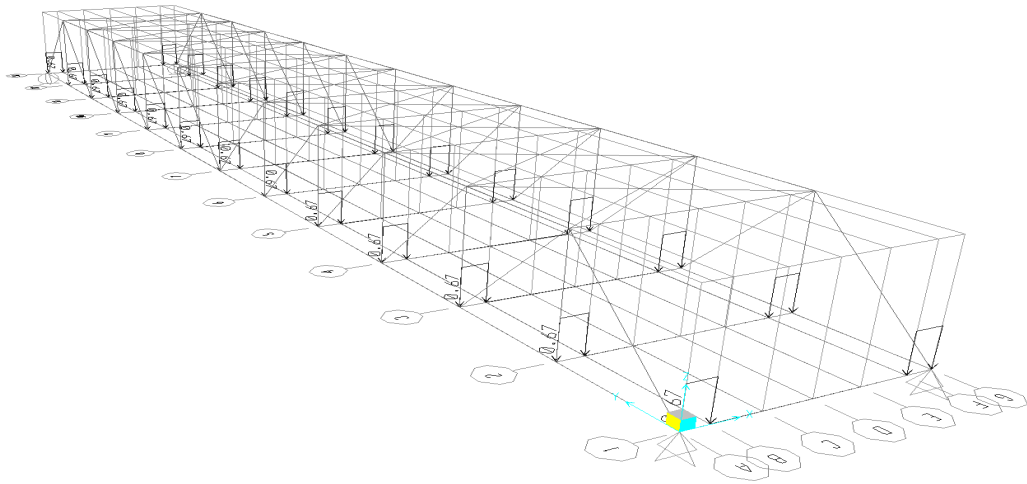
Untuk luas trotoar 60 m² didapatkan nilai intensitas beban trotoar sebesar :

$$\begin{aligned}
 q &= 5 - 0,033 \cdot (A-10) \\
 &= 5 - 0,033 \cdot (60-10) \\
 &= 3,35
 \end{aligned}$$

Pembebanan untuk trotoar diperhitungkan sebagai beban merata,

$$\begin{aligned}
 Q_{TP} &= q \cdot bt \\
 &= 3,35 \cdot 0,2 \\
 &= 0,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.14.



Gambar 5.7 Input Beban Pejalan Kaki (TP)

5.2.5 Beban Gaya Rem (TB)

Berdasarkan RSNI T-02-2005 bekerjanya gaya-gaya di arah memanjang jembatan, akibat gaya rem dan traksi, harus ditinjau untuk kedua jurusan lalu lintas. Pengaruh ini diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur “D” yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas tanpa dikalikan dengan faktor beban dinamis dan dalam satu jurusan. Persamaan yang dipakai adalah.

$$q = 9 \text{ kPa}$$

maka pembebanan akibat gaya rem adalah sebagai berikut :

$$TB = 5\% \cdot [(q \cdot L) + P] \cdot b$$

Keterangan :

$$q = \text{beban rem} = 9 \text{ kN/m}^2$$

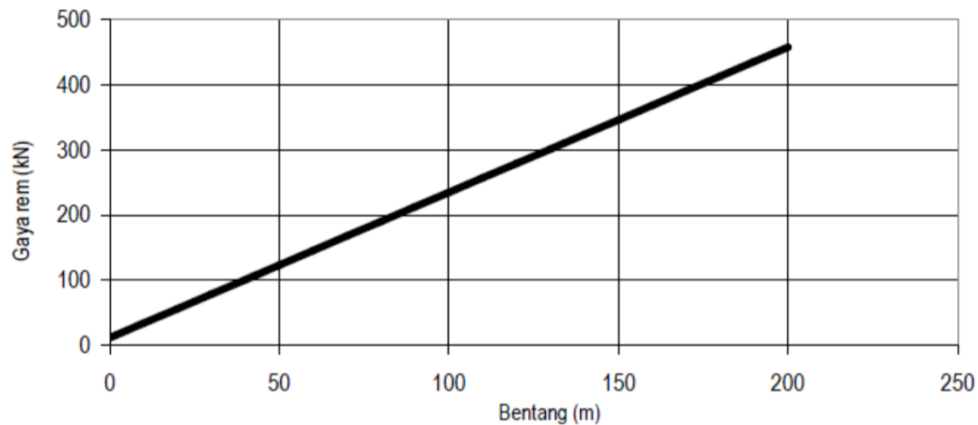
$$L = \text{panjang jalur} = 60 \text{ m}$$

$$P = \text{beban lajur "D"} = 49 \text{ kN/m}$$

$$b = \text{lebar jalur lalu lintas} = 7 \text{ m}$$

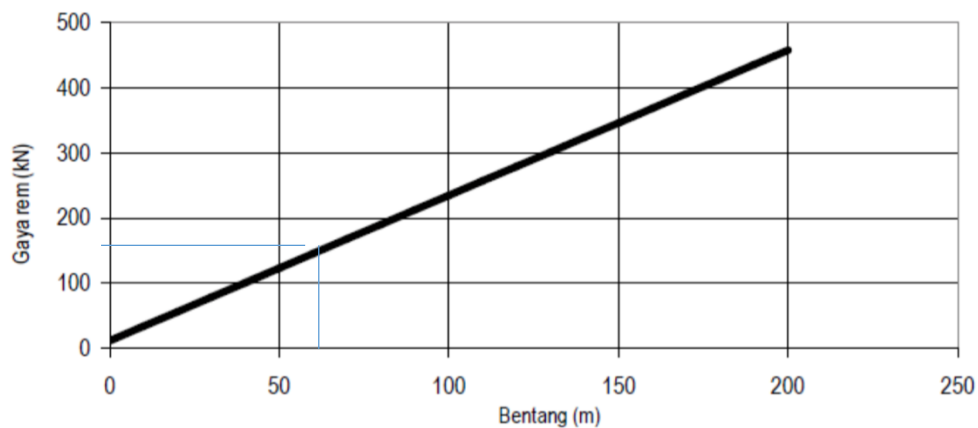
$$\begin{aligned} TB &= 5\% \cdot [(q \cdot L) + P] \cdot b \\ &= 5\% \cdot [(9 \cdot 60) + 49] \cdot 7 \\ &= 206,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sedangkan nilai T_B pada grafik adalah seperti pada gambar 5.8 di bawah ini :



Gambar 5.8 Gaya Rem Per Lajur 2,75 m (KBU)
(sumber : RSNI T-02-2005)

Panjang bentang lajur (L) = 60 m



T_B (plotting grafik) = kurang dari 200 kN

Maka pembebanan pada rangka utama akibat gaya rem di sepanjang lajur adalah nilai T_B yang terbesar, yaitu :

$T_B = 206,15$ kN

Nilai gaya rem ini kemudian dibagi sesuai dengan jumlah *joint* yang ada pada setiap bentang gelagar melintangnya. Penghitungan jumlah *joint* ini berdasarkan jumlah gelagar memanjang pada setiap jarak 5 meter atau jarak antar gelagar melintang.

Joint setiap gelagar melintang = 5 *joint*

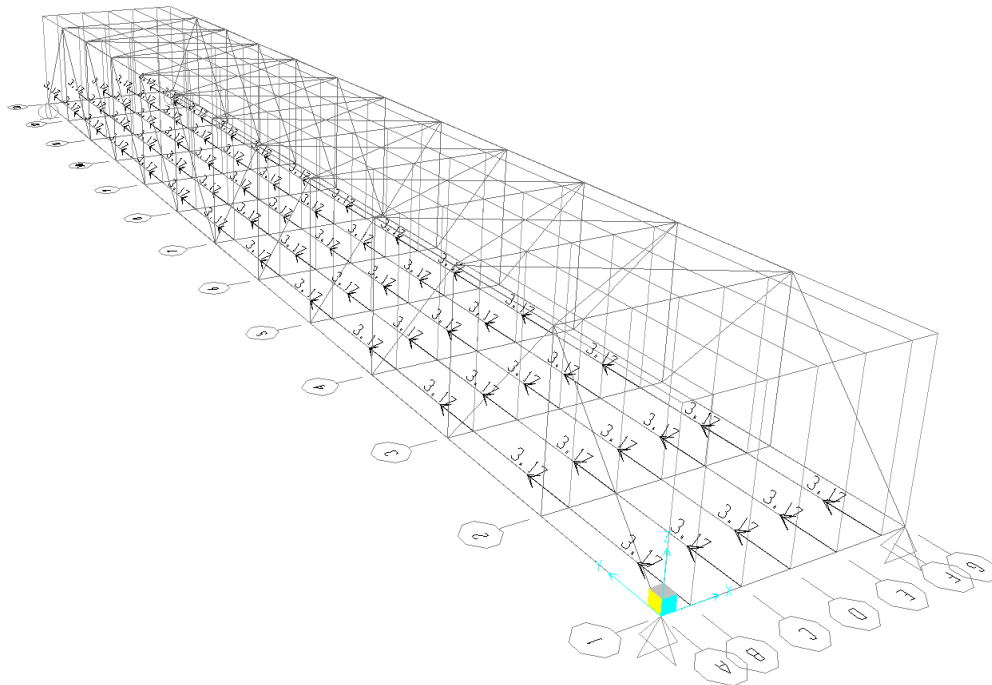
Jumlah gelagar melintang = 13 gelagar

Jumlah *joint* = 13 . 5 = 65 *joint*

Maka nilai beban rem di setiap titik pertemuan antara gelagar memanjang dengan gelagar melintang adalah :

$$\begin{aligned} T_B &= \frac{206,15}{65} \\ &= 3,1715 \text{ kN} \end{aligned}$$

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.14.



Gambar 5.9 Input Beban Rem (TB)

5.2.6 Beban Angin (TW)

Menurut RSNI T-02-2005, gaya nominal ultimit akibat angin tergantung kecepatan angin rencana seperti berikut :

$$TEW = 0,0006 \cdot CW \cdot (VW)^2 \cdot Ab \text{ (kN)}$$

Pada analisa ini, diasumsikan bahwa lokasi jembatan adalah lebih dari 5 km dari pantai, sehingga nilai kecepatan angin rencana (VW) adalah 30 m/s. Untuk nilai koefisien seret struktur bangunan atas rangka adalah 1,2 (tabel 27 RSNI T-02-2005).

RSNI T-02-2005 menjelaskan bahwa luas ekuivalen jembatan rangka dianggap 30% dari luas yang dibatasi oleh batang-batang bagian terluar.

Panjang struktur atas rangka = 50 m

Panjang struktur bawah rangka = 60 m

Tinggi struktur rangka = 6 m

Luas koefisien bagian samping jembatan

$$\begin{aligned} A_b &= 30\% \cdot ((50+60)/2) \cdot 6 \\ &= 30\% \cdot 330 \\ &= 99 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

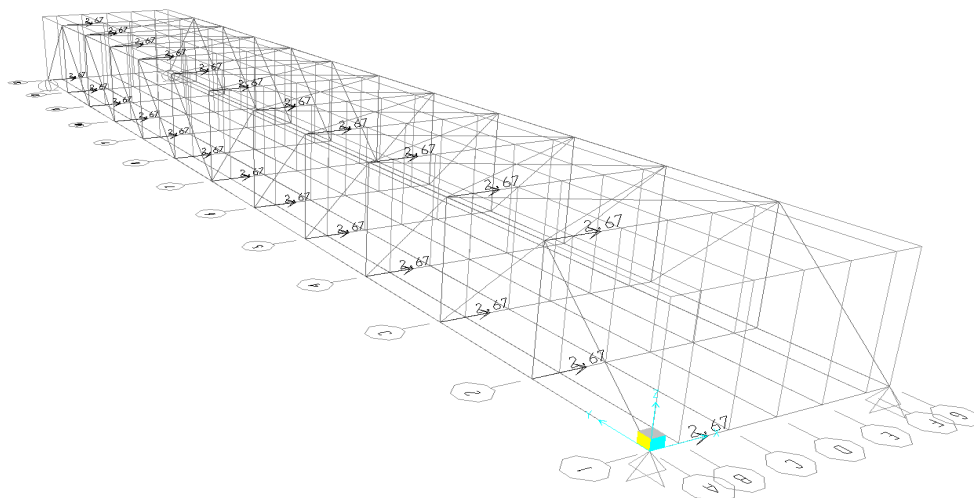
Maka nilai gaya nominal akibat beban angin adalah

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0006 \cdot 1,2 \cdot (30)^2 \cdot 99 \\ &= 64,152 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{jumlah joint} &= \text{joint sisi atas} + \text{joint sisi bawah} \\ &= 11 + 13 \\ &= 24 \text{ titik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 64,152/24 \\ &= 2,673 \text{ kN} \end{aligned}$$

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.14.



Gambar 5.10 Input Beban Angin (EW)

5.2.7 Beban Gempa (EQ)

Menurut RSNI T-02-2005, pengaruh gempa rencana hanya ditinjau pada keadaan batas ultimit. Pada analisis ini perhitungan beban gempa adalah dengan metoda beban statis ekuivalen untuk arah x dan arah y. Di bawah ini merupakan data yang dibutuhkan untuk menghitung beban gempa untuk permodelan dengan tinggi batang vertikal 6 m.

Tabel 5.6 Beban Sendiri Rangka Jembatan Daerah Tepi

Beban sendiri rangka jembatan daerah tepi							
Daerah	Tipe IWF	Berat (lb/ft)	Berat (kN/m)	Panjang (m)	Berat (kN/m)	Jumlah	Total Berat (kN/m)
Batang Diagonal	W14X257	257	3,752	7,810	29,304	24	703,293
Batang Bawah	W14X370	370	5,402	5	27,008	24	648,202
Batang Atas	W14X426	426	6,219	5	31,096	20	621,923
Batang Vertikal	W14X211	211	3,080	6	18,483	22	406,615
Total berat sendiri baja daerah tepi							2380,033

Tabel 5.7 Beban Sendiri Rangka Jembatan Daerah Atap

Beban sendiri rangka jembatan daerah atap							
Daerah	Tipe IWF	Berat (lb/ft)	Berat (kN/m)	Panjang (m)	Berat (kN/m)	Jumlah	Total Berat (kN/m)
X wind bracing	W12X170	170	2,482	10,30	25,552	20	511,045
Muka	W12X170	170	2,482	9	22,337	11	245,703
Total berat sendiri baja daerah tepi							756,748

Tabel 5.8 Beban Sendiri Rangka Jembatan Daerah Gelagar Memanjang

Beban sendiri rangka jembatan daerah gelagar memanjang							
Daerah	Tipe IWF	Berat (lb/ft)	Berat (kN/m)	Panjang (m)	Berat (kN/m)	Jumlah	Total Berat (kN/m)
Gelagar Memanjang	W12X279	279	4,073	60	244,390	5	1221,948
Total berat sendiri baja daerah tepi							1221,948

Tabel 5.9 Beban Sendiri Rangka Jembatan Daerah Gelagar Melintang

Beban sendiri rangka jembatan daerah gelagar melintang							
Daerah	Tipe IWF	Berat (lb/ft)	Berat (kN/m)	Panjang (m)	Berat (kN/m)	Jumlah	Total Berat (kN/m)
Gelagar Melintang	W24X370	370	5,402	9	48,615	13	631,997
Total berat sendiri baja daerah tepi							631,997

Tabel 5.10 Beban Mati Tambahan

Berat mati tambahan						
Jenis	Berat jenis (kN/m)	Panjang (m)	Lebar (m)	Tebal (m)	Volume	Berat (kN)
Pelat	24	60	9	0,20	108	2592
Trotoar	24	60	1	0,25	30	720
Aspal	22	60	7	0,05	21	462
Sandaran	0,75	60			2	90
Air hujan	9,81	60	9	0,05	27	264,870
Total berat tambahan						4128,870

Tabel 5.11 Rekapitulasi Pembebanan

Rekapitulasi Pembebanan	
Jenis	Nilai Beban (kN)
Berat sendiri rangka jembatan bagian tepi	2380,033
Berat sendiri rangka jembatan bagian atap	756,748
Berat sendiri rangka jembatan bagian gelagar memanjang	1221,948
Berat sendiri rangka jembatan bagian gelagar melintang	631,997
Total berat struktur rangka rangka baja (Q_{MS})	4990,725
Berat mati tambahan (Q_{MA})	4128,870
Berat total (W_T)	9119,595

Setelah didapatkan jumlah berat total, dilanjutkan untuk menghitung beban gempa arah x (memanjang jembatan) dan arah y (melintang jembatan).

1. Koefisien Gempa Arah X (Memanjang Jembatan)

Dalam menghitung beban gempa, terlebih dahulu menghitung periode getaran. Rumus yang dipakai untuk menghitung periode getaran (T) adalah seperti di bawah ini :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_T}{gK_p}}$$

$$W_T = 9119,595 \text{ kN}$$

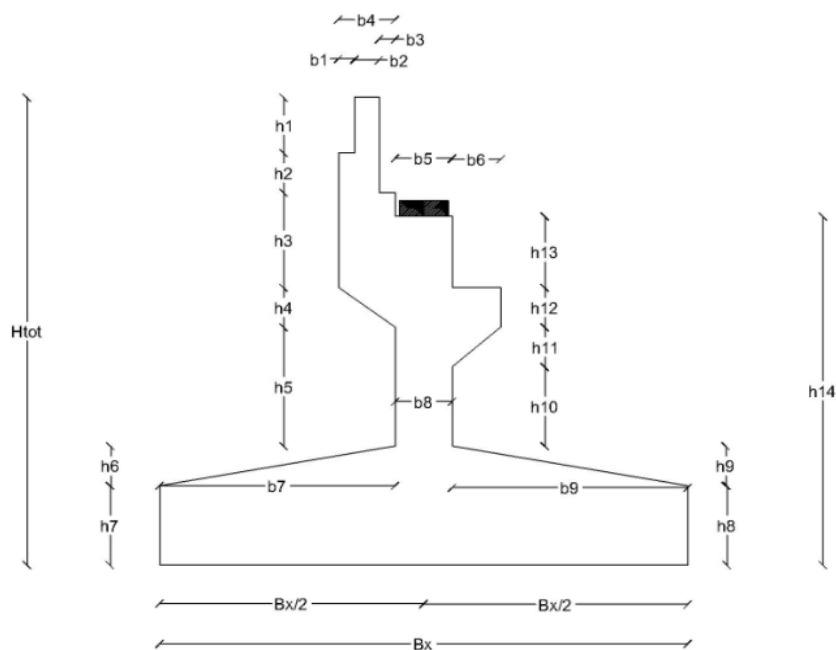
$$g = 9,81 \text{ kN/s}^2$$

$$K_p = 3 \cdot \frac{EI}{L^3} \text{ (rumus kekakuan untuk pilar pada BMS 1994 Chapter 4)}$$

Jembatan yang dianalisis adalah jembatan 1 bentang yang di tahan oleh abutment di ujung-ujungnya. Beban gempa pada jembatan sangat dipengaruhi oleh tipe penahan dalam hal ini pilar atau abutmen yang menahan jembatan tersebut. Untuk itu dalam perhitungan beban gempa pada jembatan, terlebih dahulu merencanakan abutment yang menahan jembatan tersebut.

Pada jembatan rangka baja ini direncanakan abutment dengan bentuk dan ukuran seperti di bawah ini :

Abutmen terdiri atas *breast wall*, *back wall* dan *wing wall*.



h1	= 0,7 m	b1	= 0,2 m
h2	= 0,5 m	b2	= 0,3 m
h3	= 1,2 m	b3	= 0,2 m
h4	= 0,5 m	b4	= 0,7 m
h5	= 1,5 m	b5	= 0,6 m
h6	= 0,5 m	b6	= 0,6 m
h7	= 1,0 m	b7	= 2,2 m
h8	= 1,0 m	b8	= 0,6 m
h9	= 0,5 m	b9	= 2,2 m
h10	= 1,0 m	b10	= 2,5 m
h11	= 0,5 m	b11	= 2,5 m
h12	= 0,5 m	Bx	= 5,0 m
h13	= 0,9 m	By	= 11 m
		(panjang	
		abutment)	
h14	= 4,4 m		
h total	= 5,9 m		

Abutment di atas adalah abutment tipe T terbalik.

Untuk menghitung kekakuan, momen inersia yang dihitung adalah berasal dari momen inersia komponen breast wall pada abutment. Abutment menggunakan material beton bertulang.

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu beton (} f'c \text{)} &= 30 \text{ MPa} \\
 \text{Modulus elastic beton (} E_c \text{)} &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \times \sqrt{30} \\
 &= 25742,960 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 25742960,203 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Bentang memanjang abutment (B_y) = 11 m

Tinggi *breast wall* (h) = 0,6 m

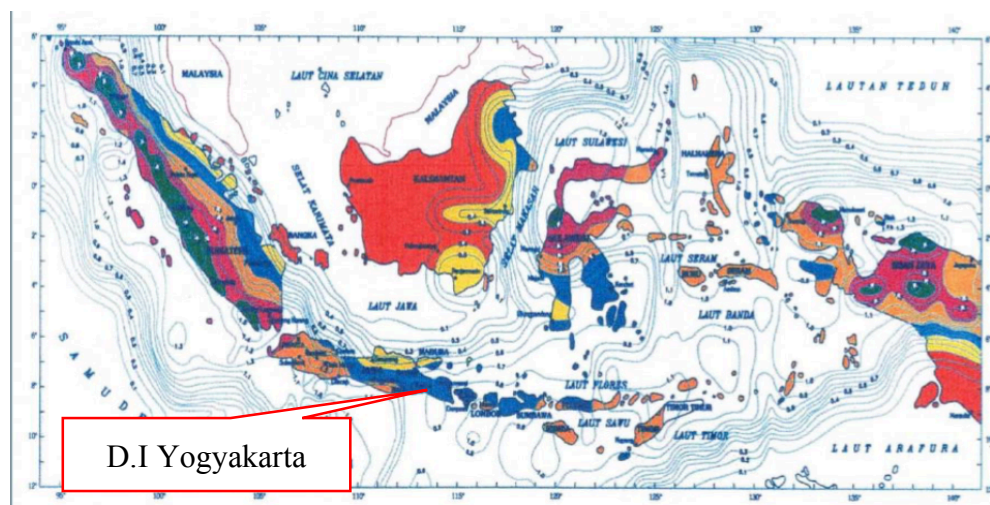
Lengan *breast wall* (h_b) = $h_{14} - (h_8 + h_9)$
= $4,4 - (1,0 + 0,5)$

$$\begin{aligned}
 &= 2,9 \text{ m} \\
 \text{Momen inersia (Ic)} &= \frac{1}{12} \times B y \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 11 \times 0,6^3 \\
 &= 0,198 \text{ m}^4 \\
 \text{Kekakuan Struktur (Kp)} &= 3 \times \frac{E \times I_x}{L^3} \\
 &= 3 \times \frac{25742960,203 \times 0,198}{2,9^3} \\
 &= 626976,029 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Menghitung periode getar struktur

$$\begin{aligned}
 T &= 2\pi \sqrt{\frac{W_T}{gK_p}} \\
 T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{9119,595}{9,81 \times 626976,029}} \\
 &= 0,24 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

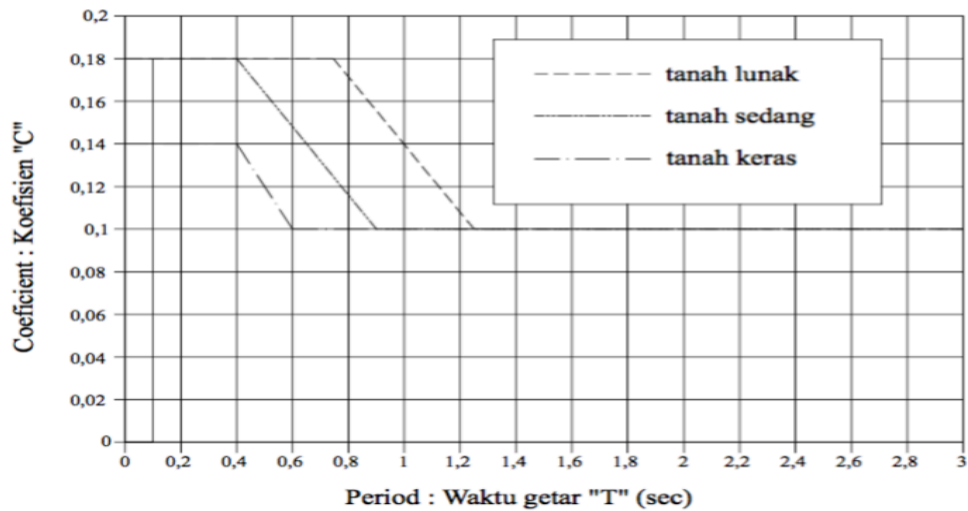
Lokasi jembatan diasumsikan berada di Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta, sehingga jika dilihat dari peta gempa pada gambar 5.11 terletak pada wilayah gempa 3.



Gambar 5.11 Wilayah Gempa Indonesia Untuk Periode 500 Tahun
(sumber : SNI 2833:2008 Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan)

Untuk jenis tanah dalam analisis ini diasumsikan sebagai tanah sedang. Berikut ini merupakan grafik koefisien geser gempa untuk wilayah gempa 3.

KOEFISIEN GESER DASAR GEMPA WILAYAH 3



Gambar 5.12 Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 3
(sumber : RSNI T-02-2005)

Berdasarkan grafik pada gambar 5.11, koefisien geser dasar $C = 0,18$
Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral, $n = 1$

Tabel 5.12 Faktor Tipe Bangunan

Tipe Jembatan (1)	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Bertulang atau Baja	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Prategang	
		Prategang Parsial (2)	Prategang Penuh (2)
Type A (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Type B (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Type C	3,0	3,0	3,0
CATATAN (1)	Jembatan mungkin mempunyai tipe bangunan yang berbeda pada arah melintang dan memanjang dan tipe bangunan yang sesuai harus digunakan untuk masing-masing arah		
CATATAN (2)	Yang dimaksud dalam tabel ini, beton prategang parsial mempunyai praperegangan yang cukup untuk kira-kira mengimbangi pengaruh dari beban tetap rencana dan selebihnya diimbangi oleh tulangan biasa. Beton prategang penuh mempunyai praperegangan yang cukup untuk mengimbangi pengaruh beban total rencana		

Lanjutan Tabel 5.12 Faktor Tipe Bangunan

CATATAN (3)	F = Faktor perangkakan
CATATAN (4)	= $1,25 - 0,025 n$: $F \geq 1,00$
	n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral pada masing-masing bagian monolit dari jembatan yang berdiri sendiri-sendiri (misalnya : bagian-bagian yang dipisahkan oleh sambungan siar muai yang memberikan keleluasaan untuk bergerak dalam arah lateral secara sendiri-sendiri)
	Tipe A : jembatan daktail (bangunan atas bersatu dengan bangunan bawah)
	Tipe B : jembatan daktail (bangunan atas terpisah dengan bangunan bawah)
	Tipe C : jembatan tidak daktail (tanpa sendi plastis)

$$\begin{aligned} \text{Faktor perangkakan,} \quad F &= 1,25 - 0,025 \cdot n \\ &= 1,25 - 0,025 \cdot 1 \\ &= 1,225 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor tipe bangunan,} \quad S = 1,0 \cdot F = 1,0 \cdot 1,225 = 1,225$$

$$\text{Faktor kepentingan,} \quad I = 1,00 \text{ (untuk jembatan permanen lain, Tabel 32 RSNI T-02-2005)}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekanan tanah lateral akibat gempa, } K_h &= C \cdot S \\ &= 0,18 \cdot 1,225 = 0,221 \end{aligned}$$

selanjutnya, beban rencana gempa minimum diperoleh dari rumus :

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h \cdot I \cdot W_T \\ &= 0,221 \cdot 1 \cdot 9119,595 \\ &= 2010,871 \text{ kN} \end{aligned}$$

Input beban pada aplikasi SAP2000 v.14 adalah sebagai berikut :

$$\text{Jumlah joint} = 8$$

$$\begin{aligned} \text{Input} &= \frac{T_{EQ}}{\text{Joint}} \\ &= \frac{2010,871}{8} \\ &= 251,359 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, pada *software* SAP2000 v.14 input pada masing-masing *joint* adalah 251,359 kN.

2. Koefisien Gempa Arah Y (Melintang Jembatan)

$$\text{Mutu beton } (f'c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastic beton } (Ec) &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25742,960 \text{ N/mm}^2 \\ &= 25742960,203 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Bentang memanjang abutment } (By) = 11 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi } breast \text{ wall } (h) = 0,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan } breast \text{ wall } (hb) &= h14 - (h8+h9) \\ &= 4,4 - (1,0 + 0,5) \\ &= 2,9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia } (Ic) &= \frac{1}{12} \times h \times By \\ &= \frac{1}{12} \times 0,6 \times 11^3 \\ &= 66,55 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

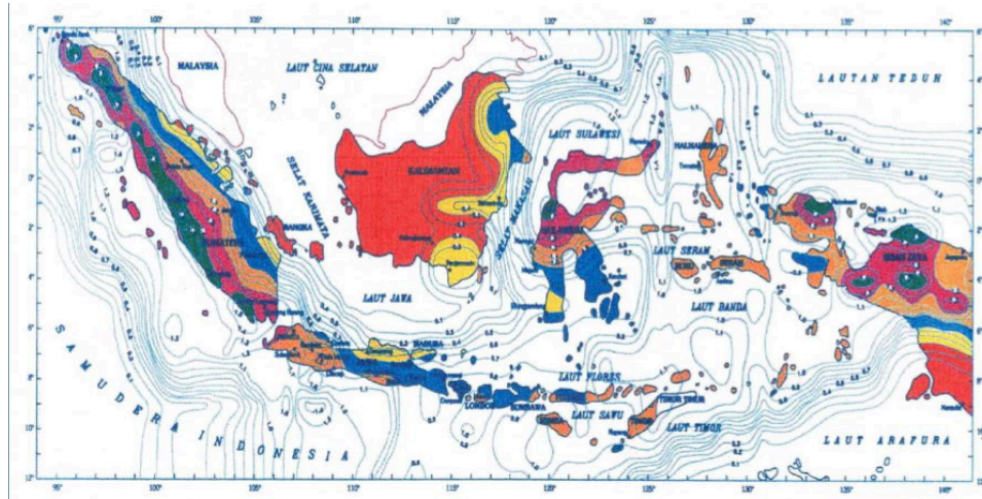
$$\begin{aligned} \text{Kekakuan Struktur } (Kp) &= 3 \times \frac{E.Ix}{L^3} \\ &= 3 \times \frac{25742960,2 \times 66,55}{2,9^3} \\ &= 210733610 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Menghitung periode getar struktur

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_T}{gKp}}$$

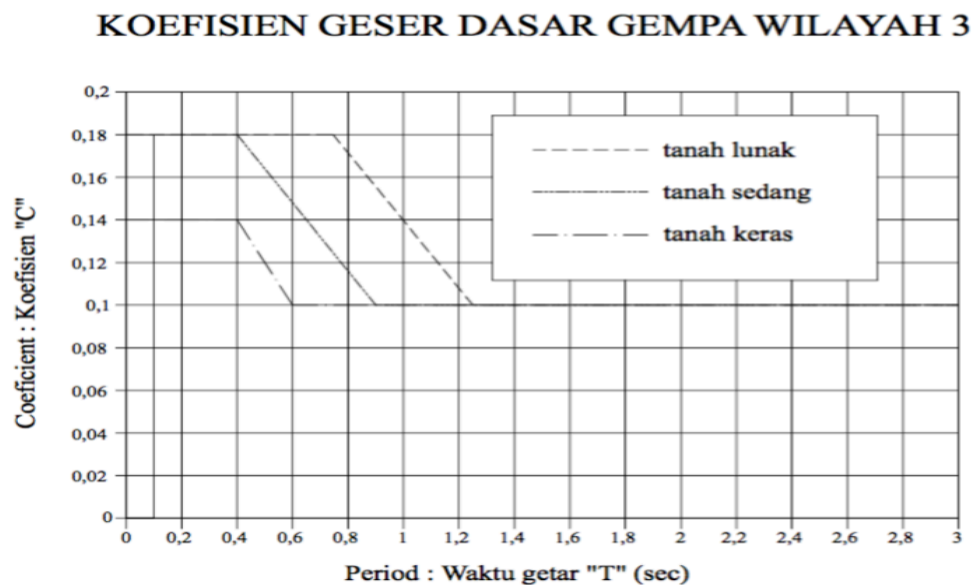
$$\begin{aligned} T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{9119,595}{9,81 \times 210733610}} \\ &= 0,01 \text{ detik} \end{aligned}$$

Lokasi jembatan diasumsikan berada di Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta, sehingga jika dilihat dari peta gempa pada gambar 5.13 terletak pada wilayah gempa 3.



Gambar 5.13 Wilayah Gempa Indonesia Untuk Periode 500 Tahun
(sumber : SNI 2833:2008 Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan)

Untuk jenis tanah dalam analisis ini diasumsikan sebagai tanah sedang. Berikut ini merupakan grafik koefisien geser gempa untuk wilayah gempa 3.



Gambar 5.14 Koefisien Geser Dasar Gempa Wilayah 3
(sumber : RSNI T-02-2005)

Berdasarkan grafik pada gambar 5.13, koefisien geser dasar $C = 0,18$

Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral, $n = 1$

Tabel 5.13 Faktor Tipe Bangunan

Tipe Jembatan (1)	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Bertulang atau Baja	Jembatan dengan Daerah Sendi Beton Prategang	
		Prategang Parsial (2)	Prategang Penuh (2)
Tipe A (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe B (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe C	3,0	3,0	3,0
CATATAN (1)	Jembatan mungkin mempunyai tipe bangunan yang berbeda pada arah melintang dan memanjang dan tipe bangunan yang sesuai harus digunakan untuk masing-masing arah		
CATATAN (2)	Yang dimaksud dalam tabel ini, beton prategang parsial mempunyai praperegangan yang cukup untuk kira-kira mengimbangi pengaruh dari beban tetap rencana dan selebihnya diimbangi oleh tulangan biasa. Beton prategang penuh mempunyai praperegangan yang cukup untuk mengimbangi pengaruh beban total rencana F = Faktor perangkakan		
CATATAN (3)	$= 1,25 - 0,025 n : F \geq 1,00$ n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral pada masing-masing bagian monolit dari jembatan yang berdiri sendiri-sendiri (misalnya : bagian-bagian yang dipisahkan oleh sambungan siar muai yang memberikan keleluasaan untuk bergerak dalam arah lateral secara sendiri-sendiri) Tipe A : jembatan daktail (bangunan atas bersatu dengan bangunan bawah)		
CATATAN (4)	Tipe B : jembatan daktail (bangunan atas terpisah dengan bangunan bawah) Tipe C : jembatan tidak daktail (tanpa sendi plastis)		

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor perangkakan,} \quad F &= 1,25 - 0,025 \cdot n \\
 &= 1,25 - 0,025 \cdot 1 \\
 &= 1,225
 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor tipe struktur,} \quad S = 1,0 \cdot F = 1,0 \cdot 1,225 = 1,225$$

$$\text{Faktor kepentingan} \quad I = 1,00 \text{ (untuk jembatan permanen lain, Tabel 32 RSNI T-02-2005)}$$

Tekanan tanah lateral akibat gempa, $K_h = C \cdot S$

$$= 0,18 \cdot 1,225 = 0,221$$

selanjutnya, beban rencana gempa minimum diperoleh dari rumus :

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h \cdot I \cdot W_T \\ &= 0,221 \cdot 1 \cdot 9119,595 \\ &= 2010,871 \text{ kN} \end{aligned}$$

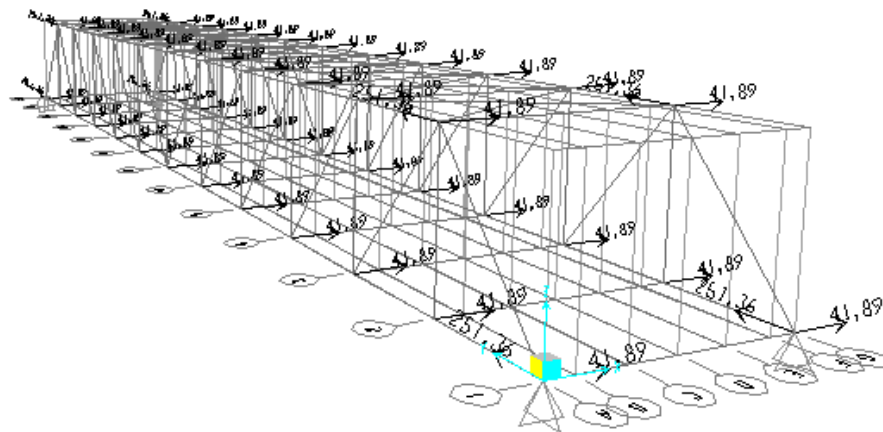
Input beban pada *software* SAP2000 v.14 adalah sebagai berikut :

Jumlah joint = 48

$$\begin{aligned} \text{Input} &= \frac{T_{EQ}}{\text{Joint}} \\ &= \frac{2010,871}{48} \\ &= 41,89 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, pada *software* SAP2000 v.14 input pada masing-masing *joint* adalah 41,89 kN.

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.14.



Gambar 5.15 Input Beban Gempa (EQ)

5.2.8 Rekapitulasi Pembebanan

Berikut ini merupakan rekapitulasi hasil perhitungan pembebanan pada masing-masing jembatan.

Tabel 5.14 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Batang Vertikal 6 m

No.	Jenis Bahan	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)
1.	Beban mati (Q_{MS})	tepi	9,000	
		tengah	8,400	
2.	Beban mati tambahan (Q_{MA})	tepi	9,732	
		tengah	2,783	
3.	Beban terbagi rata	tepi	12,656	
		tengah	11,813	
4.	Beban garis tegak	100%	370,563	
		50%	185,281	
5.	Beban gaya rem			3,172
6.	Gaya angin			2,673
7.	Beban pejalan kaki			0,670
8.	Beban gempa statis ekuivalen	T_{EQX}		2010,871
		T_{EQY}		2010,871

Tabel 5.15 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Batang Vertikal 7 m

No.	Jenis Bahan	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)
1.	Beban mati (Q_{MS})	tepi	9,000	
		tengah	8,400	
2.	Beban mati tambahan (Q_{MA})	tepi	9,732	
		tengah	2,783	
3.	Beban terbagi rata	tepi	12,656	
		tengah	11,813	
4.	Beban garis tegak	100%	370,563	
		50%	185,281	
5.	Beban gaya rem			3,172
6.	Gaya angin			3,119
7.	Beban pejalan kaki			0,670
8.	Beban gempa statis ekuivalen	T_{EQX}		1993,290
		T_{EQY}		1993,290

Tabel 5.16 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Batang Vertikal 7,5 m

No.	Jenis Bahan	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)
1.	Beban mati (Q_{MS})	tepi	9,000	
		tengah	8,400	
2.	Beban mati tambahan (Q_{MA})	tepi	9,732	
		tengah	2,783	
3.	Beban terbagi rata	tepi	12,656	
		tengah	11,813	
4.	Beban garis tegak	100%	370,563	
		50%	185,281	
5.	Beban gaya rem			3,172
6.	Gaya angin			3,341
7.	Beban pejalan kaki			0,670
8.	Beban gempa statis ekuivalen	T_{EQX}		1980,869
		T_{EQY}		1980,869

Tabel 5.17 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Batang Vertikal 8 m

No.	Jenis Bahan	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)
1.	Beban mati (Q_{MS})	tepi	9,000	
		tengah	8,400	
2.	Beban mati tambahan (Q_{MA})	tepi	9,732	
		tengah	2,783	
3.	Beban terbagi rata	tepi	12,656	
		tengah	11,813	
4.	Beban garis tegak	100%	370,563	
		50%	185,281	
5.	Beban gaya rem			3,172
6.	Gaya angin			3,564
7.	Beban pejalan kaki			0,670
8.	Beban gempa statis ekuivalen	T_{EQX}		1969,374
		T_{EQY}		1969,374

5.3 Analisis Struktur

Setelah perhitungan beban selesai, maka dilanjutkan memasukan nilai-nilai beban ke dalam *software* SAP2000 v.14. Dalam menganalisis struktur pada *software* SAP2000 v.14 menggunakan kombinasi beban yang sudah ditentukan pada RSNI T-02-2005 sesuai dengan penjabaran pada BAB III. Kombinasi beban tersebut diantaranya sebagai berikut :

Kombinasi 1 = 1,3 MS + 2 MA + 1,8 TD + 1,8 TB + 1,2 TEW

Kombinasi 2 = 1,3 MS + 2 MA + 1,8 TP + 1,8 TD + 1,8 TB

Kombinasi 3 = 1,3 MS + 2 MA + 1,8 TD + 1,8 TB

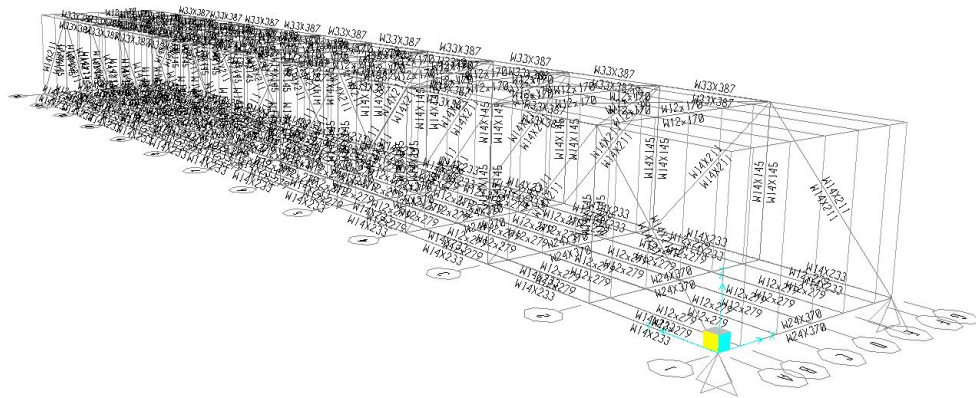
Kombinasi 4 = 1,3 MS + 2 MA + 1,8 TD + 1,8 TB + 1,2 TEW

Kombinasi 5 = 1,3 MS + 2 MA + 1,0 TEQ

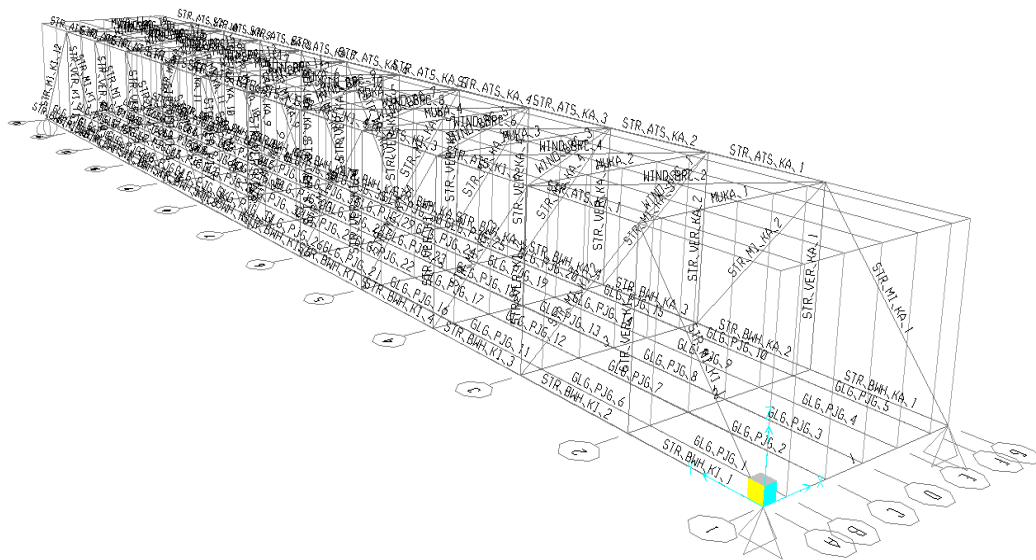
Kombinasi 6 = 1,3 MS + 2 MA + 1,8 TEW

Dalam penelitian ini, memodelkan struktur menjadi permodelan *frame* dan *truss* dengan variasi tinggi batang vertikal. Perbedaan mendasar antara permodelan *frame* dan *truss* terletak pada *release* momennya. Untuk permodelan *frame* maka dari tahap penggambaran model tidak dilakukan *release* batang, sedangkan untuk *truss* dilakukan *release* momen pada batang. *Release* momen batang bertujuan untuk membuat batang tersebut mengasumsi bahwa beban-beban terletak pada titik *joint*. Hal ini sesuai dengan prinsip *truss*, bahwa beban-beban terletak pada titik *joint*. Sehingga hasil analisis dengan permodelan *frame* terdapat momen yang besar, namun pada *truss* momennya sangat kecil atau terkadang dianggap tidak ada momen. Karena momen pada *truss* adalah akibat dari beban sendiri batang profil.

Berikut ini adalah permodelan dan model struktur menggunakan *software* SAP2000 v.14 dapat dilihat di gambar 5.16. Sedangkan, kodefikasi batang profil struktur jembatan dapat dilihat di gambar 5.17.



Gambar 5.16 Denah Profil Batang

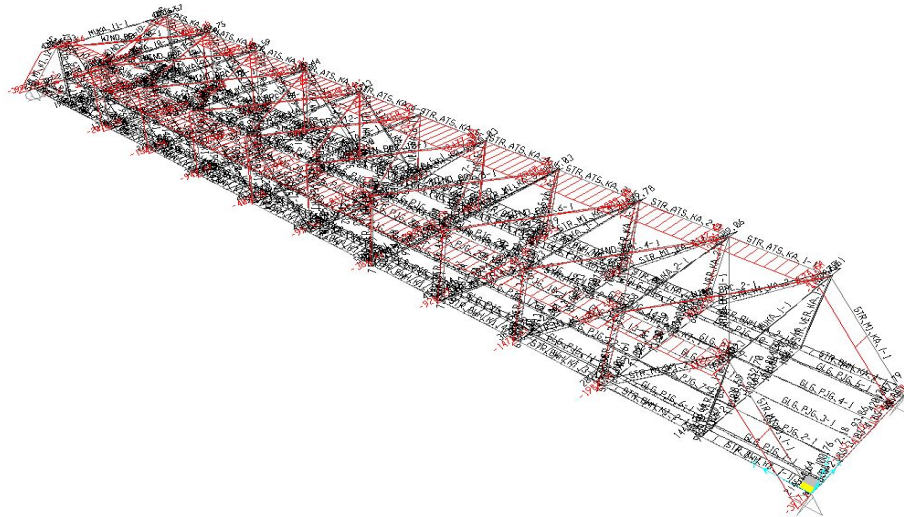


Gambar 5.17 Kodifikasi Batang Profil

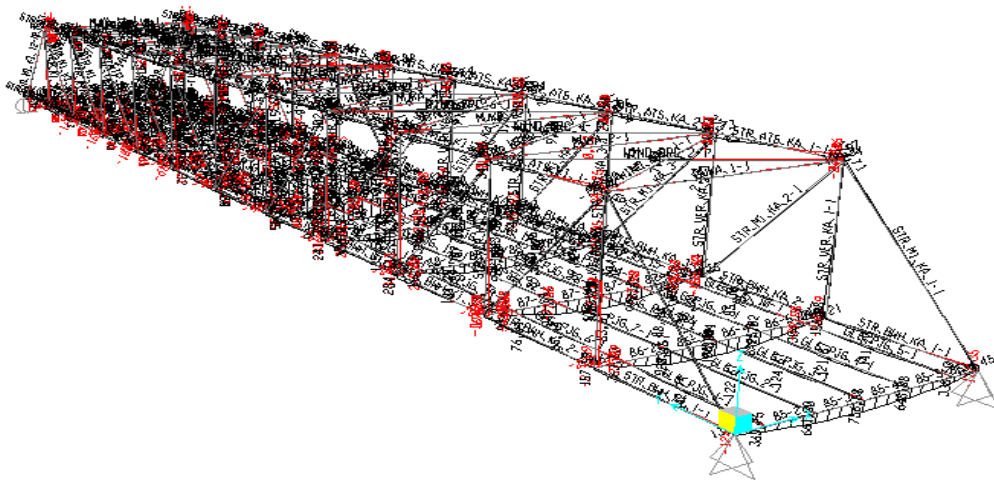
Berdasarkan analisis yang dilakukan diperoleh gaya-gaya dalam yang berlaku pada masing-masing elemen struktur dari 4 variasi tinggi batang vertikal dan 2 variasi permodelan. Hasil yang digunakan adalah nilai maksimum dari masing-masing gaya dalam. Penelitian ini membatasi hanya gaya aksial dan momen saja yang diambil.

5.3.1 Permodelan *Frame*

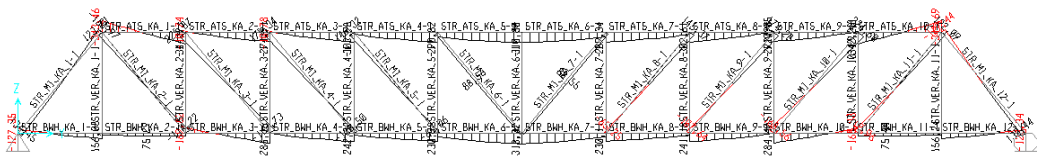
Gaya-gaya dalam yang didapatkan dari permodelan *frame* disini gaya aksial dan momen. Nilai gaya aksial dan momen akibat beban kombinasi pada masing-masing model jembatan dapat dilihat pada gambar .



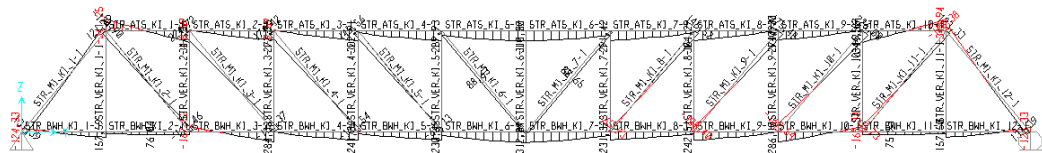
Gambar 5.18 Hasil Analisis Struktur Gaya Aksial dalam 3D



Gambar 5.19 Hasil Analisis Struktur Momen Lentur (BMD) dalam 3D



Gambar 5.20 Hasil Analisis Struktur Momen Lentur (BMD) dalam 2D Kanan



Gambar 5.21 Hasil Analisis Struktur Momen Lentur (BMD) dalam 2D Kiri

Nilai gaya aksial dan momen masing-masing model jembatan akibat beban kombinasi, seperti ditunjukkan pada tabel 5.18 dan tabel 5.19.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Nilai Gaya Aksial

Daerah	Jenis Profil	Letak	Gaya Aksial (<i>Axial Force</i>) kN	Kombinasi
6 m				
Batang Atas	W14X426	STR_ATS_KI_6	-17930.15	COMB2
Batang Bawang	W14X370	STR_BWH_KI_6	10802.56	COMB1
Batang Diagonal	W14X257	STR_MI_KA_1	-7522.959	COMB2
Batang Vertikal	W14X211	STR_VER_KA_2	-4113.821	COMB2
7 m				
Batang Atas	W14X398	STR_ATS_KA_6	-15311.108	COMB2
Batang Bawang	W14X311	STR_BWH_KI_6	8674.797	COMB1
Batang Diagonal	W14X233	STR_MI_KA_1	-7095.521	COMB1
Batang Vertikal	W12X210	STR_VER_KA_2	-4135.443	COMB1
7,5 m				
Batang Atas	W14X370	STR_ATS_KA_6	-14262.065	COMB2

Lanjutan Tabel 5.18 Rekapitulasi Nilai Gaya Aksial

Batang Bawang	W14X283	STR_BWH_KI_6	7854.664	COMB1
Batang Diagonal	W14X233	STR_MI_KA_1	-6936.909	COMB1
Batang Vertikal	W12X210	STR_VER_KA_2	-4138.008	COMB1
8 m				
Batang Atas	W14X342	STR_ATS_KA_5	-13330.162	COMB1
Batang Bawang	W14X257	STR_BWH_KI_6	7066.359	COMB1
Batang Diagonal	W14X257	STR_MI_KA_1	-6799.656	COMB1
Batang Vertikal	W12X210	STR_VER_KA_2	-4138.548	COMB1

Tabel 5.19 Rekapitulasi Nilai Momen

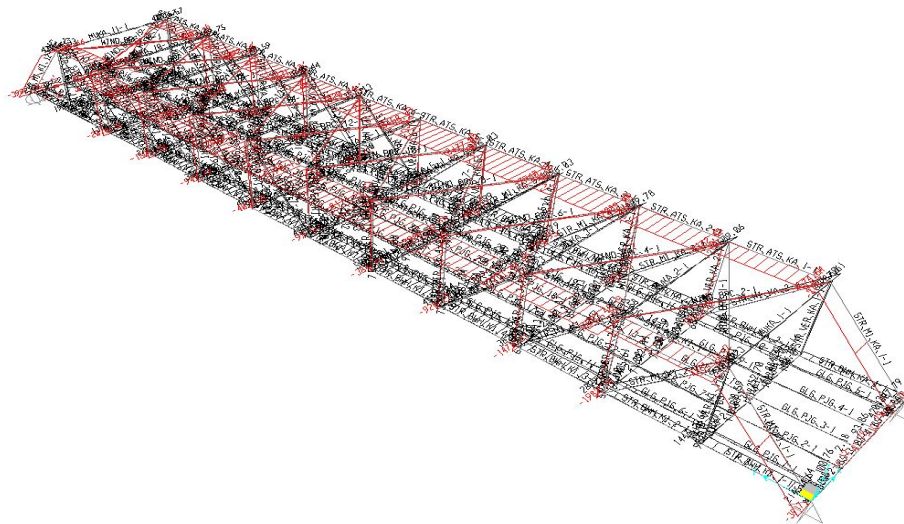
Daerah	Jenis Profil	Letak	Momen kN.m	Kombinasi
6 m				
Batang Atas	W14X426	STR_ATS_KI_10	173.917	COMB2
Batang Bawang	W14X370	STR_BWH_KA_3	135.109	COMB2
Batang Diagonal	W14X257	STR_MI_KA_1	79.306	COMB5
Batang Vertikal	W14X211	STR_VER_KA_2	1001.404	COMB5
7 m				
Batang Atas	W14X398	STR_ATS_KI_1	150.583	COMB1
Batang Bawang	W14X311	STR_BWH_KA_3	107.292	COMB1
Batang Diagonal	W14X233	STR_MI_KA_1	99.610	COMB5
Batang Vertikal	W12X210	STR_VER_KI_10	818.807	COMB5
7,5 m				
Batang Atas	W14X370	STR_ATS_KI_1	147.064	COMB1
Batang Bawang	W14X283	STR_BWH_KA_3	103.138	COMB1

Lanjutan Tabel 5.19 Rekapitulasi Nilai Momen

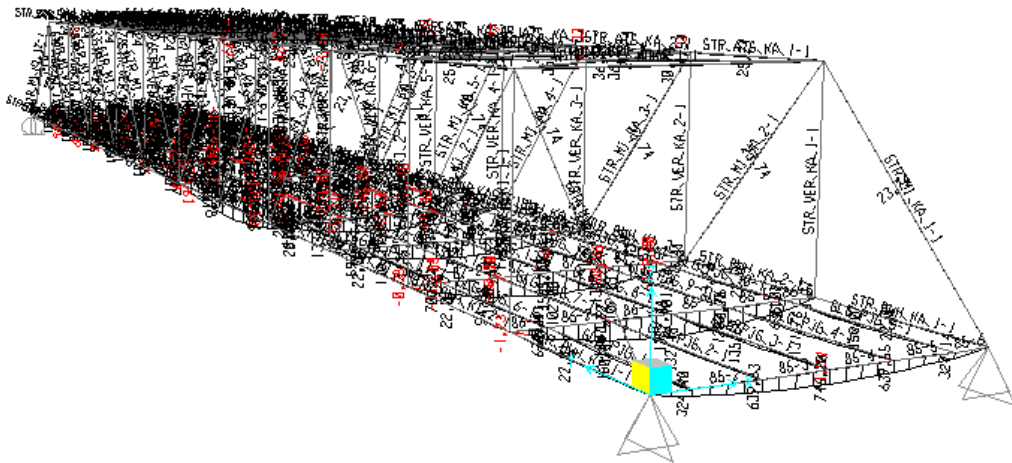
Batang Diagonal	W14X233	STR_MI_KA_1	101.054	COMB5
Batang Vertikal	W12X210	STR_VER_KI_10	781.542	COMB5
8 m				
Batang Atas	W14X342	STR_ATS_KI_1	142.561	COMB1
Batang Bawah	W14X257	STR_BWH_KA_3	101.178	COMB1
Batang Diagonal	W14X257	STR_MI_KA_1	103.152	COMB5
Batang Vertikal	W12X210	STR_VER_KI_10	578.791	COMB5

5.3.2 Permodelan *Truss*

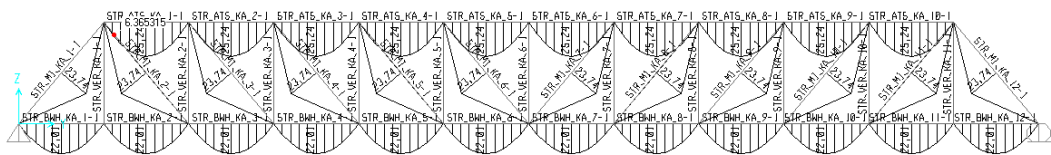
Gaya-gaya dalam yang didapatkan dari permodelan *truss* disini diambil gaya aksial dan momen. Nilai gaya aksial dan momen akibat beban kombinasi pada masing-masing model jembatan dapat dilihat pada gambar 5.22.



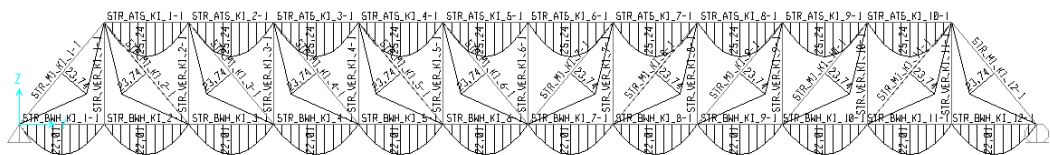
Gambar 5.22 Hasil Analisis Struktur Gaya Aksial dalam 3D



Gambar 5.23 Hasil Analisis Struktur Momen Lentur (BMD) dalam 3D



Gambar 5.24 Hasil Analisis Struktur Momen Lentur (BMD) dalam 2D Kanan



Gambar 5.25 Hasil Analisis Struktur Momen Lentur (BMD) dalam 2D Kiri

Nilai gaya aksial dan momen pada masing-masing model jembatan akibat beban kombinasi, seperti ditunjukkan pada tabel. 5.20 dan tabel 5.21.

Tabel 5.20 Rekapitulasi Nilai Gaya Aksial

Daerah	Jenis Profil	Letak	Gaya Aksial (<i>Axial Force</i>) kN	Kombinasi
6 m				
Batang Atas	W14X426	STR_ATS_KI_6	-17930.604	COMB2
Batang Bawang	W14X370	STR_BWH_KI_6	13021.886	COMB1
Batang Diagonal	W14X257	STR_MI_KA_1	-7555.9	COMB2
Batang Vertikal	W12X211	STR_VER_KI_10	-4223.464	COMB2
7 m				
Batang Atas	W14X398	STR_ATS_KA_6	-15311.156	COMB2
Batang Bawang	W14X311	STR_BWH_KI_6	10641.707	COMB1
Batang Diagonal	W14X233	STR_MI_KA_12	-7138.407	COMB2
Batang Vertikal	W12X210	STR_VER_KA_2	-4220.982	COMB2
7,5 m				
Batang Atas	W14X370	STR_ATS_KA_6	-14264.881	COMB2
Batang Bawang	W14X283	STR_BWH_KI_6	9690.364	COMB1
Batang Diagonal	W14X233	STR_MI_KA_12	-6966.851	COMB2
Batang Vertikal	W12X210	STR_VER_KA_2	-4217.339	COMB2
8 m				
Batang Atas	W14X342	STR_ATS_KA_5	-13335.209	COMB1
Batang Bawang	W14X257	STR_BWH_KI_6	8812.854	COMB1
Batang Diagonal	W14X257	STR_MI_KA_12	-6854.002	COMB2
Batang Vertikal	W12X210	STR_VER_KA_2	-4210.82	COMB1

Tabel 5.21 Rekapitulasi Nilai Momen

Daerah	Jenis Profil	Letak	Momen kN.m	Kombinasi
6 m				
Batang Atas	W14X426	STR_ATS_KI_6	25,236	COMB2
Batang Bawang	W14X370	STR_BWH_KI_6	22,009	COMB1
Batang Diagonal	W14X257	STR_MI_KA_1	23,742	COMB2
Batang Vertikal	W14X211			
7 m				
Batang Atas	W14X398	STR_ATS_KA_6	23,519	COMB2
Batang Bawang	W14X311	STR_BWH_KI_6	18,254	COMB1
Batang Diagonal	W14X233	STR_MI_KA_12	23,746	COMB2
Batang Vertikal	W12X210			
7,5 m				
Batang Atas	W14X370	STR_ATS_KA_6	22,009	COMB2
Batang Bawang	W14X283	STR_BWH_KI_6	16,838	COMB1
Batang Diagonal	W14X233	STR_MI_KA_12	24,882	COMB2
Batang Vertikal	W12X210			
8 m				
Batang Atas	W14X342	STR_ATS_KA_6	20,320	COMB2
Batang Bawang	W14X257	STR_BWH_KI_6	15,199	COMB1
Batang Diagonal	W14X257	STR_MI_KA_12	26,042	COMB2
Batang Vertikal	W12X210			

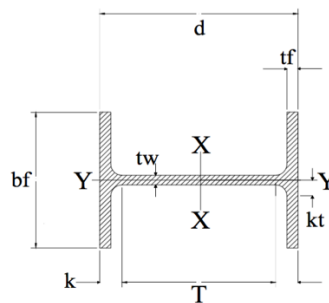
5.4 Kontrol Desain Batang

Dalam analisis suatu struktur, diperlukan kontrol desain untuk mendapatkan rasio interaksi gaya aksial dan momen. Rasio interaksi tersebut digunakan untuk mengukur tingkat keamanan dari batang yang bersangkutan. Walaupun pada *software* SAP2000 v.14 terdapat fitur kontrol desain, namun ada kalanya lebih baik untuk melakukan pengecekan secara manual.

1. Kontrol Batang Atas

Dari hasil analisis struktur *software* SAP2000 v.14 didapatkan gaya aksial tekan maksimum sebesar 17930,150 kN dan momen maksimum sebesar 173,917 kN.m (M2).

Profil yang digunakan adalah profil W14X426 . dapat dilihat pada gambar 5.26.



Gambar 5.26 Profil W14X426

Data-data profil W14X426 :

Lebar sayap, bf	= 16,7 in	= 424,180 mm
Tebal sayap, tf	= 3,04 in	= 77,216 mm
Tebal badan, tw	= 1,88 in	= 47,752 mm
Tinggi total profil, d	= 18,70 in	= 474,980 mm
Jarak antara titik berat sayap, ho	=	= 398,780 mm
Luas penampang, Ag	= 125,00 in ²	= 80645,161 mm ²
Inersia Sb. x, Ix	= 6600,00 in ⁴	= 2747138397,503 mm ⁴
Inersia Sb. y, Iy	= 2360,00 in ⁴	= 982310093,652 mm ⁴
Radius girasi Sb. x, rx	= 7,26 in	= 184,404 mm
Radius girasi Sb. y, ry	= 4,34 in	= 110,236 mm

Modulus elastis penampang, S_x	=	706,00 in ³	=	11569267,184 mm ³
Modulus elastis penampang, S_y	=	283,00 in ³	=	4637539,112 mm ³
Modulus plastis penampang, Z_x	=	869,00 in ³	=	14240358,616 mm ³
Modulus plastis penampang, Z_y	=	434,00 in ³	=	7111985,776 mm ³
Konstanta torsi, J	=	331,00 in ⁴	=	137773152,966 mm ⁴
Konstanta pilin, C_w	=	144000,00 in ⁶	=	38669164781773,800 mm ⁶
Modulus elastisitas baja, E	=		=	200000 MPa
Modulus elastis geser baja, G	=		=	77200 MPa
Tegangan leleh baja, F_y	=	50 ksi	=	344,738 MPa

- Klasifikasi penampang profil berdasarkan Tabel B4.1a (SNI 1729:2015)

➤ Batasan rasio tebal – lebar

$$\begin{aligned} \text{Sayap} &= 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 0,56 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 13,488 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Badan} &= 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,49 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 35,889 \end{aligned}$$

➤ Rasio tebal - lebar

$$\begin{aligned} \text{Sayap} &= \frac{\frac{1}{2}bf}{tf} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \cdot 424,180}{77,216} \\ &= 2,747 < 13,488, \text{ maka profil tidak langsing} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Badan} &= \frac{d-(2 \cdot tf)}{tw} \\ &= \frac{474,980-(2 \cdot 77,216)}{47,752} \\ &= 6,713 < 35,889, \text{ maka profil tidak langsing} \end{aligned}$$

- Tekuk-lentur

Panjang efektif, K = 0,5 (asumsi jepit-jepit)

Panjang batang, L = 5000 mm

Rmin diambil nilai terkecil diantara rx dan ry,

Maka yang diambil adalah ry yaitu 110,236 mm

$$\begin{aligned} \text{Rasio kelangsingan} &= \frac{K.L}{r_{min}} \\ &= \frac{0,5.5000}{110,236} \\ &= 22,679 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} &= 4,71 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 113,447 \end{aligned}$$

rasio kelangsingan $22,679 < 113,447$, maka tekuk inelastic menurut SNI 1729:2015

Tegangan tekuk Euler, Fe

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K.L}{r}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \cdot 200000}{\left(\frac{0,5 \cdot 5000}{110,236}\right)^2} \\ &= 3841,016 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan kritis tekuk lentur inelastis, Fcr menurut SNI 1729:2015

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y \\ &= \left(0,658 \frac{344,738}{3841,016}\right) \cdot F_y \\ &= 0,963 F_y \end{aligned}$$

- Tekuk-torsi

Fe profil sumbu simetri ganda untuk tekuk torsi, menurut SNI 1729:2015

$$\begin{aligned} F_e &= \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z L)^2} + G \cdot J \right] \cdot \frac{1}{I_x + I_y} \\ &= \left[\frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 38669164781773,800}{(0,5 \cdot 5000)^2} + \right. \\ &\quad \left. 77200 \cdot 137773152,966 \right] \cdot \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2747138397,503+982310093,652}$$

$$= 6129,244 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{344,738}{6129,244} = 0,056 < 2,25, \text{ maka tekuk inelastis}$$

Tegangan kritis tekuk torsi inelastis, F_{cr} menurut SNI 1729:2015

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y$$

$$= \left(0,658 \frac{344,738}{6129,244}\right) \cdot F_y$$

$$= 0,977 F_y$$

- Menghitung kuat tekan nominal profil W14X426

F_{cr} tekuk-lentur < F_{cr} tekuk puntir, maka tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur.

$$\text{Kuat tekan nominal, } P_n = F_{cr} \cdot A$$

$$= 0,963 \cdot 344,738 \cdot 80645,161 \cdot \frac{1}{1000}$$

$$= 26776,442 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat tekan ultimate, } P_u = \phi \cdot P_n$$

$$= 0,9 \cdot 26776,442$$

$$= 24098,798 \text{ kN}$$

$$\text{Rasio} = \frac{P_r}{P_c}$$

$$= \frac{17930,150}{24098,798}$$

$$= 0,744$$

- Menghitung kuat lentur penampang

Momen yang ditinjau adalah momen arah sumbu lemah karena pemasangan profil diputar. Sehingga dalam perhitungan kuat lentur (M_p) menggunakan Z_y

$$\text{Kuat lentur } ,M_p = Z_y \cdot F_y$$

$$= 7111985,776 \cdot 344,738$$

$$= 2451771427,694 \text{ N.mm}$$

$$= 2451,771 \text{ kN.m}$$

- Klasifikasi penampang profil berdasarkan Tabel B4.1b (SNI 1729:2015)

- Batasan rasio tebal – lebar

- ✓ Sayap

$$\begin{aligned} \text{kompak, } \lambda_p &= 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 0,38 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 9,153 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{non kompak, } \lambda_r &= 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,0 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 24,086 \end{aligned}$$

- ✓ Badan

$$\begin{aligned} \text{kompak, } \lambda_p &= 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 3,76 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 90,565 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{non kompak, } \lambda_r &= 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 5,70 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 137,292 \end{aligned}$$

- Rasio tebal – lebar

- ✓ Sayap

$$\begin{aligned} &= \frac{\frac{1}{2}bf}{tf} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \cdot 424,180}{77,216} \\ &= 2,747 < 9,153 < 24,086 \end{aligned}$$

maka profil kompak

- ✓ Badan

$$= \frac{d-(2.tf)}{tw}$$

$$= \frac{474,980 - (2,77,216)}{47,752}$$

$$= 6,713 < 90,565 < 137,292$$

maka profil kompak

- Faktor C_b menurut SNI 1729:2015

$$M_A = 73,969 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 13,866 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 88,577 \text{ kN.m}$$

$$M_{maks} = 173,917 \text{ kN.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot |M_{maks}|}{2,5 \cdot |M_{maks}| + 3 \cdot |M_A| + 4 \cdot |M_B| + 3 \cdot |M_C|}$$

$$= \frac{12,5 \cdot |173,917|}{2,5 \cdot |173,917| + 3 \cdot |73,969| + 4 \cdot |13,866| + 3 \cdot |88,577|}$$

$$= 2,223$$

- Momen nominal terhadap kondisi batas tekuk torsi-lateral menurut SNI 1729:2015

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 1,76 \cdot 110,236 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}}$$

$$= 4673,116 \text{ mm}$$

$$= 4,673 \text{ m}$$

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

$$= 1,95 \cdot 129,794 \cdot \frac{200000}{0,7 \cdot 344,738} \cdot \sqrt{\frac{137773152,966 \cdot 1}{11569267,2 \cdot 14240358,616}}$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{137773152,966 \cdot 1}{11569267,2 \cdot 14240358,616}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 344,738}{200000}\right)^2}$$

$$= 51334,154 \text{ mm}$$

$$= 51,334 \text{ m}$$

$$L_b = 5000,000 \text{ mm}$$

$$= 5,000 \text{ m}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, terlihat bahwa,

L_p (4,673 m) < L_b (5,000 m) < L_r (51,334 m), maka momen nominal menurut SNI 1729:2015 :

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_y) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \\ &= 2,223 [2451,771 - (2451,771 - 0,7 \cdot 344,738 \cdot \\ &\quad 4637539,112) \cdot \left(\frac{5 - 4,673}{51,334 - 4,673} \right)] \\ &= 5412,362 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Jadi, $M_n > M_p$, maka yang dipakai adalah $M_n = M_p$

Kuat lentur Batang, $M_n = 2451,771 \text{ kN.m}$

$$\phi = 0,9 \text{ (LRFD)}$$

$$\begin{aligned} \mu &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,9 \cdot 2451,771 \\ &= 2206,594 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Interaksi gaya aksial dan lentur

$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= \frac{Pr}{P_c} \\ &= \frac{17930,150}{24098,798} \\ &= 0,744 > 0,2 \end{aligned}$$

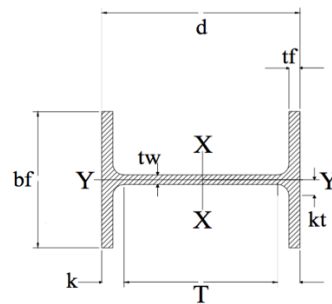
Sehingga,

$$\begin{aligned} \frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}} \right) &\leq 1,0 \\ \frac{17930,150}{24098,798} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{173,917}{0,9 \cdot 2206,594} \right) &= 0,814 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK !} \end{aligned}$$

2. Kontrol Batang Bawah

Dari hasil analisis struktur *software* SAP2000 v.14 didapatkan gaya aksial tekan maksimum sebesar 10802,560 kN dan momen maksimum sebesar 135,109 kN.m (M2).

Profil yang digunakan adalah profil W14X370 dapat dilihat pada gambar 5.27.



Gambar 5.27 Profil W14X370

Data-data profil W14X370 :

Lebar sayap, bf	= 16,50 in	= 419,100 mm
Tebal sayap, tf	= 2,66 in	= 67,564 mm
Tebal badan, tw	= 1,66 in	= 42,164 mm
Tinggi total profil, d	= 17,90 in	= 454,660 mm
Jarak antara titik berat sayap, ho	=	= 386,080 mm
Luas penampang, Ag	= 109,00 in ²	= 70322,581 mm ²
Inersia Sb. x, Ix	= 5440,00 in ⁴	= 2264308012,487 mm ⁴
Inersia Sb. y, Iy	= 1990,00 in ⁴	= 828303850,156 mm ⁴
Modulus elastis penampang, Sx	= 607,00 in ³	= 9946947,848 mm ³
Modulus elastis penampang, Sy	= 241,00 in ³	= 3949282,424 mm ³
Modulus plastis penampang, Zx	= 736,00 in ³	= 12060879,104 mm ³
Modulus plastis penampang, Zy	= 434,00 in ³	= 7111985,776 mm ³
Radius girasi Sb. x, rx	= 7,07 in	= 179,578 mm
Radius girasi Sb. y, ry	= 4,27 in	= 108,458 mm
Konstanta Torsi, J	= 222,00 in ⁴	= 92403746,098 mm ⁴
Konstanta pilin, Cw	= 116000,00 in ⁶	= 31150160518651,100 mm ⁶
Modulus elastisitas baja, E	=	= 200000 MPa
Modulus elastis geser baja, G	=	= 77200 MPa
Tegangan leleh baja, Fy	= 50 ksi	= 344,738 MPa
- Kuat tarik penampang utuh menurut SNI 1729:2015		
Pn	= Fy . Ag	
	= 344,738 . 70322,581	

$$= 24242862,595 \text{ N}$$

$$= 24242,863 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_u &= 0,9 \cdot P_n \\ &= 0,9 \cdot 24242,863 \\ &= 21818,576 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kuat tarik penampang berlubang menurut SNI 1729:2015

$$P_n = F_u \cdot A_e$$

$$A_e = A_n \cdot U$$

Direncanakan sambungan dengan 1 sisi baut

Menentukan nilai *shear lag* diambil :

$$U = 0,9$$

Asumsi sambungan baut,

$$\text{Jumlah baut} = 8 \text{ buah}$$

$$\text{Diameter baut} = 39,268 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter lubang} &= d_{\text{baut}} + 2 \\ &= 39,268 + 2 \\ &= 41,268 \text{ mm}^2 \\ &= 0,041 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Menghitung luas penampang bersih menurut SNI 1729:2015,

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - (\text{jumlah baut} \cdot \text{diameter lubang} \cdot t_f) \\ &= 0,070 - (8 \cdot 0,041 \cdot 0,068) \\ &= 0,048 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Menghitung luas penampang efektif menurut SNI 1729:2015,

$$\begin{aligned} A_e &= A_n \cdot U \\ &= 0,048 \cdot 0,9 \\ &= 0,043 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Tegangan ultimit profil,

$$\begin{aligned} F_u &= 65 \text{ ksi} \\ &= 448,159 \text{ MPa} \\ &= 448159,341 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tegangan tarik profil menurut SNI 1729:2015,

$$\begin{aligned} P_n &= F_u \cdot A_e \\ &= 448159,341 \cdot 0,043 \\ &= 19367,145 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u &= 0,75 \cdot P_n \\ &= 0,75 \cdot 19367,145 \\ &= 14525,359 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pengecekan rasio gaya aksial,

$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= \frac{P_r}{P_c} \\ &= \frac{10802,560}{14525,359} \\ &= 0,744 > 0,2 \end{aligned}$$

- Menghitung kuat lentur penampang menurut SNI 1729:2015,

$$\begin{aligned} \text{Kuat lentur } ,M_p &= Z_y \cdot F_y \\ &= 7111985,776 \cdot 344,738 \\ &= 2451771427,694 \text{ N.mm} \\ &= 2451,771 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Klasifikasi penampang profil berdasarkan Tabel B4.1b (SNI 1729:2015)

➤ Batasan rasio tebal – lebar

✓ Sayap

$$\begin{aligned} \text{kompak, } \lambda_p &= 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 0,38 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 9,153 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{non kompak, } \lambda_r &= 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,0 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 24,086 \end{aligned}$$

✓ Badan

$$\begin{aligned}\text{kompak, } \lambda p &= 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 3,76 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 90,565\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{non kompak, } \lambda r &= 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 5,70 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 137,292\end{aligned}$$

➤ Rasio tebal – lebar

$$\begin{aligned}\checkmark \text{ Sayap} &= \frac{\frac{1}{2}bf}{tf} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \cdot 419,100}{67,564} \\ &= 3,102 < 9,153 < 24,086\end{aligned}$$

maka profil kompak

$$\begin{aligned}\checkmark \text{ Badan} &= \frac{d-(2 \cdot tf)}{tw} \\ &= \frac{454,660-(2 \cdot 67,564)}{42,164} \\ &= 7,578 < 90,565 < 137,292\end{aligned}$$

maka profil kompak

- Faktor C_b

$$M_A = 33,386 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 33,930 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 89,801 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{maks}} = 135,109 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}C_b &= \frac{12,5 \cdot |M_{\text{maks}}|}{2,5 \cdot |M_{\text{maks}}| + 3 \cdot |M_A| + 4 \cdot |M_B| + 3 \cdot |M_C|} \\ &= \frac{12,5 \cdot |135,109|}{2,5 \cdot |135,109| + 3 \cdot |33,386| + 4 \cdot |33,930| + 3 \cdot |89,801|} \\ &= 2,628\end{aligned}$$

- Momen nominal terhadap kondisi batas tekuk torsi-lateral menurut SNI 1729:2015,

$$\begin{aligned}
 L_p &= 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 1,76 \cdot 108,458 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\
 &= 4597,743 \text{ mm} \\
 &= 4,598 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_r &= 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{Jc}{S_x Z_x} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x Z_x}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \\
 &= 1,95 \cdot 127 \cdot \frac{200000}{0,7 \cdot 344,738} \cdot \sqrt{\frac{92403746,098.1}{9946947,848.12060879,104} + \sqrt{\left(\frac{92403746,098.1}{9946947,848.12060879,104}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 344,738}{200000}\right)^2}} \\
 &= 45120,550 \text{ mm} \\
 &= 45,121 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_b &= 5000,000 \text{ mm} \\
 &= 5,000 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, terlihat bahwa,

$L_p (4,598\text{m}) < L_b (5,000 \text{ m}) < L_r (45,121 \text{ m})$, maka momen nominal :

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_y) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \\
 &= 2,628 \left[2451,771 - (2451,771 - 0,7 \cdot 344,738 \cdot 3949282,424) \cdot \left(\frac{5 - 4,598}{45,121 - 4,598} \right) \right] \\
 &= 6378,311 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Jadi, $M_n > M_p$, maka yang dipakai adalah $M_n = M_p$

Kuat lentur Batang, $M_n = 2451,771 \text{ kN.m}$

$$\phi = 0,9 \text{ (LRFD)}$$

$$\begin{aligned}
 \mu &= \phi \cdot M_n \\
 &= 0,9 \cdot 2451,771 \\
 &= 2206,594 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Interaksi gaya aksial dan lentur

$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= \frac{Pr}{P_c} \\ &= \frac{10802,560}{14525,359} \\ &= 0,744 > 0,2 \end{aligned}$$

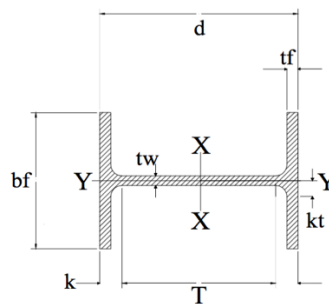
Sehingga,

$$\begin{aligned} \frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}} \right) &\leq 1,0 \\ \frac{10802,560}{14525,359} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{135,109}{0,9 \cdot 2451,771} \right) &= 0,798 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK !} \end{aligned}$$

3. Kontrol Batang Diagonal

Dari hasil analisis struktur *software* SAP2000 v.14 didapatkan gaya aksial tekan maksimum sebesar 7522,959 kN dan momen maksimum sebesar 79,306 kN.m (M2).

Profil yang digunakan adalah profil W14X257 . dapat dilihat pada gambar



Gambar 5.28 Profil W14X257

Data-data profil W14X257:

Lebar sayap, bf	= 16,00 in	= 406,400 mm
Tebal sayap, tf	= 1,89 in	= 48,006 mm
Tebal badan, tw	= 1,18 in	= 29,972 mm
Tinggi total profil, d	= 16,40 in	= 416,560 mm
Jarak antara titik berat sayap, ho		= 368,300 mm
Luas penampang, Ag	= 75,60 in ²	= 48774,194 mm ²
Inersia Sb. x, Ix	= 3400,00 in ⁴	= 1415192507,804 mm ⁴

$$\begin{aligned}
\text{Inersia Sb. y, } I_y &= 1290,00 \text{ in}^4 = 536940686,785 \text{ mm}^4 \\
\text{Modulus elastis penampang, } S_x &= 415,00 \text{ in}^3 = 6800631,560 \text{ mm}^3 \\
\text{Modulus elastis penampang, } S_y &= 161,00 \text{ in}^3 = 2638317,304 \text{ mm}^3 \\
\text{Modulus plastis penampang, } Z_x &= 487,00 \text{ in}^3 = 7980500,168 \text{ mm}^3 \\
\text{Modulus plastis penampang, } Z_y &= 246,00 \text{ in}^3 = 4031217,744 \text{ mm}^3 \\
\text{Radius girasi Sb. x, } r_x &= 6,71 \text{ in} = 170,434 \text{ mm} \\
\text{Radius girasi Sb. y, } r_y &= 4,13 \text{ in} = 104,902 \text{ mm} \\
\text{Konstanta torsi, } J &= 79,10 \text{ in}^4 = 32924037,461 \text{ mm}^4 \\
\text{Konstanta pilin, } C_w &= 67800,00 \text{ in}^6 = 18206731751418,500 \text{ mm}^6 \\
\text{Modulus elastisitas baja, } E &= 200000 \text{ MPa} \\
\text{Modulus elastis geser baja, } G &= 77200 \text{ MPa} \\
\text{Tegangan leleh baja, } F_y &= 50 \text{ ksi} = 344,738 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

- Klasifikasi penampang profil berdasarkan Tabel B4.1a (SNI 1729:2015)

➤ Batasan rasio tebal – lebar

$$\begin{aligned}
\text{Sayap} &= 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
&= 0,56 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\
&= 13,488
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Badan} &= 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
&= 1,49 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\
&= 35,889
\end{aligned}$$

➤ Rasio tebal - lebar

$$\begin{aligned}
\text{Sayap} &= \frac{\frac{1}{2}bf}{tf} \\
&= \frac{\frac{1}{2} \cdot 406,400}{48,006} \\
&= 4,233 < 13,488, \text{ maka profil tidak langsing}
\end{aligned}$$

$$\text{Badan} = \frac{d-(2.tf)}{tw}$$

$$= \frac{416,560 - (2.48,006)}{29,972}$$

$$= 10,685 < 35,889, \text{ maka profil tidak langsing}$$

- Tekuk-lentur

Panjang efektif, K = 0,5 (asumsi jepit-jepit)

Panjang batang, L = 5000 mm

Rmin diambil nilai terkecil diantara rx dan ry,

Maka yang diambil adalah ry yaitu 104,902 mm

$$\begin{aligned} \text{Rasio kelangsingan} &= \frac{K.L}{r_{min}} \\ &= \frac{0,5.5000}{104,902} \\ &= 37,226 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} &= 4,71 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 113,447 \end{aligned}$$

rasio kelangsingan $37,226 < 113,447$, maka tekuk inelastis

Tegangan tekuk Euler, Fe menurut SNI 1729:2015,

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K.L}{r}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \cdot 200000}{\left(\frac{0,5 \cdot 5000}{104,902}\right)^2} \\ &= 1425,532 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan kritis tekuk lentur inelastis, Fcr menurut SNI 1729:2015,

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) \cdot F_y \\ &= \left(0,658^{\frac{344,738}{1425,532}}\right) \cdot F_y \\ &= 0,904 F_y \end{aligned}$$

- Tekuk-torsi

Fe profil sumbu simetri ganda untuk tekuk torsi menurut SNI 1729:2015,

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

$$= \left[\frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 18206731751418,500}{(0,5 \cdot 5000)^2} + 77200.32924037,461 \right] \cdot \frac{1}{1415192507,804 + 536940686,785}$$

$$= 2510,211 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{344,738}{2510,211} = 0,137 < 2,25, \text{ maka tekuk inelastis}$$

Tegangan kritis tekuk torsi inelastis, F_{cr} menurut SNI 1729:2015,

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y$$

$$= \left(0,658 \frac{344,738}{2510,211} \right) \cdot 344,738$$

$$= 0,944 F_y$$

- Menghitung kuat tekan nominal profil W14X257

F_{cr} tekuk-lentur < F_{cr} tekuk puntir, maka tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur. Menurut SNI 1729:2015 kuat tekan dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$\text{Kuat tekan nominal, } P_n = F_{cr} \cdot A$$

$$= 0,904 \cdot 344,738 \cdot 48774,194 \cdot \frac{1}{1000}$$

$$= 15195,695 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat tekan ultimate, } P_u = \phi \cdot P_n$$

$$= 0,9 \cdot 15195,695$$

$$= 13676,125 \text{ kN}$$

$$\text{Rasio} = \frac{P_r}{P_c}$$

$$= \frac{7522,959}{13676,125}$$

$$= 0,550$$

- Menghitung kuat lentur penampang menurut SNI 1729:2015

$$\text{Kuat lentur } , M_p = Z_y \cdot F_y$$

$$= 4031217,744 \cdot 344,738$$

$$= 1389713758,555 \text{ N.mm}$$

$$= 1389,714 \text{ kN.m}$$

- Klasifikasi penampang profil berdasarkan Tabel B4.1b (SNI 1729:2015)

➤ Batasan rasio tebal – lebar

✓ Sayap

$$\begin{aligned} \text{kompak, } \lambda_p &= 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 0,38 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 9,153 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{non kompak, } \lambda_r &= 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,0 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 24,086 \end{aligned}$$

✓ Badan

$$\begin{aligned} \text{kompak, } \lambda_p &= 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 3,76 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 90,565 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{non kompak, } \lambda_r &= 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 5,70 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 137,292 \end{aligned}$$

➤ Rasio tebal – lebar

$$\begin{aligned} \text{✓ Sayap} &= \frac{\frac{1}{2}bf}{t_f} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \cdot 406,400}{48,006} \end{aligned}$$

$$= 4,233 < 9,153 < 24,086$$

maka profil kompak

✓ Badan

$$= \frac{d-(2.tf)}{tw}$$

$$= \frac{416,560-(2.248,006)}{29,972}$$

$$= 10,695 < 90,565 < 137,292$$

maka profil kompak

- Faktor C_b

$$M_A = 25,173 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 6,051 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 36,624 \text{ kN.m}$$

$$M_{maks} = 79,306 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12,5 \cdot |M_{maks}|}{2,5 \cdot |M_{maks}| + 3 \cdot |M_A| + 4 \cdot |M_B| + 3 \cdot |M_C|} \\ &= \frac{12,5 \cdot |79,306|}{2,5 \cdot |79,306| + 3 \cdot |25,173| + 4 \cdot |6,051| + 3 \cdot |36,624|} \\ &= 2,431 \end{aligned}$$

- Momen nominal terhadap kondisi batas tekuk torsi-lateral menurut SNI 1729:2015

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 1,76 \cdot 104,902 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}}$$

$$= 4446,997 \text{ mm}$$

$$= 4,447 \text{ m}$$

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

$$= 1,95 \cdot 120,650 \cdot \frac{200000}{0,7 \cdot 344,738} \cdot \sqrt{\frac{32924037,461.1}{6800631,560.7980500,168}}$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{32924037,461.1}{6800631,560.7980500,168}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 344,738}{200000}\right)^2}$$

$$= 31836,753 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 &= 31,837 \text{ m} \\
 L_b &= 7810,250 \text{ mm} \\
 &= 7,810 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, terlihat bahwa,

$L_p (4,447 \text{ m}) < L_b (7,810 \text{ m}) < L_r (31,837 \text{ m})$, maka momen nominal :

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_y) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \\
 &= 2,431 [1389,714 - (1389,714 - 0,7 \cdot 344,738 \cdot \\
 &\quad 2638317,304) \cdot \left(\frac{7,810 - 4,447}{31,837 - 4,447} \right)] \\
 &= 2962,989 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Jadi, $M_n > M_p$, maka yang dipakai adalah $M_n = M_p$

Kuat lentur , $M_n = 1389,714 \text{ kN.m}$

$$\phi = 0,9 \text{ (LRFD)}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \phi \cdot M_n \\
 &= 0,9 \cdot 1389,714 \\
 &= 1250,742 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Interaksi gaya aksial dan lentur

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio} &= \frac{Pr}{P_c} \\
 &= \frac{7522,150}{13676,125} \\
 &= 0,550
 \end{aligned}$$

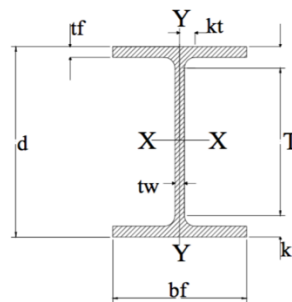
Sehingga,

$$\begin{aligned}
 \frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}} \right) &\leq 1,0 \\
 \frac{7522,150}{13676,125} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{79,306}{0,9 \cdot 1389,714} \right) &= 0,606 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK !}
 \end{aligned}$$

4. Kontrol Batang Vertikal

Dari hasil analisis struktur *software* SAP2000 v.14 didapatkan gaya aksial tekan maksimum sebesar 4113,821 kN dan momen maksimum sebesar 1001,404 kN.m (M3).

Profil yang digunakan adalah profil W14X211 . dapat dilihat pada gambar 5.29.



Gambar 5.29 Profil W14X211

Data-data profil W14X211 :

Lebar sayap, bf	= 15,80 in	= 401,320 mm
Tebal sayap, tf	= 1,56 in	= 39,624 mm
Tebal badan, tw	= 0,98 in	= 24,892 mm
Tinggi total profil, d	= 15,70 in	= 398,780 mm
Jarak antara titik berat sayap, ho		= 358,140 mm
Luas penampang, Ag	= 62,00 in ²	= 40000,000 mm ²
Inersia Sb. x, Ix	= 2660,00 in ⁴	= 1107180020,812 mm ⁴
Inersia Sb. y, Iy	= 1030,00 in ⁴	= 428720083,247 mm ⁴
Modulus elastis penampang, Sx	= 338,00 in ³	= 5538827,632 mm ³
Modulus elastis penampang, Sy	= 130,00 in ³	= 2130318,320 mm ³
Modulus plastis penampang, Zx	= 390,00 in ³	= 6390954,960 mm ³
Modulus plastis penampang, Zy	= 198,00 in ³	= 3244638,672 mm ³
Radius girasi Sb. x, rx	= 6,55 in	= 166,370 mm
Radius girasi Sb. y, ry	= 4,07 in	= 103,378 mm
Konstanta torsi, J	= 44,60 in ⁴	= 18563995,838 mm ⁴
Konstanta pilin, Cw	= 51500,00 in ⁶	= 13829597126814,900 mm ⁶
Modulus elastisitas baja, E		= 200000 MPa
Modulus elastis geser baja, G		= 77200 MPa
Tegangan leleh baja, Fy	= 50 ksi	= 344,738 MPa

- Klasifikasi penampang profil berdasarkan Tabel B4.1a (SNI 1729:2015)

- Batasan rasio tebal – lebar

$$\begin{aligned}\text{Sayap} &= 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 0,56 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 13,488\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Badan} &= 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,49 \cdot \sqrt{\frac{2000000}{344,738}} \\ &= 35,889\end{aligned}$$

- Rasio tebal - lebar

$$\begin{aligned}\text{Sayap} &= \frac{\frac{1}{2}bf}{tf} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \cdot 401,320}{39,624} \\ &= 5,064 < 13,488, \text{ maka profil tidak langsing}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Badan} &= \frac{d-(2.tf)}{tw} \\ &= \frac{398,780-(2 \cdot 39,624)}{24,892} \\ &= 12,837 < 35,889, \text{ maka profil tidak langsing}\end{aligned}$$

- Tekuk-lentur

Panjang efektif, K = 0,5 (asumsi jepit-jepit)

Panjang batang, L = 5000 mm

Rmin diambil nilai terkecil diantara rx dan ry,

Maka yang diambil adalah ry yaitu 103,378 mm

$$\begin{aligned}\text{Rasio kelangsingan} &= \frac{K.L}{r_{min}} \\ &= \frac{0,5 \cdot 5000}{103,378} \\ &= 29,020\end{aligned}$$

$$4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}}$$

$$= 113,447$$

rasio kelangsingan $29,020 < 113,447$, maka tekuk inelastis

Tegangan tekuk Euler, F_e menurut SNI 1729:2015

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \cdot 200000}{\left(\frac{0,5 \cdot 5000}{103,378}\right)^2}$$

$$= 2435,811 \text{ MPa}$$

Tegangan kritis tekuk lentur inelastis, F_{cr} menurut SNI 1729:2015

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y$$

$$= \left(0,658 \frac{344,738}{2435,811}\right) \cdot F_y$$

$$= 0,940 F_y$$

- Tekuk-torsi

F_e profil sumbu simetri ganda untuk tekuk torsi, menurut SNI 1729:2015

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

$$= \left[\frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 13829597126814,9000}{(0,5 \cdot 5000)^2} + 77200 \cdot 18563995,838 \right] \cdot \frac{1}{1107180020,812 + 428720083,247}$$

$$= 2909,533 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{344,738}{2909,533} = 0,118 < 2,25, \text{ maka tekuk inelastis}$$

Tegangan kritis tekuk torsi inelastis, F_{cr} menurut SNI 1729:2015

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y$$

$$= \left(0,658 \frac{344,738}{2909,533}\right) \cdot F_y$$

$$= 0,952 F_y$$

- Menghitung kuat tekan nominal profil W14X211
 F_{cr} tekuk-lentur < F_{cr} tekuk puntir, maka tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur. Menurut SNI 1729:2015 kuat tekan dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Kuat tekan nominal, } P_n &= F_{cr} \cdot A \\ &= 0,940 \cdot 344,738 \cdot 40000 \cdot \frac{1}{1000} \\ &= 12966,888 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tekan ultimate, } P_u &= \phi \cdot P_n \\ &= 0,9 \cdot 12966,888 \\ &= 11670,199 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= \frac{P_r}{P_c} \\ &= \frac{4113,821}{11670,199} \\ &= 0,353 \end{aligned}$$

- Menghitung kuat lentur penampang menurut SNI 1729:2015

$$\begin{aligned} \text{Kuat lentur } ,M_p &= Z_x \cdot F_y \\ &= 6390954,960 \cdot 344,738 \\ &= 220320473,917 \text{ N.mm} \\ &= 2203,205 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Klasifikasi penampang profil berdasarkan Tabel B4.1b (SNI 1729:2015)

➤ Batasan rasio tebal – lebar

✓ Sayap

$$\begin{aligned} \text{kompak, } \lambda_p &= 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 0,38 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\ &= 9,153 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{non kompak, } \lambda r &= 1,0 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 1,0 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\
 &= 24,086
 \end{aligned}$$

✓ Badan

$$\begin{aligned}
 \text{kompak, } \lambda p &= 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 3,76 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\
 &= 90,565
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{non kompak, } \lambda r &= 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 &= 5,70 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\
 &= 137,292
 \end{aligned}$$

➤ Rasio tebal – lebar

$$\begin{aligned}
 \checkmark \text{ Sayap} &= \frac{\frac{1}{2}bf}{tf} \\
 &= \frac{\frac{1}{2} \cdot 401,320}{39,624} \\
 &= 5,064 < 9,153 < 24,086
 \end{aligned}$$

maka profil kompak

$$\begin{aligned}
 \checkmark \text{ Badan} &= \frac{d-(2 \cdot tf)}{tw} \\
 &= \frac{398,780-(2 \cdot 39,624)}{24,892} \\
 &= 12,837 < 90,565 < 137,292 \\
 &\text{maka profil kompak}
 \end{aligned}$$

- Faktor C_b

$$M_A = 692,302 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 383,200 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 74,097 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{maks}} = 1001,404 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
C_b &= \frac{12,5 \cdot |M_{maks}|}{2,5 \cdot |M_{maks}| + 3 \cdot |M_A| + 4 \cdot |M_B| + 3 \cdot |M_C|} \\
&= \frac{12,5 \cdot |1001,404|}{2,5 \cdot |1001,404| + 3 \cdot |692,302| + 4 \cdot |383,200| + 3 \cdot |74,097|} \\
&= 1,976
\end{aligned}$$

- Momen nominal terhadap kondisi batas tekuk torsi-lateral menurut SNI 1729:2015

$$\begin{aligned}
L_p &= 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
&= 1,76 \cdot 103,378 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344,738}} \\
&= 4382,392 \text{ mm} \\
&= 4,382 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L_r &= 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_c}{S_x Z_x} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x Z_x}\right)^2 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \\
&= 1,95 \cdot 117,856 \cdot \frac{200000}{0,7 \cdot 344,738} \cdot \sqrt{\frac{18563995,838.1}{5538827,632.6390954,960} + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 344,738}{200000}\right)^2} \\
&= 26412,090 \text{ mm} \\
&= 26,412 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L_b &= 6000,000 \text{ mm} \\
&= 6,000 \text{ m}
\end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, terlihat bahwa,

$L_p (4,382 \text{ m}) < L_b (6,000 \text{ m}) < L_r (26,412 \text{ m})$, maka momen nominal :

$$\begin{aligned}
M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \\
&= 1,976 [2203,205 - (2203,205 - 0,7 \cdot 344,738 \cdot 5538827,632) \cdot \left(\frac{6 - 4,382}{26,412 - 4,382} \right)] \\
&= 4033,406 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

Jadi, $M_n > M_p$, maka yang dipakai adalah $M_n = M_p$

Kuat lentur , $M_n = 2203,205 \text{ kN.m}$

$$\begin{aligned}\phi &= 0,9 \text{ (LRFD)} \\ \mu &= \phi \cdot Mn \\ &= 0,9 \cdot 2203,205 \\ &= 1982,884 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Interaksi gaya aksial dan lentur

$$\begin{aligned}\text{Rasio} &= \frac{Pr}{Pc} \\ &= \frac{4113,821}{11670,199} \\ &= 0,353\end{aligned}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{Mux}{\phi \cdot Mn_x} + \frac{Muy}{\phi \cdot Mn_y} \right) &\leq 1,0 \\ \frac{4113,821}{11670,199} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{1001,404}{0,9 \cdot 2203,205} \right) &= 0,801 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK !}\end{aligned}$$

Tabel 5.22 Rekapitulasi Kontrol Desain

Nama Batang	Jenis Profil	Frame		Truss	
		Gaya Aksial (kN)	Momen (kN.m)	Gaya Aksial (kN)	Momen (kN.m)
6 m					
Batang Atas	W14X426	24098,798	2206,594	21530,382	2206,594
Batang Bawah	W14X370	14525,359	1881,198	14525,359	1881,198
Batang Diagonal	W14X257	13676,125	1250,742	10094,555	2476,063
Batang Vertikal	W14X211	11670,199	1982,884	9703,720	
7 m					
Batang Atas	W14X398	22544,641	2043,896	20110,180	2043,896
Batang Bawah	W14X311	12105,134	1545,633	12105,134	1545,633
Batang Diagonal	W14X233	12105,434	1123,634	8330,097	2216,763

Lanjutan Tabel 5.22 Rekapitulasi Kontrol Desain

Batang Vertikal	W12X210	10874,381	1769,343	7386,743	
7,5 m					
Batang Atas	W14X370	20988,074	1881,198	18681,471	1881,198
Batang Bawah	W14X283	11006,270	1393,103	11006,270	1393,103
Batang Diagonal	W14X233	11958,564	1123,634	7933,133	2216,763
Batang Vertikal	W12X210	10668,938	1769,343	6844,152	
8 m					
Batang Atas	W14X342	19436,950	1718,500	17272,237	1718,500
Batang Bawah	W14X257	9960,106	1250,742	9960,106	1250,742
Batang Diagonal	W14X233	11803,535	1123,634	7529,688	2216,763
Batang Vertikal	W12X210	10453,618	1769,343	6308,140	

Tabel 5.23 Rekapitulasi Rasio Interaksi Gaya Aksial dengan Momen

Nama Batang	Jenis Profil	Rasio <i>Frame</i>	Rasio <i>Truss</i>
6 m			
Batang Atas	W14X426	0,814	0,823
Batang Bawah	W14X370	0,808	0,907
Batang Diagonal	W14X257	0,606	0,757
Batang Vertikal	W14X211	0,801	
7 m			
Batang Atas	W14X398	0,745	0,772
Batang Bawah	W14X311	0,778	0,890
Batang Diagonal	W14X233	0,665	0,866

Lanjutan Tabel 5.23 Rekapitulasi Rasio Interaksi Gaya Aksial dan Momen

Batang Vertikal	W12X210	0,792	
7,5 m			
Batang Atas	W14X370	0,749	0,753
Batang Bawah	W14X283	0,779	0,891
Batang Diagonal	W14X233	0,660	0,888
Batang Vertikal	W12X210	0,780	
8 m			
Batang Atas	W14X342	0,760	0,762
Batang Bawah	W14X257	0,781	0,896
Batang Diagonal	W14X257	0,658	0,921
Batang Vertikal	W12X210	0,777	

5.5 Perbandingan Respon Struktur

Berdasarkan analisis dan kontrol desain diperoleh gaya-gaya dalam pada struktur akibat beban kombinasi. Gaya-gaya dalam yang dibahas adalah gaya aksial dan momen.

1. Gaya Dalam Batang Atas

Rekapitulasi gaya aksial dan momen yang terjadi pada Batang atas disajikan dalam tabel 5.24 .

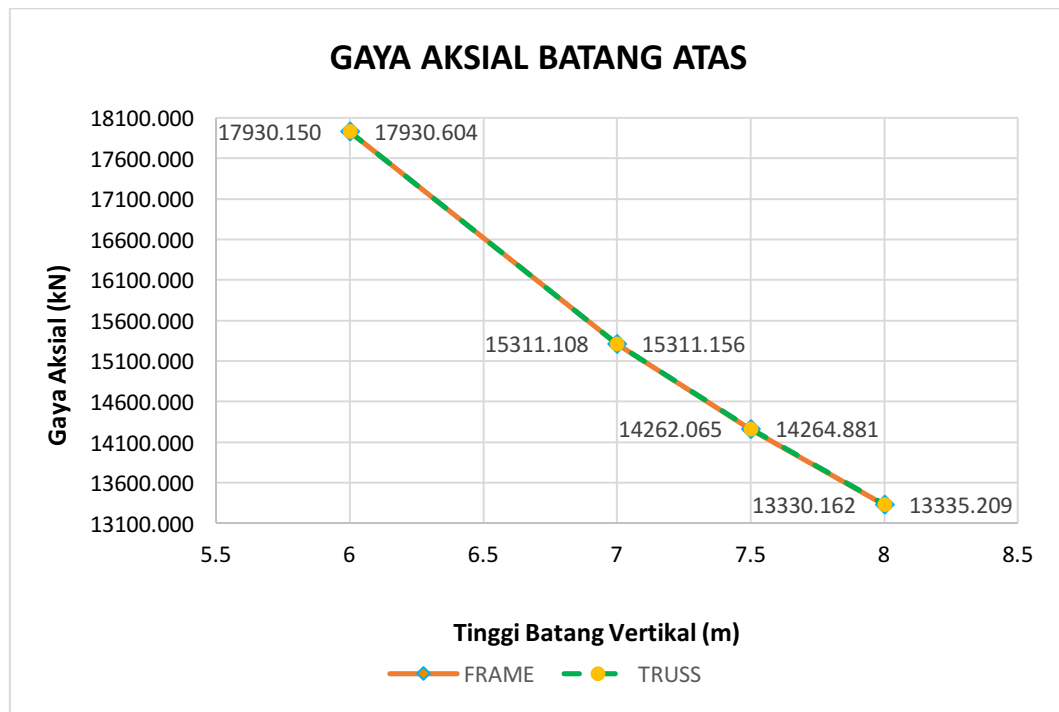
Tabel. 5.24 Rekapitulasi Gaya Aksial dan Momen Batang Atas

Tinggi Batang Vertikal	<i>Frame</i>		<i>Truss</i>	
	Gaya Aksial (kN)	Momen (kN.m)	Gaya Aksial (kN)	Momen (kN.m)
6	17930.150	173.917	17930.604	25,236
7	15311.108	150.583	15311.156	23,519
7,5	14262.065	147.064	14264.881	22,009
8	13330.162	142.561	13335.209	20,320

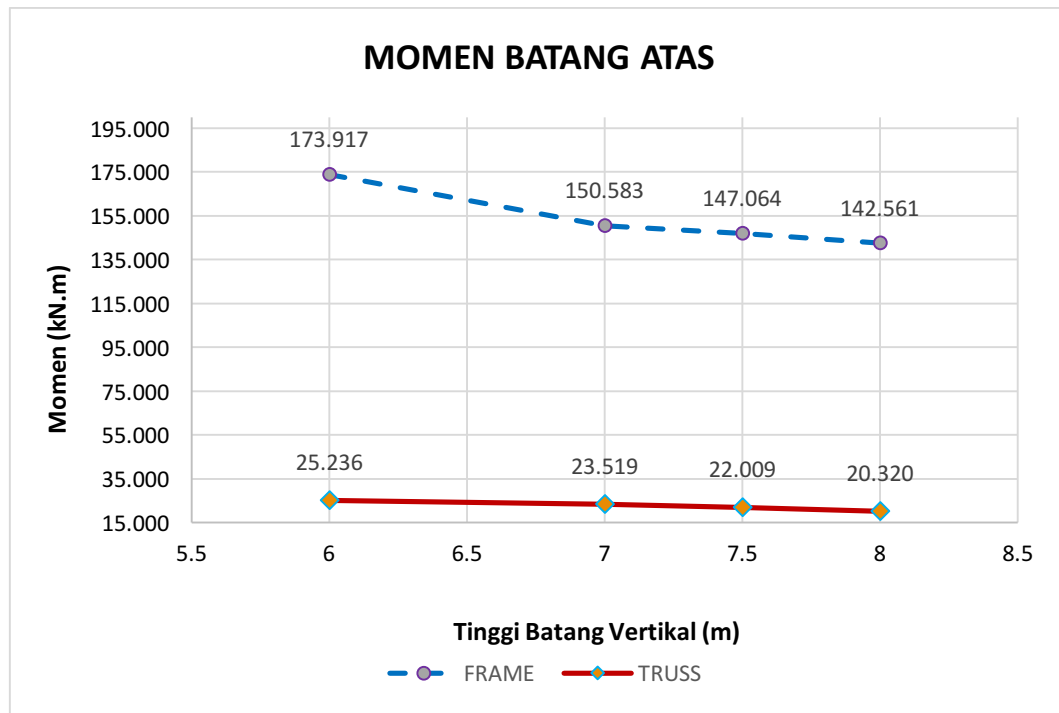
Gaya aksial maksimum pada batang atas terletak pada STR_ATS_KI_6 dengan tinggi batang vertikal 6m permodelan *truss* .Uraian lokasi adalah terletak

di Batang atas tepi kiri nomor urut 6. Gaya aksial maksimum yang dialami Batang atas adalah sebesar 17930,604 kN berupa gaya desak/tekan. Gaya desak tersebut dipengaruhi oleh kombinasi beban COMB2. Kombinasi beban dengan kode COMB2 terdiri dari beban sendiri, beban sendiri tambahan, beban pejalan kaki, beban lajur dan beban gaya rem.

Sedangkan untuk nilai momen maksimum terletak pada STR_ATS_KI_10 dengan tinggi Batang Vertikal 6m permodelan *frame*. Untuk lokasinya adalah terletak di Batang atas tepi kanan tepi kiri nomor urut 10. Momen maksimum yang dialami Batang atas adalah sebesar 173,917 kN.m. Momen maksimum dipengaruhi oleh COMB2. Kombinasi beban dengan kode COMB2 terdiri dari beban sendiri, beban sendiri tambahan, beban pejalan kaki, beban lajur dan beban gaya rem. Berikut ini disajikan gambar grafik perbandingan gaya aksial dan momen dengan permodelan *frame* dan *truss*.



Gambar 5.30 Grafik Perbandingan Gaya Aksial Batang Atas Permodelan *Frame* dan *Truss*



Gambar 5.31 Grafik Perbandingan Momen Dalam Batang Atas Permodelan *Frame* dan *Truss*

Gambar 5.34 dan Gambar 5.35 memperlihatkan bahwa gaya dalam respon struktur berupa gaya aksial (kN) dan Momen (kN.m) menurun seiring dengan bertambahnya tinggi Batang Vertikal. Untuk nilai momen, permodelan *frame* memiliki nilai momen lebih besar. Hal tersebut terjadi karena pada *truss* hanya memperhitungkan momen sendiri batang. Sehingga sebenarnya dapat dianggap tidak ada momen pada permodelan *truss*.

2. Gaya Dalam Batang Bawah

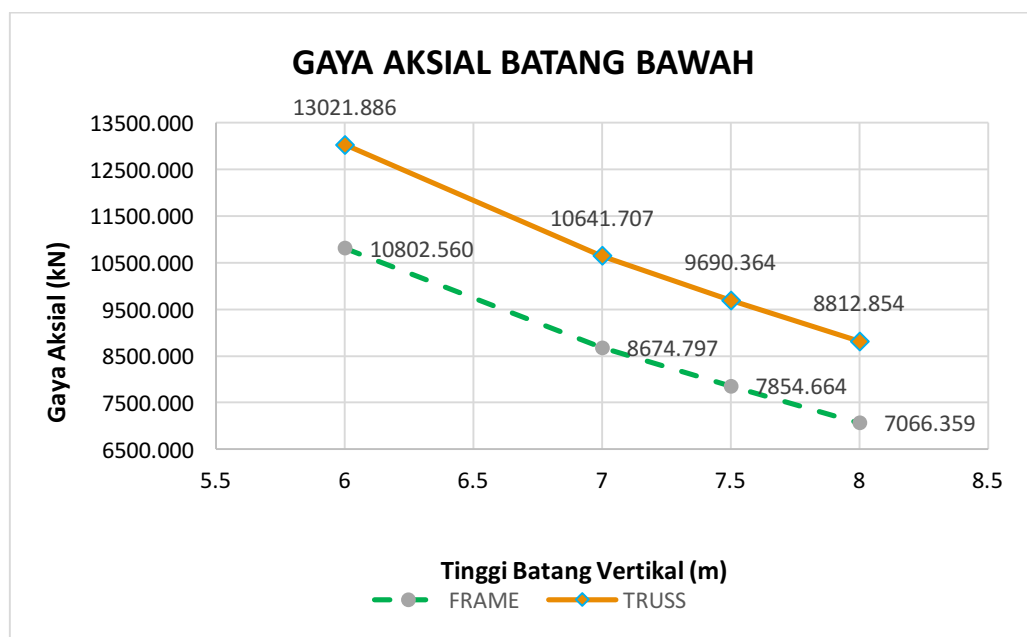
Rekapitulasi gaya aksial dan momen yang terjadi pada Batang atas disajikan dalam tabel 5.25 .

Tabel. 5.25 Rekapitulasi Gaya Aksial dan Momen Batang Bawah

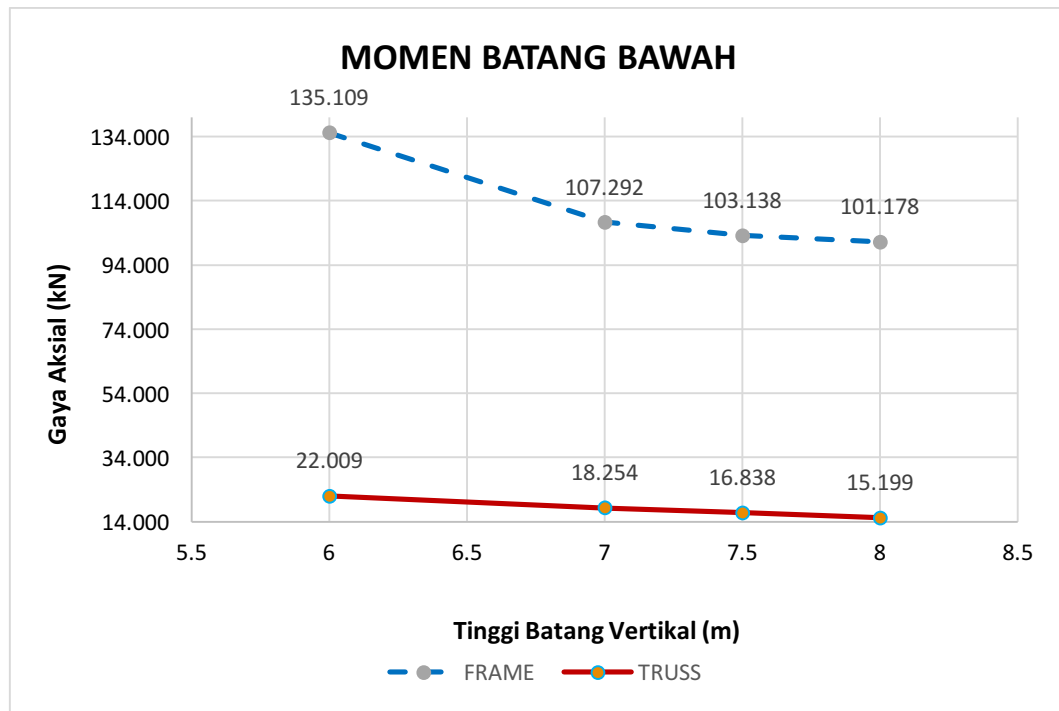
Tinggi Batang Vertikal	<i>Frame</i>		<i>Truss</i>	
	Gaya Aksial (kN)	Momen (kN.m)	Gaya Aksial (kN)	Momen (kN.m)
6	10802.560	135.109	13021.886	22.009
7	8674.797	107.292	10641.707	18.254
7,5	7854.664	103.138	9690.364	16.838
8	7066.359	101.178	8812.854	15.199

Gaya aksial maksimum pada Batang bawah terletak pada STR_BWH_KI_6 dengan tinggi Batang Vertikal 6m permodelan *truss*. Uraian lokasi adalah terletak di Batang bawah tepi kiri nomor urut 6. Gaya aksial maksimum yang dialami Batang bawah adalah sebesar 13021,886 kN berupa gaya tarik. Gaya tarik tersebut dipengaruhi oleh kombinasi beban COMB1. Kombinasi beban dengan kode COMB1 terdiri dari beban sendiri, beban sendiri tambahan, beban lajur, beban gaya rem dan beban gaya angin.

Sedangkan untuk nilai momen maksimum terletak pada STR_BWH_KA_3 dengan tinggi Batang Vertikal 6m permodelan *frame*. Untuk lokasinya adalah terletak di Batang bawah tepi kanan nomor urut 3. Momen maksimum yang dialami Batang bawah adalah sebesar 135,109 kN.m. Momen maksimum dipengaruhi oleh COMB2 Kombinasi beban dengan kode COMB2 terdiri dari beban sendiri, beban sendiri tambahan, beban lajur, beban gaya rem dan beban gaya angin. Berikut ini disajikan gambar grafik perbandingan gaya aksial dan momen dengan permodelan *frame* dan *truss*.



Gambar 5.32 Grafik Perbandingan Gaya Aksial Batang Bawah Permodelan *Frame* dan *Truss*



Gambar 5.33 Grafik Perbandingan Gaya Dalam Batang Bawah Permodelan *Frame* dan *Truss*

Gambar 5.37 dan 5.38 memperlihatkan bahwa gaya dalam respon struktur berupa gaya aksial (kN) dan Momen (kN.m) menurun seiring dengan bertambahnya tinggi Batang Vertikal. Gaya Aksial yang terjadi pada permodelan *truss* lebih besar daripada yang terjadi pada permodelan *frame*. Sedangkan untuk nilai momen, permodelan *frame* memiliki nilai momen lebih besar. Hal tersebut terjadi karena pada *truss* hanya memperhitungkan momen sendiri batang. Sehingga sebenarnya dapat dianggap tidak ada momen pada permodelan *truss*.

3. Gaya Dalam Batang Diagonal

Rekapitulasi gaya aksial dan momen yang terjadi pada Batang atas disajikan dalam tabel 5.26 .

Tabel. 5.26 Rekapitulasi Gaya Aksial dan Momen Batang Diagonal

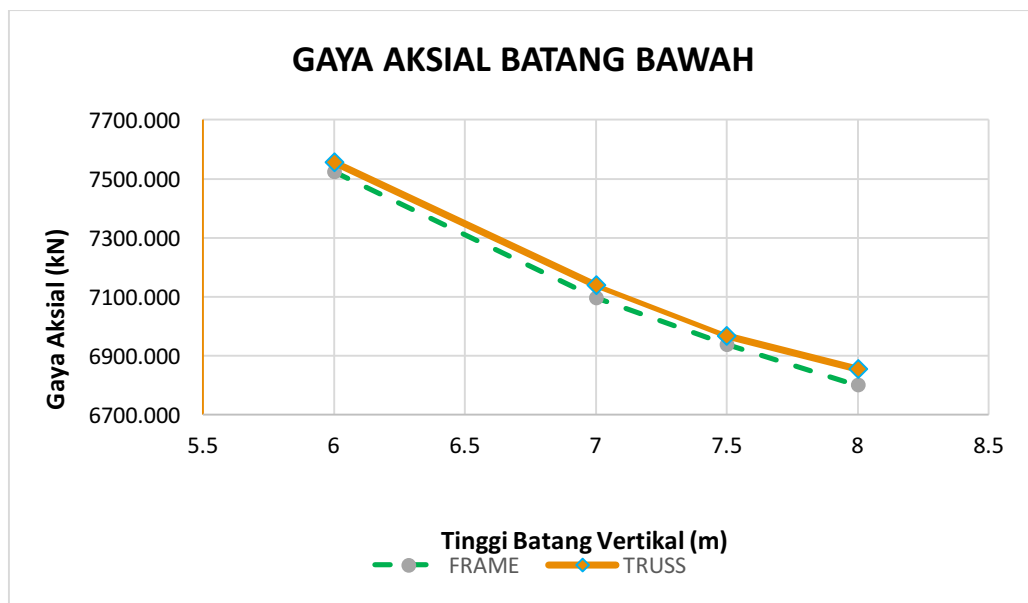
Tinggi Batang Vertikal	<i>Frame</i>		<i>Truss</i>	
	Gaya Aksial (kN)	Momen (kN.m)	Gaya Aksial (kN)	Momen (kN.m)
6	7522.959	79.306	7555.900	23.742
7	7095.521	99.610	7138.407	23.746

Lanjutan Tabel 5.26 Rekapitulasi Gaya Aksial dan Momen Batang Diagonal

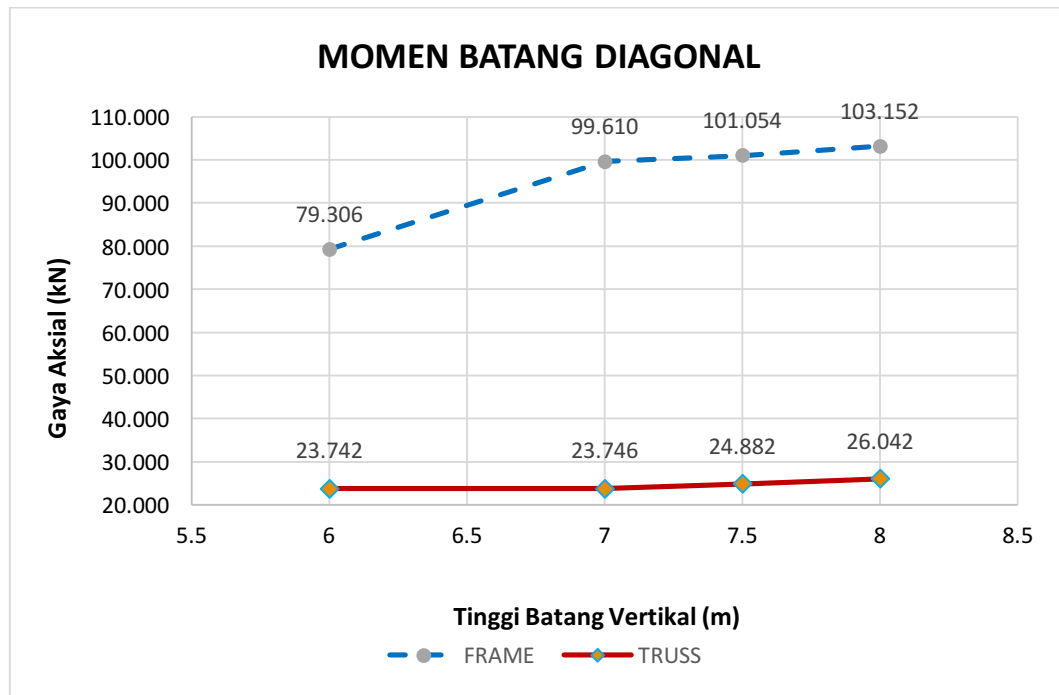
7,5	6936.909	101.054	6966.851	24.882
8	6799.656	103.152	6854.002	26.042

Gaya aksial maksimum pada batang diagonal terletak pada STR_MI_KA_1 dengan tinggi Batang Vertikal 6m permodelan *truss*. Uraian lokasi adalah terletak di batang diagonal tepi kanan nomor urut 1. Gaya aksial maksimum yang dialami batang diagonal adalah sebesar 7555,900 kN berupa gaya tekan/desak. Gaya desak tersebut dipengaruhi oleh kombinasi beban COMB2. Kombinasi beban dengan kode COMB2 terdiri dari beban sendiri, beban sendiri tambahan, beban pejalan kaki, beban lajur dan beban gaya rem.

Sedangkan untuk nilai momen maksimum terletak pada STR_MI_KA_1 dengan tinggi Batang Vertikal 8m permodelan *frame*. Untuk lokasinya adalah terletak di batang diagonal tepi kanan nomor urut 1. Momen maksimum yang dialami batang diagonal adalah sebesar 103,152 kN.m. Momen maksimum dipengaruhi oleh COMB2. Kombinasi beban dengan kode COMB2 terdiri dari beban sendiri, beban sendiri tambahan, beban pejalan kaki, beban lajur dan beban gaya rem. Berikut ini disajikan gambar grafik perbandingan gaya aksial dan momen dengan permodelan *frame* dan *truss*.



Gambar 5.34 Grafik Perbandingan Gaya Aksial Batang Atas Permodelan *Frame* dan *Truss*



Gambar 5.35 Grafik Perbandingan Momen Batang Atas Permodelan *Frame* dan *Truss*

Gambar 5.34 dan 5.35 memperlihatkan bahwa gaya dalam respon struktur berupa gaya aksial (kN) menurun seiring dengan bertambahnya tinggi batang vertikal. Untuk nilai momen permodelan *frame* dan *truss* naik seiring dengan bertambahnya tinggi batang vertikal. Namun gaya aksial yang terjadi di kedua permodelan menurun seiring dengan bertambah tingginya batang vertikal. Untuk nilai momen, permodelan *frame* memiliki nilai momen lebih besar. Hal tersebut terjadi karena pada *truss* hanya memperhitungkan momen sendiri batang. Sehingga sebenarnya dapat dianggap tidak ada momen pada permodelan *truss*.

4. Gaya Dalam Batang Vertikal

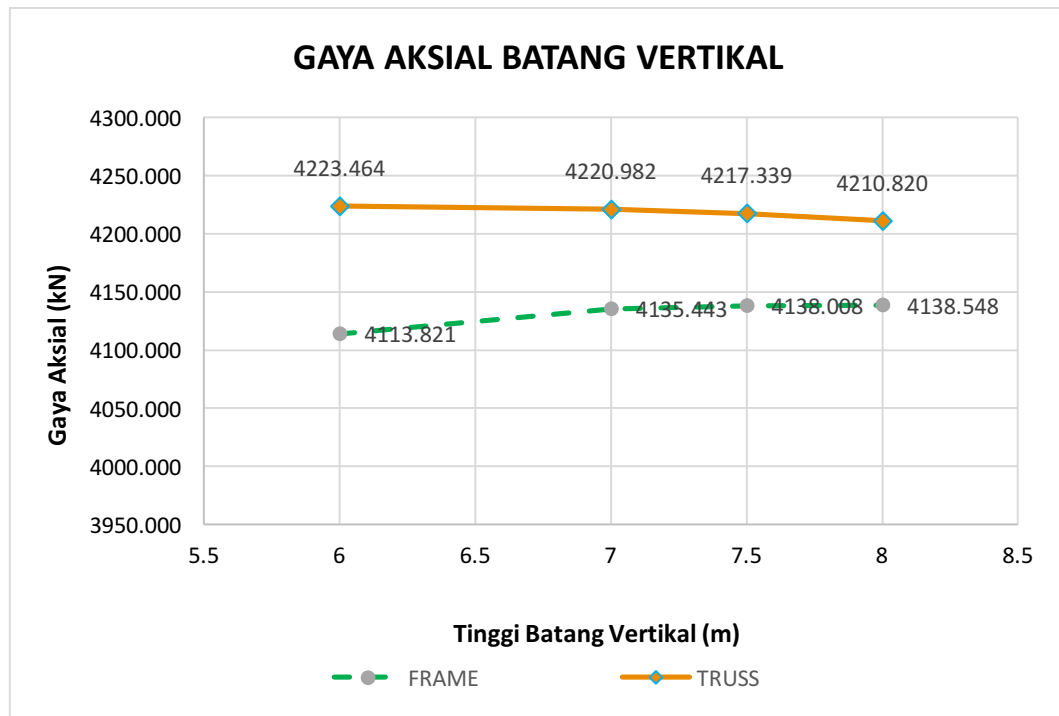
Rekapitulasi gaya aksial dan momen yang terjadi pada Batang atas disajikan dalam tabel 5.27 .

Tabel. 5.27 Rekapitulasi Gaya Aksial dan Momen Batang Vertikal

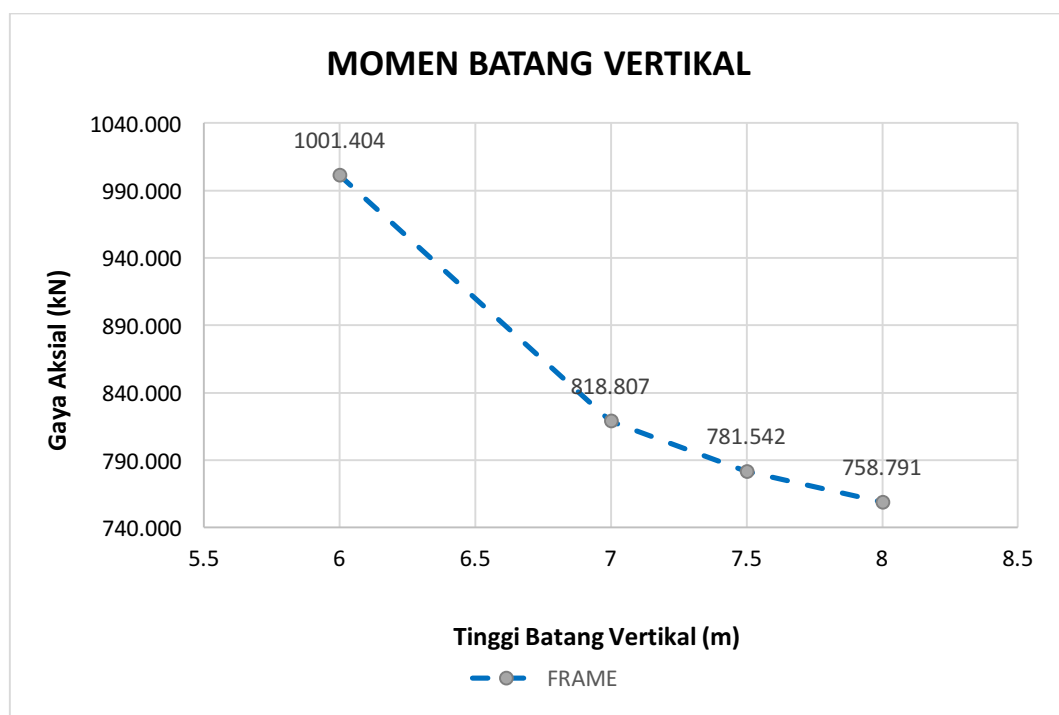
Tinggi Batang Vertikal	<i>Frame</i>		<i>Truss</i>	
	Gaya Aksial (kN)	Momen (kN.m)	Gaya Aksial (kN)	Momen (kN.m)
6	4113.821	1001.404	4223.464	
7	4135.443	818.807	4220.982	
7,5	4138.008	781.542	4217.339	
8	4138.548	758.791	4210.820	

Gaya aksial maksimum pada Batang Vertikal terletak pada STR_VER_KA_2 dengan tinggi Batang Vertikal 6m permodelan *truss*. Uraian lokasi adalah terletak di Batang Vertikal tepi kanan nomor urut 2. Gaya aksial maksimum yang dialami batang diagonal adalah sebesar 4223,464 kN berupa gaya tekan/desak. Gaya tekan/desak tersebut dipengaruhi oleh kombinasi beban COMB2. Kombinasi beban dengan kode COMB2 terdiri dari beban sendiri, beban sendiri tambahan, beban pejalan kaki, beban lajur dan beban gaya rem.

Sedangkan untuk nilai momen maksimum terletak pada STR_VER_KA_1 dengan tinggi Batang Vertikal 6m permodelan *frame*. Untuk lokasinya adalah terletak di Batang Vertikal tepi kanan nomor urut 1. Momen maksimum yang dialami Batang Vertikal adalah sebesar 1001,404 kN.m. Momen maksimum dipengaruhi oleh COMB5. Kombinasi beban dengan kode COMB5 terdiri dari beban sendiri, beban sendiri tambahan dan beban gempa. Berikut ini disajikan gambar grafik perbandingan gaya aksial dan momen dengan permodelan *frame* dan *truss*.



Gambar 5.36 Grafik Perbandingan Gaya Aksial Batang Vertikal Permodelan *Frame* dan *Truss*



Gambar 5.37 Grafik Perbandingan Momen Batang Vertikal Permodelan *Frame*

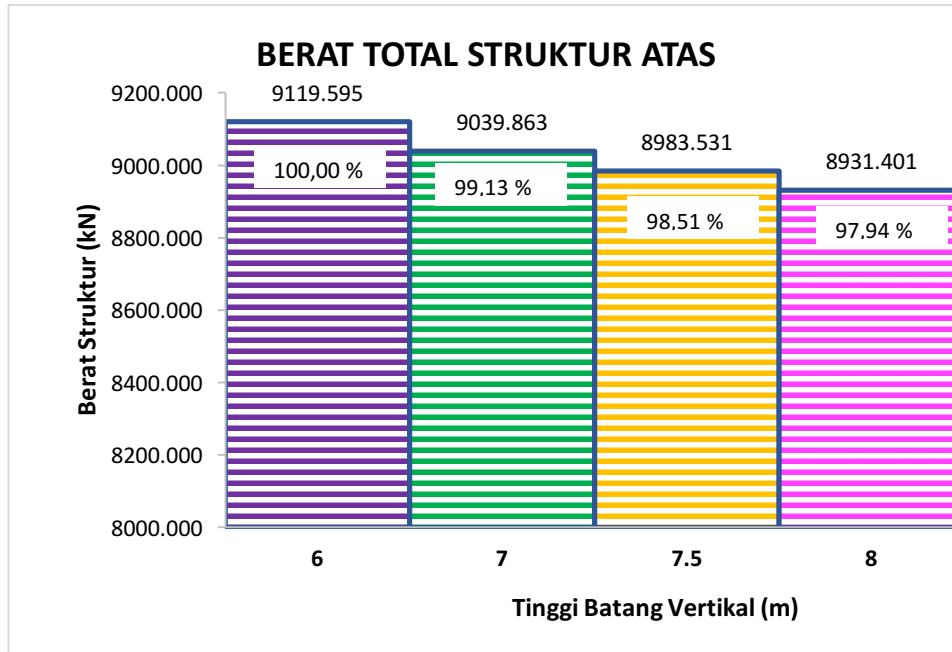
Gambar 5.36 dan 5.37 memperlihatkan bahwa gaya dalam respon struktur berupa gaya aksial (kN) permodelan *truss* menurun seiring dengan bertambahnya tinggi Batang Vertikal. Namun, permodelan *frame* menunjukkan hal sebaliknya. Gaya aksial permodelan *frame* naik seiring dengan bertambahnya tinggi Batang Vertikal. Untuk nilai momen permodelan *frame* menurun seiring dengan bertambahnya tinggi Batang Vertikal, sedangkan permodelan *truss* sama sekali tidak terjadi momen. Gaya Aksial yang terjadi pada permodelan *truss* lebih besar daripada yang terjadi pada permodelan *frame*.

5.6 Perbandingan Berat Struktur

Dari hasil perhitungan, didapatkan jumlah berat struktur yang terlihat pada grafik di bawah ini :

Tabel 5.28 Berat Struktur

Tinggi Batang Vertikal	Berat (kN)
6	9119,595
7	9039,863
7,5	8983,531
8	8931,401



Gambar 5.38 Grafik Berat Total Struktur

Pada gambar 5.38 terlihat bahwa semakin besar tinggi batang vertikal, maka berat struktur semakin kecil. Faktor penyebabnya adalah pemilihan profil. Profil yang dipilih sangat berpengaruh terhadap berat struktur. Profil yang dipilih dipakai pada permodelan *frame* dan *truss*.

5.7 Perbandingan Lendutan Struktur

Baja termasuk bahan bangunan yang memiliki sifat elastik. Bahan yang memiliki sifat elastik dapat melendut jika dibebani. Nilai lendutan sangat dipengaruhi oleh kekakuan lentur (EI).

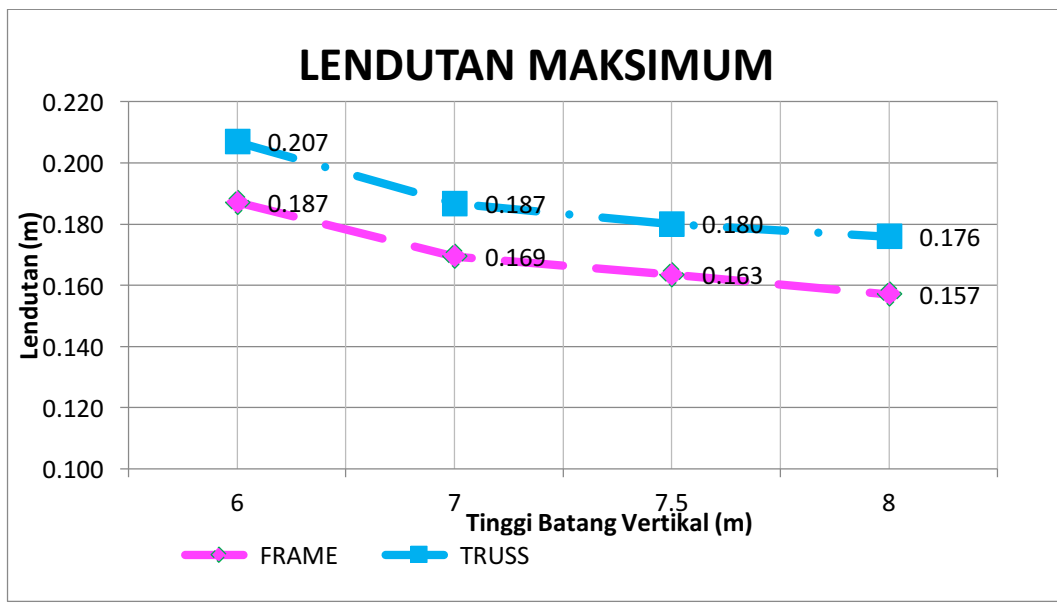
Nilai lendutan maksimum pada tiap-tiap permodelan jembatan rangka baja dapat dilihat pada Tabel 5.29.

Tabel 5.29 Lendutan Maksimum

Tinggi Batang Vertikal (m)	Lendutan (m)	
	<i>Frame</i>	<i>Truss</i>
6	0.184	0.207
7	0.166	0.187

Lanjutan Tabel 5.29 Lendutan Maksimum

7,5	0.160	0.180
8	0.156	0.176

**Gambar 5.39 Grafik Lendutan Maksimum**

Pada gambar 5.39 terlihat bahwa grafik perbandingan nilai lendutan pada kedua permodelan. Semakin tinggi batang vertikal maka struktur akan menambah nilai kekakuan struktur, sehingga semakin bertambah tinggi batang vertikal maka lendutan yang dialami struktur semakin kecil.

BAB VI

SIMPULAN DAN SARAN

6.1 Simpulan

Berdasarkan analisis dan pembahasan yang telah dilakukan, diperoleh hasil sebagai berikut ini :

1. Gaya dalam yang terjadi pada struktur secara garis besar menurun seiring dengan bertambahnya tinggi batang vertikal. Pola grafik yang terjadi relatif sama.
2. Semakin besar tinggi batang vertikal, maka berat struktur semakin kecil. Faktor penyebabnya adalah satunya adalah pemilihan profil. Profil yang dipilih sangat berpengaruh terhadap berat struktur.
3. Nilai lendutan maksimum terdapat di permodelan jembatan rangka baja dengan tinggi kolom 6m. Semakin tinggi batang vertikal maka struktur akan menambah nilai kekakuan struktur, sehingga semakin bertambah tinggi batang vertikal maka lendutan yang dialami struktur semakin kecil. Lendutan maksimum permodelan *truss* lebih besar daripada permodelan *frame*. Grafik lendutan maksimum menunjukkan bahwa garis lendutan *truss* berada diatas garis lendutan *frame*.

6.2 Saran

Saran penulis agar penelitian ini lebih kompleks, diantaranya adalah bahwa perlu.

1. adanya perhitungan Rencana Anggaran Biaya (RAB) agar dapat diketahui strktur pada ketinggian batang vertikal berapa yang memiliki biaya yang lebih ekonomis,
2. perhitungan struktur bawah agar hasil penelitian dapat dipergunakan lebih maksimal,
3. penelitian efektivitas metode pelaksanaan pekerjaan struktur atas jembatan sehingga lebih bermanfaat.

DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction. 2011. *Steel Construction Manual 14th ed*, AISC. United States of America.
- Comp, T. Allan and Donald Jackson. 1977. Bridge Truss Type : a guide to dating and identifying, *Technical Leaflet 95*. Nashville.
- Darwis, Dedy. 2016. Studi Perbandingan Penggunaan Gelagar Beton Prategang Tipe I dan U Pada Jembatan Bentang Menengah. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Dewobroto, Wiryanto. 2016. *Struktur Baja Edisi ke 2*. Lumina Press.
- Dewobroto, Wiryanto. 2017. *Komputer Rekayasa Struktur dengan SAP2000*. Lumina Press.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. 2005. *Standar Pembebanan untuk Jembatan, RSNI T-02-2005*. Badan Standardisasi Nasional.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. 1992. *Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan BMS 1992*. Badan Standardisasi Nasional.
- Departemen Pekerjaan Umum. 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung SNI 03-1729-2002*. Badan Standardisasi Nasional.
- Departemen Pekerjaan Umum. 2008. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan SNI 2833:2008*. Badan Standardisasi Nasional.
- Kartini, Dwi Aneka. 2015. Re-Desain Jembatan Nambangan Bantul Dengan Menggunakan Rangka Baja Tipe Pratt. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Kassimali, Aslam. 1993. *Structural Analysis*. PWS-Kent.
- Nasution, Thamrin.. 2012. *Modul Kuliah "Struktur Baja II"*. Departemen Teknik Sipil. FTSP.TM.
- Schodek, Daniel L. 1980. *STRUCTURES*. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs. New Jersey.
- Setiawan, Agus.. 2015. *Analisis Struktur*. Erlangga. Jakarta.
- Setiawan, Agus.. 2008. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (berdasarkan SNI-1729-2002)*. Erlangga. Jakarta.
- Supriyadi, Bambang dkk.. 2000. *Jembatan*. Beta Offset. Jakarta.
- Wahyudi, Ragil. 2017. Studi Perbandingan Desain Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Dengan Tipe *Through Arch Bridge*. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Widiantoro, Risman. 2013. Optimalisasi Struktur Rangka Jembatan Rangka Batang Baja Tipe Warren. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Surabaya.

Widjajakusuma, Jack and Helen Wijaya. 2015. Effect Of Geometries on the Natural Frequencies of Pratt Truss Bridge. *Procedia Engineering* 125 (2015) 1149 – 1555. Jakarta.