TUGAS AKHIR

ANALISIS VARIASI TINGGI JEMBATAN PADA STRUKTUR ATAS JEMBATAN RANGKA BAJA TIPE *WARREN*

(ANALYSIS OF BRIDGE HEIGHT VARIATION ON THE UPPER STRUCTURE OF THE STEEL USING WARREN TYPE FRAME)

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

KUKUH KHOIRU UMMAH

17511028

PROGRAM STUDI SARJANA TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2021

TUGAS AKHIR

ANALISIS VARIASI TINGGI JEMBATAN PADA STRUKTUR ATAS JEMBATAN RANGKA BAJA TIPE *WARREN*

(BRIDGE HEIGHT VARIATION ANALYSIS ON THE TOP STRUCTURE OF THE STEEL FRAME BRIDGE WARREN TYPE)

Disusun Oleh

Kukuh Khoiru Ummah
17511028

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

Diuji pada tanggal : 1 Oktober 2021

Oleh Dewan Penguji :

Pembimbing	Penguji I	Penguji II
Ir. Suharyatma, M.T.	**Prof. Ir. Mochamad Teguh, MSCE., Ph.D**	**Astriana Hardawati, S.T., M.Eng**
NIK : 865110201	**NIK : 855110201**	**NIK : 165111301**

Mengesahkan.
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, MT.
NIK : 885110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakrta, 25 Juni 2021

Pernyataan,

Kukuh Khoiru Ummah

(17511028)

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum, Wr. Wb.,

Alhamdulillahi Robbil'alamin. Puji dan syukur penyusun panjatkan atas nikmat Allah SWT atas segala limpahan rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan baik. Shalawat serta salam kepada junjungan Nabi Muhammad SAW, keluarga, para sahabat, dan para pengikutnya, Allahumma Sholli 'Alla Sayyidina Muhammad wa 'ala ali Sayyidina Muhammad, yang telah membawa zaman meninggalkan zaman kebodohan dan telah menjadi teladan yang sempurna.

Laporan Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat yang harus ditempuh untuk menyelesaikan pendidikan jenjang Strata Satu (S1) pada Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta. Selanjutnya, izinkanlah penyusun mengucapkan terima kasih yang tak terhingga kepada pihak-pihak yang telah membimbing dan membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini. Ucapan terima kasih tersebut penulis sampaikan kepada:

1. Ibu Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M. T., selaku Ketua Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
2. Bapak Ir. Suharyatma, M.T selaku dosen Pembimbing tugas akhir yang telah memberikan bimbingan, pembelajaran, dan nasihat baik serta motivasi yang membangkitkan semangat penulis selama penyusunan tugas akhir sehingga penulis termotivasi untuk terus menjadi lebih semangat
3. Dwi Astuti Wahyu Wulan Pratiwi, S.T ., M.T selaku dosen Pembimbing Akademik yang selalu membimbing serta memberikan banyak masukan dan motivasi selama masa kuliah

4. Seluruh dosen, pengajar, laboran, asisten, karyawan Teknik Sipil-UII yang telah memberikan ilmu dan memfasilitasi kegiatan pembelajaran penyusun selama masa kuliah,
5. Bapak Efendi dan Ibu Widarni, yang selalu mendoakan, selalu sabar dan menjadi motivasi terbesar penyusun dalam menuntut ilmu. Terima kasih tiada akhir atas semua doa, kasih sayang, kesabaran, dan ketegaran membesarkan dan mendidik anak-anak sehingga penulis menjadi seperti sekarang ini
6. Syafira Nanda Syalya yang selalu memotivasi, mendukung, mengingatkan, dan selalu membantu penulis sehingga dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini
7. M. Naufal Ghozi, Kurniawan Dika M, Aditya Agung W, dan Rizky Andrian selaku sahabat penulis, yang sudah memotivasi sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini
8. Keluarga Teknik Sipil 2017 UII yang menjadi rekan bahkan saudara selama menjalani masa kuliah, berjuang bersama, saling memotivasi. Terima kasih atas bantuan dan dorongan, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.
9. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu persatu, penulis mengucapkan terima kasih sebesar-besarnya

Penyusun berharap semoga penelitian yang telah dilakukan dan disajikan dalam bentuk tugas akhir ini dapat memberikan kontribusi yang berarti bagi dunia Teknik Sipil Indonesia dan dapat bermanfaat untuk pengembangan penelitian selanjutnya

Wassalamu'alaikum wr.wb.

Yogyakarta, 26 Juni 2019
Penulis,

DAFTAR ISI

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii

KATA PENGANTAR iv

DAFTAR ISI vi

DAFTAR TABEL viii

DAFTAR GAMBAR x

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xii

ABSTRAK xiv

ABSTRACT xv

BAB I PENDAHULUAN 1

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Rumusan Masalah 2

1.3 Tujuan 2

1.4 Batasan Penelitian 3

BAB II TINJAUAN PUSTAKA 4

2.1 Tinjauan Penelitian Terdahulu 4

BAB III LANDASAN TEORI 8

3.1 Struktur Rangka Batang 8

3.2 Jenis-Jenis Jambatan Rangka Baja 9

3.2.1 Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* 10

3.3 Pembebanan Menurut SNI 1725-2016 11

3.3.1 Beban Permanen 11

3.3.2 Beban Lalu Lintas 13

3.3.3 Aksi Lingkungan 16

3.3.4 Kombinasi Pembebanan 23

3.4 Analisis Rangka Baja Berdasarkan Metode LRFD 26

BAB IV METODOLOGI PENELITIAN 29

4.1 Metode Penelitian 29

4.2 Data Struktur 29
4.3 Model Perencanaan 30
4.4 Tahapan Perencanaan 31
4.5 Waktu Perencanaan 33
BAB V ANALISIS DATA DAN PEMBEBANAN 35
5.1 Data Analisis 35
5.2 Perhitungan Pembebanan 37
5.2.1 Beban Mati (MS) 37
5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA) 39
5.2.3 Beban Lajur "D" (TD) 43
5.2.4 Beban Pejalan Kaki (TP) 46
5.2.5 Beban Gaya Rem (TB) 47
5.2.6 Beban Angin (EW) 48
5.2.7 Beban Gempa (EQ) 51
5.2.8 Rekapitulasi Pembebanan 59
5.3 Analisis Struktur 61
5.3.1 Permodelan Jembatan *Truss* 62
5.4 Kontrol Desain Batang 65
5.5 Perbandingan Respon Struktur 94
5.6 Perbandingan Berat Struktur 98
5.6 Perbandingan Lendutan Struktur 99
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 101
6.1 Kesimpulan 101
6.2 Saran 102
DAFTAR PUSTAKA 103

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Antara Penelitian Terdahulu dan Penelitian Yang Akan Dilakukan 6

Tabel 3.1 Berat Isi Untuk Beban Mati 12

Tabel 3.2 Nilai V_0 dan Z_0 Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu 17

Tabel 3.3 Tekanan Angin Dasar 18

Tabel 3.4 Komponen Beban Angin Yang Bekerja Pada Kendaraan 19

Tabel 3.5 Faktor Amplifikasi Untuk PGA dan 0,2 Detik (F_{PGA}/F_a) 22

Tabel 3.6 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi Untuk Periode 1 Detik (F_V) 23

Tabel 3.7 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah 23

Tabel 3.8 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Hubungan Antar Elemen Struktur 23

Tabel 3.9 Kombinasi Beban dan Faktor Beban 25

Tabel 4.1 Jadwal Penulisan Tugas Akhir 34

Tabel 5.1 Data Teknis Jembatan 36

Tabel 5.3 Berat Sendiri Struktur Atas (Q_{MS}) 39

Tabel 5.4 Berat Mati Tambahan Pada Rangka Utama Jembatan 42

Tabel 5.5 Rekapitulasi Beban Angin 50

Tabel 5.6 Berat Sendiri Rangka Jembatan 51

Tabel 5.7 Berat Mati Tambahan 52

Tabel 5.8 Rekapitulasi Beban Struktur 52

Tabel 5.9 Faktor Amplifikasi Untuk PGA dan 0,2 Detik (F_{PGA}/F_a) 56

Tabel 5.10 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi Untuk Periode 1 Detik (F_V) 56

Tabel 5.11 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah 58

Tabel 5.12 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Jembatan 6,5 m 60

Tabel 5.13 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Jembatan 7 m 60

Tabel 5.14 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Jembatan 7,5 m 61

Tabel 5.15 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Jembatan 8 m 61

Tabel 5.16 Rekapitulasi Nilai Gaya Aksial 64

Tabel 5.17 Rekapitulasi Gaya Momen 65

Tabel 5.18 Rekapitulasi Kontrol Desain 94

Tabel 5.19 Rekapitulasi Gaya Aksial Batang Atas 95

Tabel 5.20 Rekapitulasi Gaya Aksial Batang Diagonal 96

Tabel 5.21 Rekapitulasi Gaya Aksial Batang Bawah 98

Tabel 5.22 Perbandingan Berat Struktur 99

Tabel 5.23 Lendutan Maksimum 100

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Susunan Batang Stabil dan Tidak Stabil 8

Gambar 3.2 Jenis-Jenis Jembatan Rangka Baja 10

Gambar 3.3 Bagian-Bagian Jembatan Rangka Baja Tipe Warren 11

Gambar 3.4 Beban Lajur D 13

Gambar 3.5 Faktor Beban Dinamus Untuk Beban T Untuk Pembebanan Lajur "D" 14

Gambar 3.6 Pembebanan Truk "T"(500kN) 15

Gambar 3.7 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) Untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun 21

Gambar 3.8 Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun (S_s) 21

Gambar 3.9 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun (S_1) 22

Gambar 4.1 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* Tinggi Jembatan 6,5 m 30

Gambar 4.2 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* Tinggi Jembatan 7 m 30

Gambar 4.3 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* Tinggi Jembatan 7,5 m 30

Gambar 4.4 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* Tinggi Jembatan 8 m 30

Gambar 4.5 *Flowchart* Tahapan Penelitian 33

Gambar 5.1 Jembatan Rangka Baja Warren 35

Gambar 5.2 Input Beban Sendiri (MS) Beton 39

Gambar 5.3 Input Beban Mati Tambahan (MA) 42

Gambar 5.4 Input Beban Terbagi Merata 44

Gambar 5.5 Input Beban Garis Terpusat 45

Gambar 5.6 Input Beban Pejalan Kaki (TD) 46

Gambar 5.7 Input Beban Rem (TB) 48

Gambar 5.8 Input Beban Angin (EW) 51

Gambar 5.9 Input Beban Gempa (EQ) 59
Gambar 5.10 Denah Profil Batang 63
Gambar 5.11 Hasil Analisis Struktur Gaya Aksial dalam 3D 63
Gambar 5.12 Hasil Analisis Struktur Momen Tampak Kiri 64
Gambar 5.13 Hasil Analisis Struktur Momen Tampak Kanan 64
Gambar 5.14 Profil W14X342 66
Gambar 5.15 Profil W14X176 70
Gambar 5.16 Profil W14X311 75
Gambar 5.17 Profil W12X106 78
Gambar 5.18 Profil W10X33 80
Gambar 5.19 Profil W10X33 85
Gambar 5.20 Profil W24X176 90
Gambar 5.21 Grafik Perbandingan Gaya Aksial Batang Atas 95
Gambar 5.22 Grafik Perbandingan Gaya Aksial Batang Diagonal 97
Gambar 5.23 Grafik Perbandingan Gaya Aksial Batang Atas 98
Gambar 5.24 Grafik Perbandingan Berat Struktur 99
Gambar 5.25 Grafik Lendutan Maksimum 100

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Ab = luas koefisien bagian samping jembatan (m2)

Ae = luas neto efektif, in2 (mm2)

Ag = luas bruto penampang dari komponen struktur, in2 (mm2)

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

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

CW = koefisien seret

Ec = Modulus elastis beton (kPa)

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

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

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

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

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/dt2)

h = Tinggi struktur (m)

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

I = faktor kepentingan

Lc = Momen Inersia (m4)

Ix , Iy = momen inersia di sumbu utama, in4 (mm4)

J = konstanta torsi, in4 (mm4)

Kh = koefisien gempa horizontal

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

Kz = faktor panjang efektif untuk tekuk torsi

L = panjang total jembatan yang dibebani (meter)

Lb = panjang antara titik-titik, baik yang dibreising melawan perpindahan lateral sayap tekan atau dibreising melawan puntir penampang

melintang, in (mm)

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

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

Pc = ØcPn = kekuatan aksial desain, kips (N)

PMA = Berat mati tambahan (kN)

PMS = Berat sendiri (kN)

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

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

S = faktor tipe bangunan

Sx = modulus penampang elastis di sumbu x, in3 (mm3)

T = Waktu getar struktur (detik)

T*EQ = gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (kN)

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

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

WTP = 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

Zx = modulus penampang plastis di sumbu x, in3 (mm3)

Øc = faktor ketahanan untuk tekan = 0,90

Øb = faktor ketahanan untuk lentur = 0,90

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

ABSTRAK

Di Indonesia jembatan rangka baja sangat sering digunakan, salah satu jenis rangkanya adalah tipe *warren.* Jembatan warren yang ada di Indonesia memilik variasi tinggi yang berbeda-beda, dengan tinggi minimum 5m dihitung dari lantai jembatan dengan bentang 40-60 m. Perbedaan tinggi yang bervariasi bisa saja berpengaruh terhadap karakteristik jembatan. Karakteristik jembatan yang mungkin dipengaruhi perbedaan tinggi jembatan meliputi gaya normal yang bekerja, berat dan efisiensi jembatan, serta lendutan yang terjadi pada jembatan. Dari hal itu dilakukan penelitian mengenai pengaruh perbedaan tinggi jembatan.

Permodelan jembatan yang dianalisis meneggunakan variasi tinggi jembatan 6,5m, 7m, 7,5m, dan 8m dengan bentang 70m. Variasi ini diambil berdasarkan rata-rata tinggi jembatan yang sering digunakan. Analisis pada penelitian ini menggunakan SNI 1725:2016 sebagai standar pembebanan jembatan. Perhitungan kapasitas profil menggunakan SNI 1729:2015. Perhitungan pembebanan dilakukan dengan software Ms.Excel 2017. Analisis struktur dilakukan menggunakan *software* SAP2000 v.19.

Hasil penelitian menunjukan bahwa semakin tinggi jembatan maka gaya aksial yang diterima cenderung lebih kecil. Gaya aksial terbesar terdapat pada variasi tinggi jembatan 6,5m. berat struktur, dan lendutan pada jembatan juga mengalami penurunan seiring bertambahnya tinggi jembatan. Kebutuhan profil baja jembatan tinggi 8m lebih efisien sebesar 12% terhadap tinggi jembatan 6,5m. Penurunan berat struktur dikarenakan pemilihan profil yang berbeda pada tiap variasi jembatan karena gaya aksial yang semakin kecil. Jembatan dengan berat struktur terberat dan lendutan paling besar terjadi pada variasi tinggi 6,5m.

Kata Kunci : *warren truss,* variasi tinggi, jembatan rangka baja

ABSTRACT

In Indonesia,steel frame bridge are very often used, one of the types of frame is the warren type. Warren bridge in Indonesia has different height variations, with a minimum height of 5 m calculated from the floor of the bridge. Varying height differences can affect the characteristics of the bridge. The characteristics of the bridge that may be affected by differences in the height of the bridge include the the normal force, weight and efficiency of the bridge, and the deflection of the bridge. From this, research was conducted on the influence of differences in bridge height.

The bridge height variations on this research are 6.5m, 7m, 7.5m, and 8m. this variation is taken based on the average height of the bridge that is often used. The analysis in this study uses SNI 1725:2016 as the standard for bridge loading. Calculation of profile capacity using SNI 1729:2015. Loading calculations are done with MS.Excel 2017. Structural analysis is performed using SAP2000 v.19.

This research shows that the higher the bridge, the smaller the axial force. The largest axial force is found in the bridge's height variation of 6.5m. The weight of the structure, and deflection also decreased as the height of the bridge increased. The steel profile requirement of a high bridge with a height of 8m is more efficient by 12% against the height of the bridge of 6.5m. The decrease in structural weight is due to the selection of the profiles in each variation of the bridge due to the smaller axial force. The bridge with the heaviest weigh and largest structural deflection occurs at a height variation of 6.5m

Keywords **:** *warren truss, height variation of bridge , truss bridge*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan adalah suatu konstruksi yang menghubungkan jalan melalui suatu rintangan dibawahnya. Jembatan berfungsi untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terputus karena adanya rintangan – rintangan seperti sungai, lembah, rel kereta api, jalan raya, maupun jurang.

Berdasarkan tipe strukturnya jembatan terdiri dari jembatan plat, plat berongga, gelagar, rangka, struktur kabel, pelengkung, dan gantung. Salah satu tipe jembatan berdasarkan strukturnya yaitu jembatan rangka baja, jembatan ini menggunakan elemen baja sebagai struktur jembatan tersebut.

Menurut Asiyanto (2008), jembatan rangka baja adalah struktur jembatan yang terdiri dari rangkaian batang – batang baja yang dihubungkan satu dengan yang lain. Salah satu tipe jembatan rangka baja adalah jembatan tipe *warren.* Struktur atas jembatan ini terdiri dari batang atas, batang diagonal, dan batang bawah. Pada batang atas dan batang diagonal jembatan ini berfungsi untuk menahan gaya desak, sedangkan batang bawah berfungsi untuk menahan gaya tarik.

Jembatan dengan tipe *warren* dapat dibuat di atas lantai kendaraan ataupun di bawah lantai kendaraan. Tipe *warren* lantai bawah adalah jembatan *warren* dengan struktur rangka batang *warren* berada di atas lantai kendaraan. Perencanaan ini menggunakan tipe *warren* lantai bawah. Jembatan dengan model rangka *warren* ini banyak sekali dijumpai di Indonesia, sehingga dipilih jembatan model ini pada penelitian yang akan dilakukan.

Di lapangan, konstruksi jembatan memiliki tinggi yang beragam tergantung dengan kebutuhan dan desain yang sudah dibuat. Berdasarkan modul yang diterbikan oleh PU mengenai “Kriteria Perencanaan Jembatan dan

Pembebanan Jembatan" tinggi minimal jembatan adalah 5m dihitung dari lantai kendaraan hingga pengaku rangka atas dengan bentang jembatan atara 40-60m untuk tipe rangka baja. Pemilihan tinggi jembatan yang berbeda-beda lebih dari batas minimalnya bisa saja mempengaruhi karakteristik dan efisiensi dari jembatan rangka.

Analisis ini mencoba membandingkan empat variasi jembatan rangka *warren* dengan perbedaan tinggi yaitu 6,5m, 7m, 7,5m, dan 8m dengan bentang jembatan 70m. pengambilan variasi tinggi tersebut berdasarkan tinggi jembatan yang sering digunakan di Indonesia dengan bentang jembatan lebih panjang dari kriteria jembatan rangka yang diterbikan PU. Penelitian ini dilakukan untuk lebih mengetahui karakteristik jembatan *warren* seperti gaya normal yang bekerja, berat jembatan, dan lendutan pada jembatan terhadap pertambahan ketinggian jembatan. Selanjutnya, diharapkan hasil dari analisis ini dapat digunakan sebagai pertimbangan dalam merencanakan jembatan rangka baja.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang sebelumnya, maka rumusan dari " Analisis Variasi Tinggi Jembatan pada Struktur Atas Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* " adalah sebagai berikut ini.

1. Bagaimana pengaruh perbedaan tinggi jembatan terhadap gaya normal aksial yang bekerja pada masing-masing model jembatan ?
2. Bagaimana pengaruh perbedaan tinggi jembatan terhadap berat struktur dan efisiensi material?
3. Bagaimana pengaruh perbedaan tinggi jembatan terhadap lendutan struktur ?

1.3 Tujuan

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

1. Menentukan pengaruh perbedaan tinggi jembatan terhadap gaya normal aksial yang terjadi pada masing-masing model jembatan.
2. Menentukan pengaruh perbedaan tinggi jembatan terhadap berat struktur dan efisiensi materialnya.

3. Menentukan pengaruh perbedaan tinggi jembatan terhadap lendutan struktur.

1.4 Batasan Penelitian

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

1. Jembatan yang menjadi objek anlisis adalah jembatan rangka baja tipe *warren*
2. Jenis lantai kendaraan adalah lantai bawah
3. Variasi tinggi jembatan adalah 6,5 meter, 7 meter, 7,5 meter dan 8 meter.
4. Panjang tiap segmen 5 meter
5. Bentang total jembatan 70 meter
6. Tumpuan jembatan ini dimodelkan sebagai sendi dan rol
7. Desain elemen rangka baja menggunakan metode LRFD (*Load Resistance Factor Design*)
8. Elemen batang rangka baja menggunakan profil baja WF (*Wide Flange)*
9. Perhitungan analisis struktur jembatan menggunakan *software* SAP2000 versi 19 dan *Microsoft Excel* versi 2017
10. Gaya dalam yang ditinjau hanya gaya aksial pada batang atas, batang bawah, dan batang diagonal
11. Standar pembebanan pada jembatan mengacu pada peraturan Standar Pembebanan Jembatan SNI 1725:2016
12. Analisis hanya meninjau rangka atas jembatan saja terutama pada bagian batang atas, batang bawah, dan batang diagonal sehingga tidak meninjau beban akibat angin kendaraan, arus, dan hanyutan
13. Penulisan tugas akhir ini tidak membahas RAB (Rencana Anggaran Biaya)
14. Perhitungan tidak termasuk menghitung struktur bawah jembatan
15. Penulisan tugas akhir ini tidak membahas mengenai metode pelaksana

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Penelitian Terdahulu

Sebagai bahan pertimbangan dalam penelitian ini dicantumkan beberapa hasil penelitian terdahulu sebagai berikut

1. Robby (2019) melakukan penelitian tentang : *Desain Jembatan Lemah Abang Menggunakan Rangka Baja Tipe Warren Dengan Lantai Jembatan Di Bawah.* Jembatan Lemah Abang yang di desain berada di kali Gembyong , Kabupaten Gunung Kidul menggunakan jenis jembatan rangka baja tipe *warren*. Jembatan ini di desain sebagai desain alternatif di wilayah tersebut. Jembatan di desain dengan lebar 9m dengan tinggi jembatan 6.5 m. Jembatan ini memiliki panjang 90 m yang dibagi menjadi 2 bentang, yaitu 45m dan 45m. Jembatan yang di desain menggunakan RSNI T-02-2005 dan SNI 1725-2016 sebagai dasar dalam analisis pembebanan jembatan. Permodelan pada jembatan ini menggunakan bantuan *software* SAP2000. Berdasrkan hasil perhitungan di dapatkan gelagar memanjang menggunakan profil IWF 440.300.11.18, gelagar melintang menggunakan profil IWF 912.302.18.34, rangka utama menggunakan profil IWF 458.417.30.50, dan ikatan angin menggunakan profil IWF 300.300.10.15. *Abutment* yang digunakan menggunakan tipe T terbalik dengan tinggi total 3,5 m dengan lebar memanjang 3m dan lebar melintang 11m. Pilar dalam perencanaan jembatan ini menggunakan tipe kolom tunggal dengan tinggi total kolom pilar setinggi 17m.
2. Atika (2018) melakukan penelitian tentang : *Analisis Variasi Tinggi Rangka Batang Pada Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt.* Analisis ini dilakukan menggunakan jembatan rangka baja tipe *Pratt* dengan bentang 60 m dan variasi tinggi batang vertikal 6m, 7m, 7,5m, dan 8m. Penelitian ini

dimaksudkan untuk mengetahui pengaruh variasi tinggi batang vertikal terhadap respon struktur, berat struktur, dan lendutan struktur pada masing-masing model jembatan. Dari hasil analisis didapatkan bahwa gaya dalam yang terjadi pada struktur secara garis besar menurun seiring dengan bertambahnya tinggi batang vertikal. Berat struktur dan lendutan mengalami penurunan seiring dengan bertambahnya tinggi batang vertikal.

3. Lazuarfy (2017) melakukan penelitian tentang : *Analisis Performansi Jembatan Rangka Baja Tipe Warren Akibat Variasi Beban Berjalan.* Analisis ini dilakukan pada jembatan rangka baja dengan tipe *warren* dengan panjang 40m, lebar 9m, dan tinggi 6m. Pada simulai dinamis dingunakan variasi jumlah kendaraan sebanyak 1, 2, 4, 6, 8, 10, dan 12 truk dengan kecepatan 5, 10, 20 m/s. analisi dilakukan menggunakan *software* Ansys Workbench 17.1 dan truk yang dipakai mengacu pada truk dua sumbu roda yang ada pada AASHTO. Dari hasil analisis diperoleh frekuensi 2,6172 Hz sebagai frekuensi ayng paling berpotensi mengguncang jembatan. Hasil simulai dinamis mendapatkan nilai tegangan maksimum sebesar 0,4401 MPa terjadi pada beban 12 truk berkercepatan 5 m/s. Akselerasi maksimum (767,97 mm/s^2) dan rata-rata (82,42 mm/s^2). Hampir seluruh variasi menghasilkan nilai frekuensi jembatan yang jauh dari frekuensi natural, kecuali pada 2 truk berkecepata 10 m/s yang menghasilkan frekuensi 2,641 Hz

2.2 Perbandingan Penelitian

Perbandingan antara penelitian terdahulu dan penelitian yang akan dilakukan dapat dilihat pada Tabel 2.1

Tabel 2.1 Perbandingan Antara Penelitian Terdahulu dan Penelitian Yang Akan Dilakukan

Penelitian Terdahulu				Penelitian Yang Akan Dilakukan
Peneliti	Ichsan Hidayatu Robby (2019)	Endah Atika (2018)	Dhiaz Pratama Lazuarfy (2017)	Kukuh Khoiru Ummah (2020)
Judul Penelitian	Desain Jembatan Lemah Abang Menggunakan Rangka Baja Tipe *Warren* Dengan Lantai Jembatan Di Bawah	Analisis Variasi Tinggi Rangka Batang Pada Jembatan Rangka Baja Tipe *Pratt*	Analisis Performansi Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* Akibat Variasi Beban Berjalan	Analisis Variasi Tinggi Jembatan Pada Struktur Atas Jembatan Rangka Baja tipe *Warren*
Tujuan	Menentukan desain jembatan Lemah Abang	Mengetahui pengaruh variasi tinggi batang vertikal terhadap respon struktur, berat struktur, dan lendutan	Mengetahui performansi jembatan terhadap variasi jumlah dan kecepatan truk yang melintas	Mengetahui pengaruh variasi tinggi jembatan terhadap respon gaya normal, berat struktur, dan lendutan
Jenis Jembatan	Rangka Baja Tipe *Warren*	Rangka Baja Tipe *Pratt*	Rangka Baja Tipe *Warren*	Rangka Baja Tipe *Warren*

(Lanjutan) Tabel 2.1 Perbandingan Antara Penelitian Terdahulu dan Penelitian Yang Akan Dilakukan

Penelitian Terdahulu				Penelitian Yang Akan Dilakukan
Peneliti	Ichsan Hidayatu Robby (2019)	Endah Atika (2018)	Dhiaz Pratama Lazuarfy (2017)	Kukuh Khoiru Ummah (2020)
Hasil	Diperloleh desain jembatan dengan panjang 90m terdiri dari 2 bentang , lebar 9m, dan tinggin 6,5m. *Abutment* yang dipakai tipe T terbalik dengan tinggi total 3,5 m dengan lebar memanjang 3m dan lebar melintang 11m. kolom pilar setinggi 17m	Dari hasil analisis didapatkan bahwa gaya dalam yang terjadi pada struktur secara garis besar menurun seiring dengan bertambahnya tinggi batang vertikal. Berat struktur dan lendutan mengalami penurunan seiring dengan bertambahnya tinggi batang vertikal.	Dari hasil analisis diperoleh frekuensi 2,6172 Hz sebagai frekuensi yang paling berpotensi mengguncang jembatan. Tegangan maksimum sebesar 0,4401 MPa terjadi pada beban 12 truk berkercepatan 5 m/s. Akselerasi maksimum (767,97 mm/s^2) dan rata-rata (82,42 mm/s^2	

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, 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).

Pada dasarnya penggunaan struktur rangka batang adalah penyusunan elemen menjadi konfigurasi yang stabil. Konfigurasi yang stabil ini dapat diperoleh dengan menyusun rangka batang menjadi konfigurasi segitiga. Dengan konfigurasi segitia ketika diberi beban pada titik buhulnya maka konfigurasi ini tidak akan berubah bentuk ataupun runtuh. Pada bentuk segi empat ataupun bujur sangkar, ketika diberi beban pada titik buhulnya maka konfigurasi ini akan dengan mudah untuk runtuh, sehingga menyebabkan perubahan bentuk atau deformasi dan menjadikan struktur ini tidak stabil. Oleh karena itu dapat dikatan bahwa struktur yang stabil adalah struktur dengan konfigurasi segitiga, dapat dilihat pada Gambar 3.1

(a) Konfigurasi tidak stabil (b) Konfigurasi stabil (c) Gaya batang

Gambar 3.1 Susunan Batang Stabil dan Tidak Stabil

(Sumber : *Structures,* Daniel L. Schodek)

Konfigurasi stabil ini membuat batang akan saling menumpu satu sama lain. Apabila suatu beban bekerja pada konfigurasi tersebut, maka beban yang bekerja pada titik buhulnya baik beban eksternal ataupun beban sendiri akan terdistribusi ke elemen – elemen batang yang menopangnya. Akibatnya beban tersebut akan menekan salah satu ataupun dua batang, batang ini disebut sebagai batang tekan dan akan mengakibatkan tertariknya batang yang lain, batang ini disebut sebagai batang tarik. Hal penting lain yang harus diperhatikan pada struktur rangka batang ialah bahwa rangka tersebut hanya dibebani oleh beban terpusat. Apabila terdapat beban yang bekerja pada batang maka menimbulkan tegangan lentur dapat terjadi. Selama beban yang berkerja terpusat pada titik buhul struktur tersebut, lentur yang terjadi pada batang tidak akan terjadi.

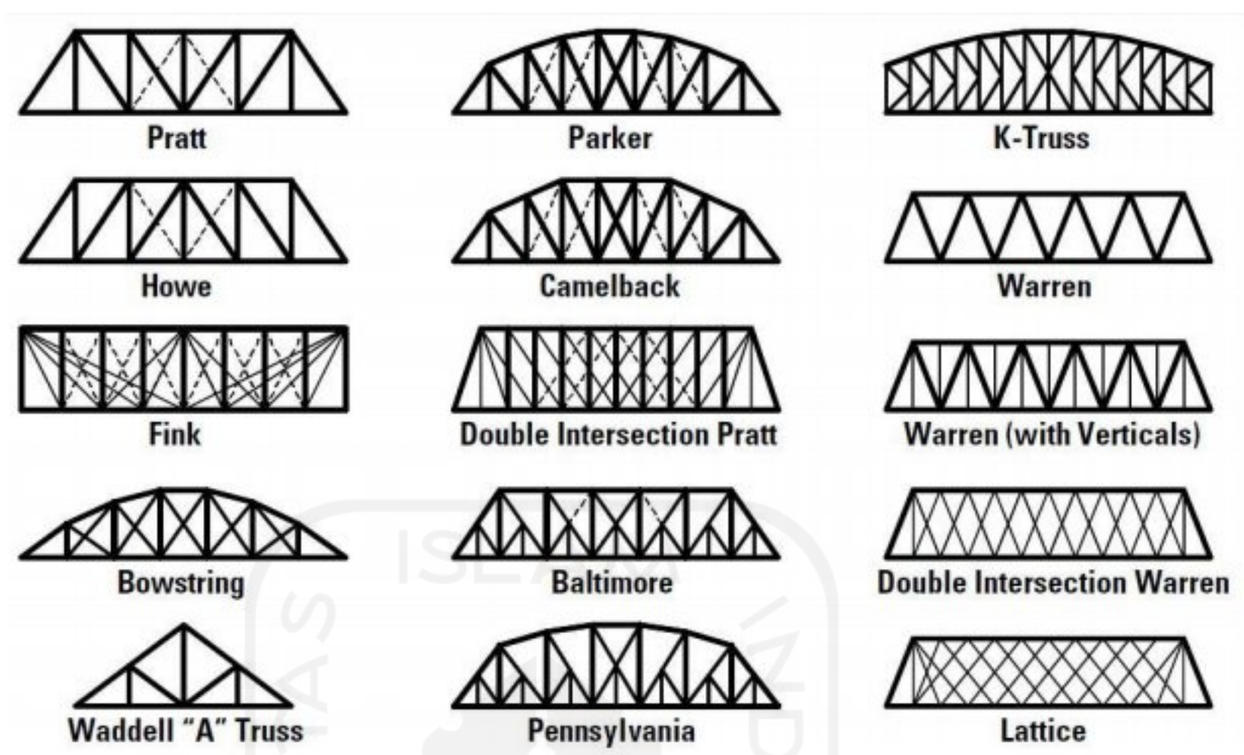
3.2 Jenis-Jenis Jambatan Rangka Baja

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 rangka baja dibedakan menjadi beberapa jenis berdasarkan jenis konfigurasi rangkanya, diataranya adalah :

1. *Warren truss*
2. *Howe truss*
3. *Prat truss*
4. *Double warren truss*
5. *Baltimore truss*
6. *Curve chord pratt truss*
7. *Through truss,* dan lain-lain.

Gambar dari jenis-jenis jembatan rangka baja dapat dilihat pada Gambar 3.2 berikut



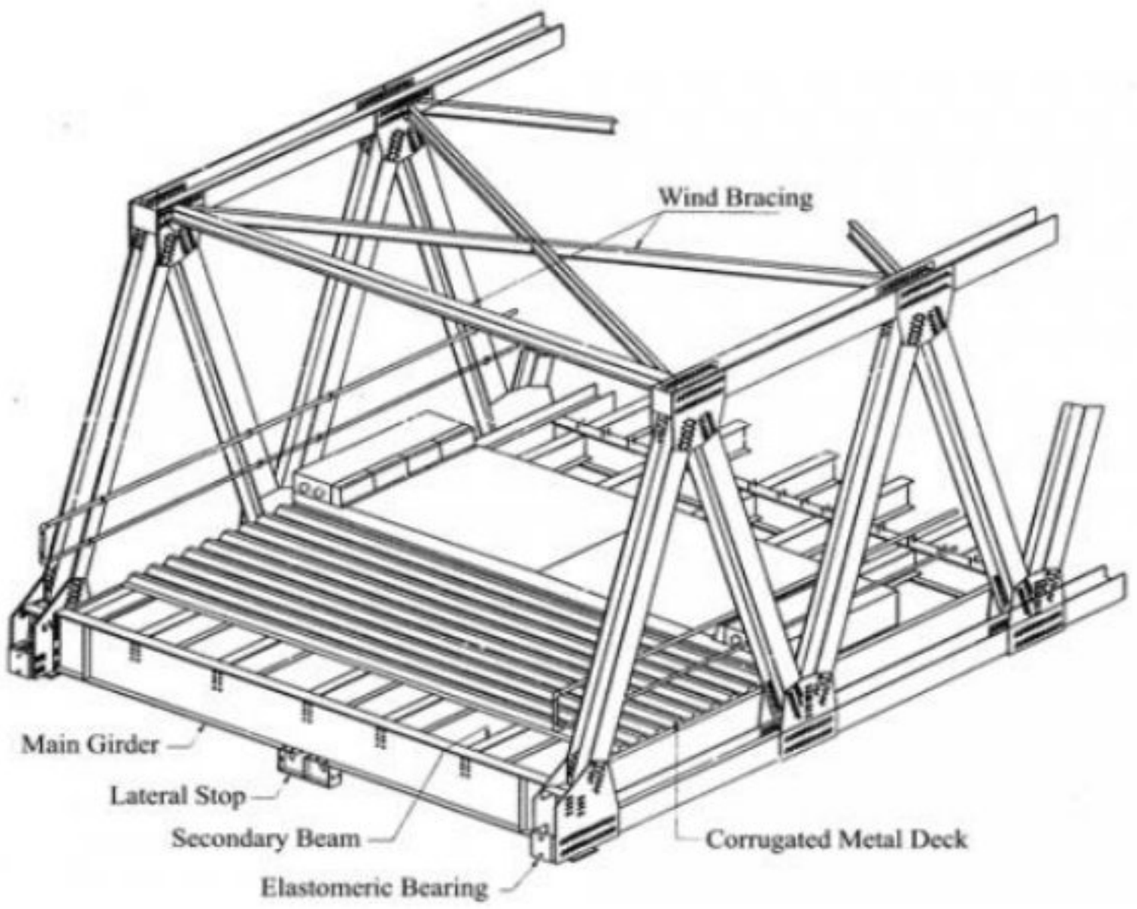
Gambar 3.2 Jenis-Jenis Jembatan Rangka Baja

(Sumber : Google.com)

Dari berbagai jenis jembatan rangka baja yang ada, jembatan yang akan digunakan dalam analisis adalah jembatan rangka baja tipe *Warren*. Jembatan rangka baja tipe *Warren* dinilai lebih umum digunakan di daerah Indonesia.

3.2.1 Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren*

Jembatan rangka tipe warren dipatenkan pada tahun 1848 oleh dua British engineers dan secara cepat diadopsi oleh American bridge design. Jembatan tipe ini memiliki konfigurasi strukutur yang sederhana dan sampai sekarang sering digunakan di lapangan. Struktur jembatan ini memliki rangka batang berbentuk segitiga-segitiga yang membuat struktur ini stabil dalam menahan gaya aksial ataupun lateral. Batang diagonal menahan diantara gaya tekan (*compression*) dan gaya tarik (*tension*). Berikut ini adalah gambar bagian-bagian jembatan tipe *Warren* dapat dilihat pada Gambar 3.3



Gambar 3.3 Bagian-Bagian Jembatan Rangka Baja Tipe Warren

(Sumber: Google.com)

3.3 Pembebanan Menurut SNI 1725-2016

SNI 1725-2016 adalah standar yang menetapkan ketentuan pembabanan yang digunakan dalam perencanaan jembatan jalan raya termasuk jembatan pejalan kaki dan bangunan sekunder terkait dengan jembatan. Beban yang dimaksud adalah beban permanen, beban lalu lintas, dan aksi lingkungan. Beban yang diatur dalam SNI 1725-2016 adalah sebagai berikut ini

3.3.1 Beban Permanen

Menurut SNI 1725-2016 Pasal 7.1 massa setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah 9,81 m/dt^2. Besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut

Tabel 3.1 Berat Isi Untuk Beban Mati

No.	Bahan	Berat isi (kN/m^3)	Kerapatan massa (kg/m^3)
1	Lapisan permukaan beraspal (*bituminous wearing surfaces*)	22,0	2245
2	Besi tuang (*cast iron*)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (*compacted sand, silt or clay*)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (*rolled gravel, macadam or ballast*)	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal (*asphalt concrete*)	22,0	2245
6	Beton ringan (*low density*)	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f'_c < 35$ MPa	22,0-25,0	2320
	$35 < f'_c < 105$ MPa	$22 + 0{,}022\ f'_c$	$2240 + 2{,}29\ f'_c$
8	Baja (*steel*)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (*hard wood*)	11,0	1125

(Sumber SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

1. Berat Sendiri (*MS*)

   Menurut SNI 1725-2016 pasal 7.2 berat sendiri adalah berat 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 nonstruktural yang dianggap tetap. Persamaan yang digunakan dalam menghitunga berat sendiri adalah sebagai berikut

   $$MS = b\ x\ h\ x\ \gamma$$
   (3.1)

   Keterangan :

   b = lebar berat yang ditinjaun (m)

   h = tebal berat yang ditinjau (m)

   γ = berat jenis (kN/m^3)

2. Beban Mati Tambahan (*MA*)

   Menurut SNI 1725-2016 pasal 7.3 beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan.

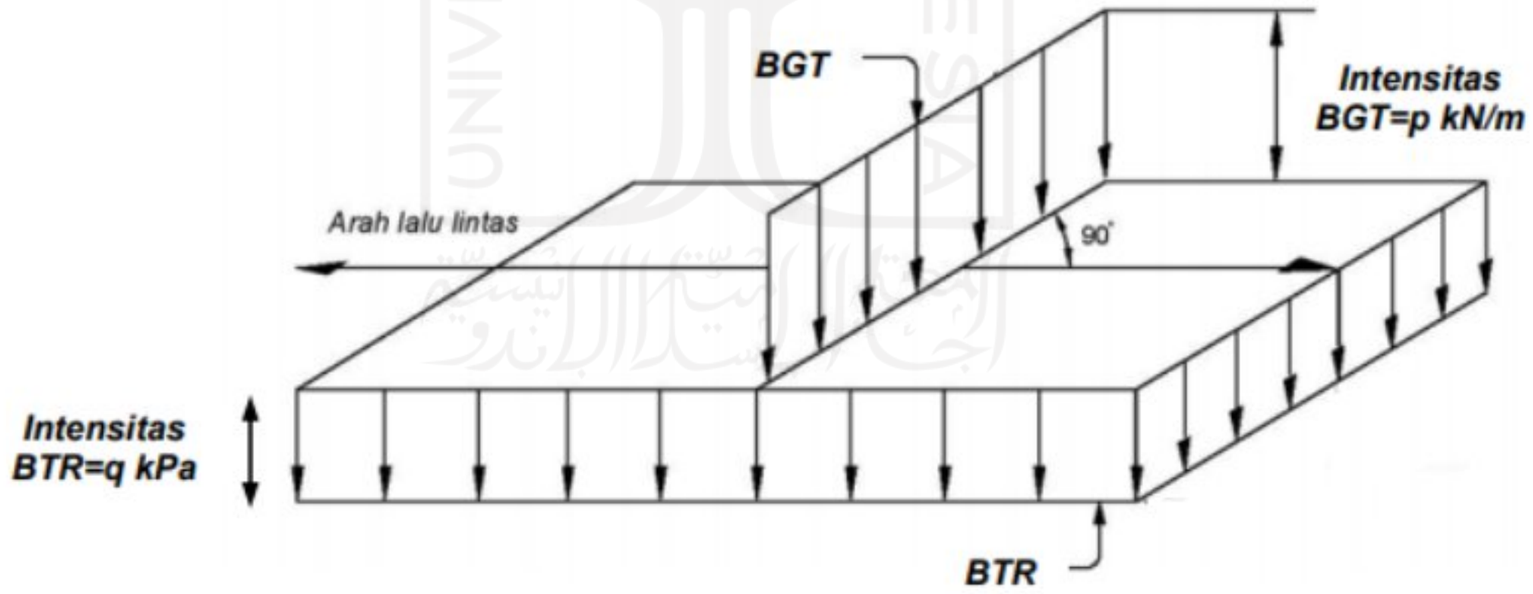
3.3.2 Beban Lalu Lintas

Menurut SNI 1725-2016 Pasal 8.1 untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur 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.

Beban truk "T" adalah satu kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk "T" diterapkan per lajur lalu lintas rencana. Beban lalu lintas terdiri dari

1. Beban Lajur "D" (*TD*)

   Beban lanjur "D" terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabungkan dengan beban garis (BGT) seperti pada Gambar 3.4 berikut



Gambar 3.4 Beban Lajur D
(Sumber : SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

a. Beban terbagi merata (BTR)

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas q kPa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu seperti berikut

Jika L ≤ 30m : $q = 9{,}0$ kPa

Jika L ≥ 30m : $q = 9{,}0 \left(0{,}5 + \frac{15}{L}\right)$ kPa

Keterangan :

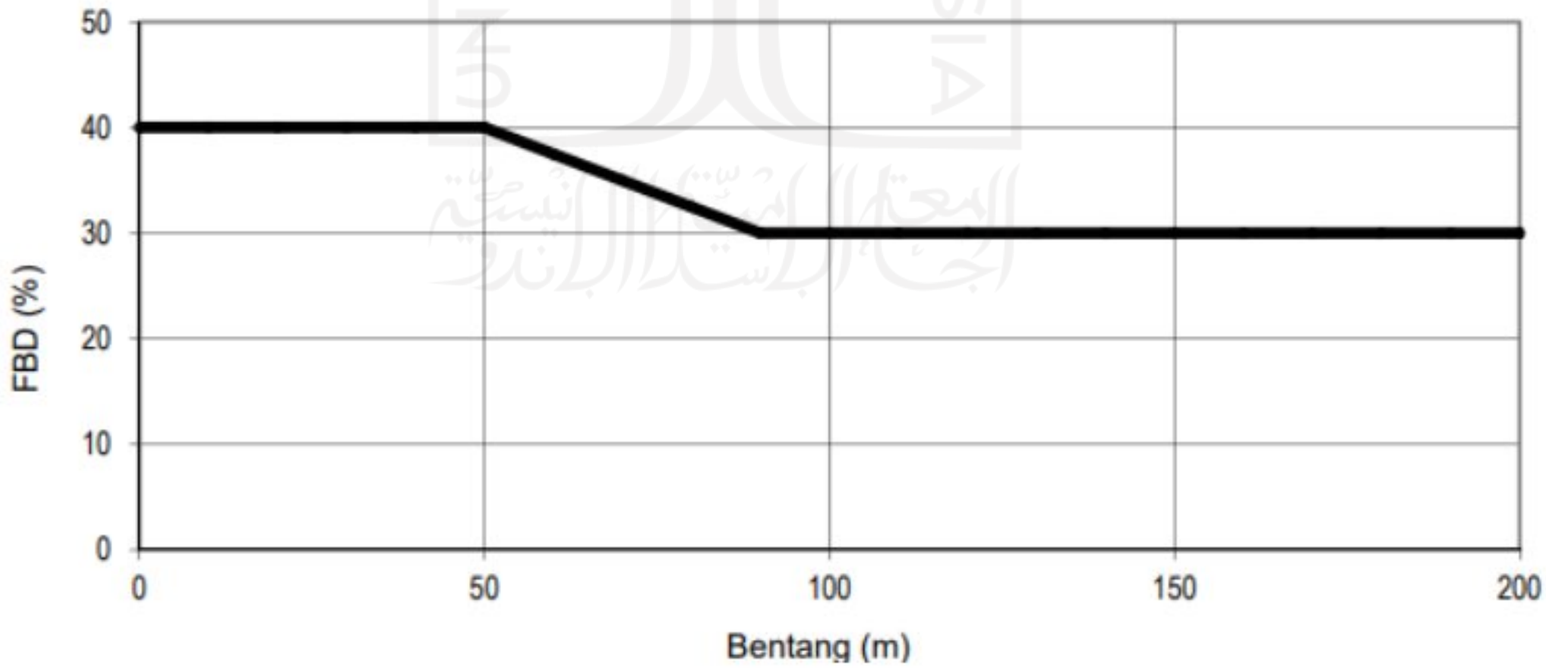
q = intensitas beban terbagi rata (BTR) arah memanjang jembatan (kPa)

L = panjang total jembatan yang dibebani (m)

b. Beban garis terpusat (BGT)

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas *p* kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas *p* 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

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Besarnya FBD tergantung pada frekuensi dasar dari suspense kendaraan, biasanya antara 2 Hz sampai 5 Hz untuk kendaraan berat, dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen. Faktor beban dinamis untuk beban pembebanan lajur "D" dapat dilihat pada Gambar 3.5



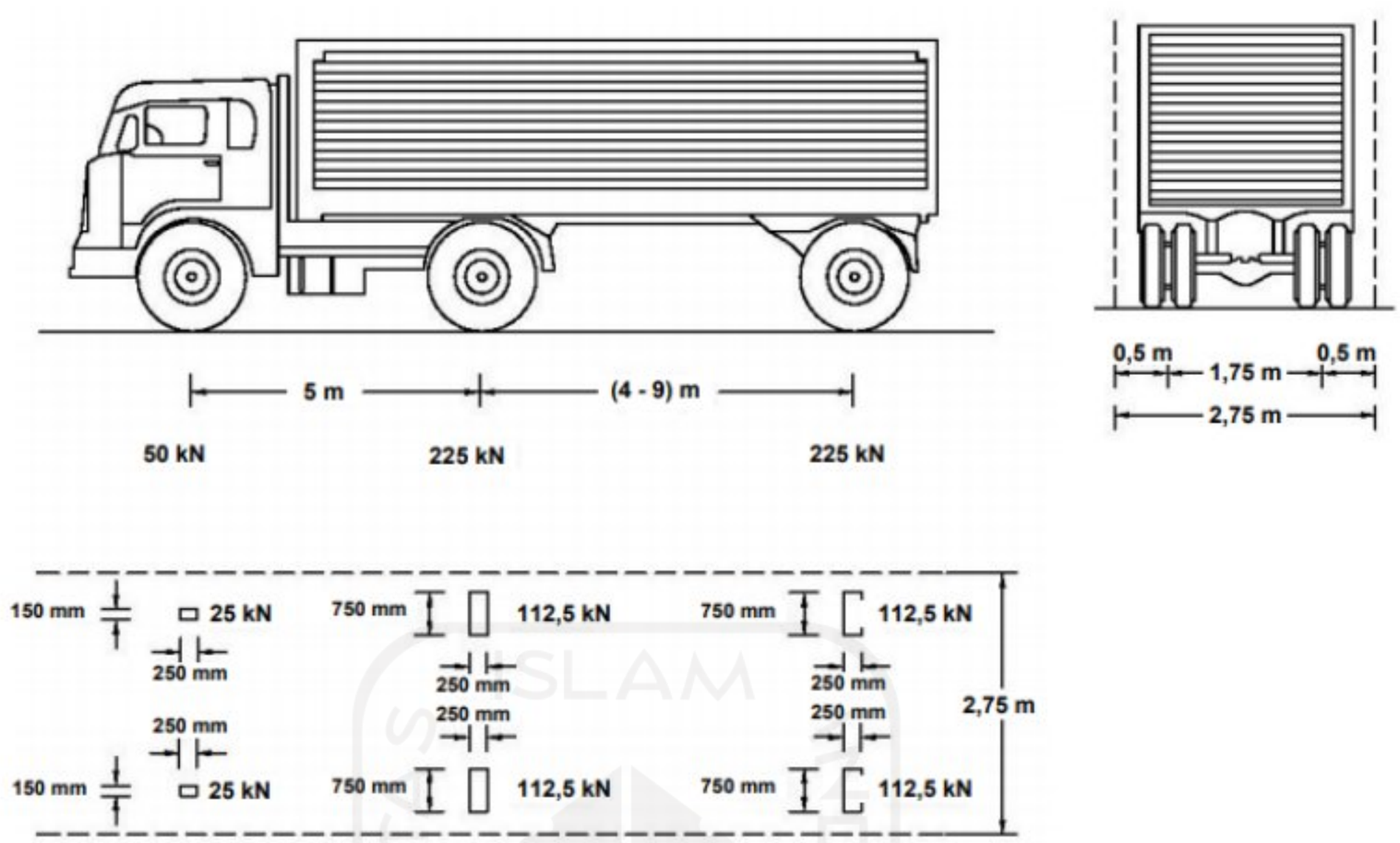
Gambar 3.5 Faktor Beban Dinamus Untuk Beban T Untuk Pembebanan Lajur "D"

(Sumber : SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

2. Beban Truk "T" (*TT*)

Beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D". Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Pembebanan truk "T" terdiri atas kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat gandar. Berat dari tiap-tiap gandar disebarkan menjadi 2 beban merata sama

besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Pembebanan truk "T" dapat dilihat pada Gambar 3.6



Gambar 3.6 Pembebanan Truk "T"(500kN)

(Sumber : SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

Dalam mendistribusikan beban truk, besarnya beban yang di akumulasikan pada plat lantai jembatan sebesar beban titik pada roda truk dalam kN, persamaan beban truk sebagai berikut

$$P_{TT} = (1 + \text{FBD}) \times T \qquad (3.2)$$

Keterangan :

FBD = Faktor beban dinamis

T = Beban roda truk dalam Kn

3. Gaya Rem (*TB*)

Berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 8.7 gaya rem harus diambil yang terbesar dari

a. 25% dari berat gandar truk desain atau,

b. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus

diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masingmasing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan.

4. Beban Pejalan Kaki (*TP*)

   Berdasarkan SNI 1725-2016 pasal 8.9, semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan.

3.3.3 Aksi Lingkungan

Menurut SNI 1725-2016 pasal 9, besarnya beban rencana yang diberikan dalam standar ini dihitung berdasarkan analisis statistik dari kejadian-kejadian umum yang tercatat tanpa memperhitungkan hal khusus yang mungkin akan memperbesar pengaruh setempat. Aksi lingkungan yang diperhitungkan dalam penelitian ini adalah

1. Beban Angin (*EW*)
   a. Tekanan angin horizontal

      Berdasarkan SNI 1725-2016 pasal 9.6.1, tekanan angin yang ditentukan pada pasal ini diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

      Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan railing yang diambil tegak lurus terhadap arah angin.

      Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm diatas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana, VDZ, harus dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_{DZ} = 2{,}5\ V_o\left(\frac{V_{10}}{V_B}\right)\ln\left(\frac{Z}{Z_o}\right) \qquad (3.3)$$

Keterangan :

V_{DZ} = Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)

V_{10} = Kecepatan angin pada elevasi 10000 mm diatas permukaan tanah atau diatas permukaan air rencana (km/jam)

V_B = Kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000mm

Z = Elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung (Z > 10000 mm)

V_o = Kecepatan gesekan angin, merupakan karakteristik meteorolgi, dapat dilihat pada Tabel 3.2

Z_o = Panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meteorologi, dapat dilihat pada Tabel 3.2

V_{10} dapat diperoleh dari :

- Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang
- Survey angin pada lokasi jembatan
- Jika tidak ada data yang lebih baik, perencana dapat mengasumsikan bahwa $V_{10} = V_B$ = 90 s/d 126 km/jam.

Tabel 3.2 Nilai V_0 dan Z_0 Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_0 (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

(Sumber SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

Tekanan angin horizontal yang dihitung hanya tekanan angin horizontal pada strukturnya saja. Tekanan angin pada kendaraan tidak diperhitungkan karena tidak terlalu berpengaruh pada struktur atas yang akan ditinjau

berdasarkan variasi tinggi jembatan. Beban angin pada tekanan angin horizontal yang ada adalah sebagai berikut.

1) Beban angin pada struktur (EW_s)

   Menurut SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.1, arah angin rencana harus diasumsikan horizontal, kecuali ditentukan lain. Dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan angin rencana dalam MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \quad (3.4)$$

Keterangan :

P_B adalah tekanan angin dasar seperti yang ditentukan dalam Tabel 3.3

Tabel 3.3 Tekanan Angin Dasar

Komponen bangunan atas	*Angin tekan* (MPa)	*Angin hisap* (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

(Sumber SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung

2) Gaya angin yang langsung bekerja pada struktur bawah

   Menurut SNI 1725-2016 Pasal 9.6.1.1b gaya melintang dan longitudinal yang harus dikerjakan pada bangunan bawah harus dihitung berdasarkan tekanan angin dasar sebesar 0,0019 Mpa.

3) Gaya angin pada kendaraan (EW_l)

   Menurut SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.2 tekanan angin rencana harus dikerjakan tidak hanya pada struktur jembatan melainkan pada

kendaraan yang melintas jembatan. Jembatan harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. Jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupun parallel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut dapat ditentukan dalam Tabel 3.4 berikut

Tabel 3.4 Komponen Beban Angin Yang Bekerja Pada Kendaraan

Sudut	**Komponen tegak lurus**	**Komponen Sejajar**
derajat	N/mm	N/mm
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,45
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

(Sumber SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

2. Pengaruh gempa

   Menurut SNI 2833-2016 Pasal jemabtan harus direncanakan agar memiiki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang siginifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun.

   Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R) dengan rumus sebagai berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \, x \, W_t \qquad (3.4)$$

Dengan,

a. Untuk periode lebih kecil dari $T_{0,}$ C_{sm} didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s)\frac{T}{T_0} + A_s \quad (3.5)$$

b. Untuk periode lebih besar atau sama dengan $T_{0,}$ dan lebih kecil atau sama dengan T_s, C_{sm} sama dengan S_{DS}

c. Untuk periode lebih besar dari T_S, C_{sm} didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.6)$$

Dengan,

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{W}{g.K}} \quad (3.7)$$

$$T_0 = 0.2\,T_s \quad (3.8)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.9)$$

Keterangan :

E_Q = gaya gempa horizontal (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

R = faktor modifikasi respons

Wt = berat total struktur (kN)

S_{DS} = nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek (T = 0.2 detik)

S_{D1} = nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 derik

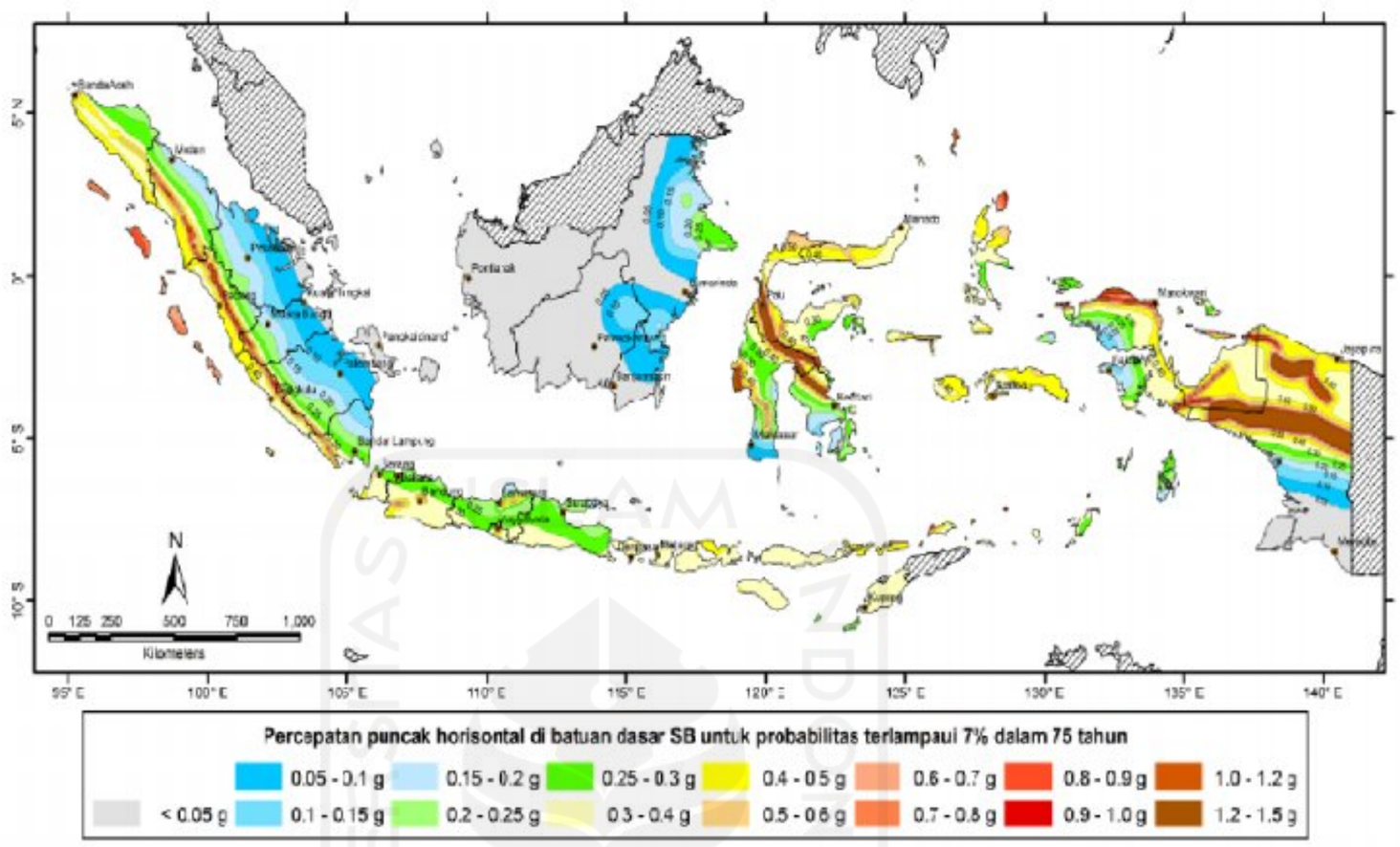
T = periode alami struktur

g = gravitasi

K = kekakuan struktur

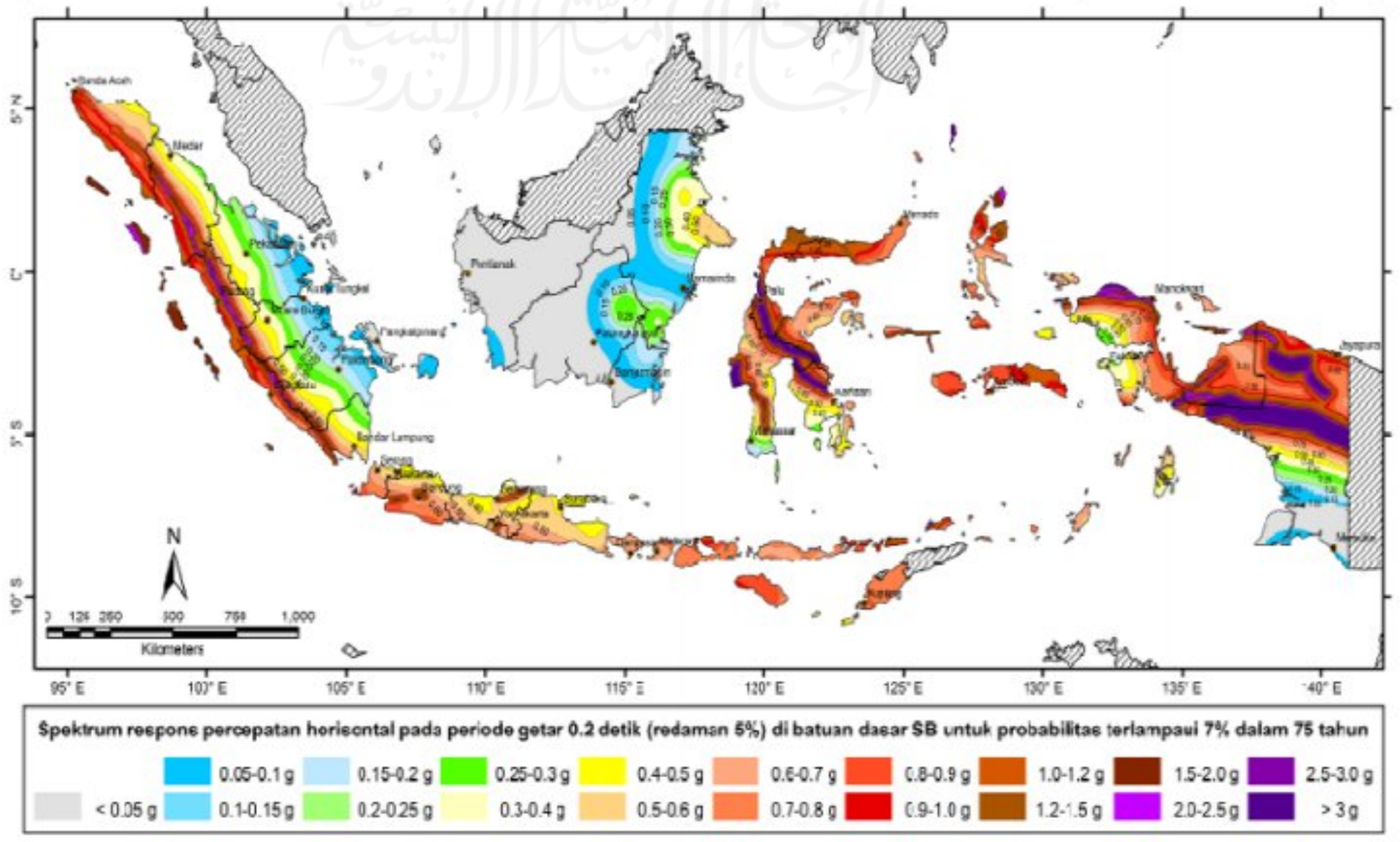
Koefisien respon elastik C_{sm} diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa

dikalikan dengan faktor amplifikasi sesuai dengan kondisi tanah sampai kedalaman 30 m dibawah struktur jembatan. Peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan dapat dilihat pada Gambar 3.7, Gambar 3.8, dan Gambar 3.9 berikut



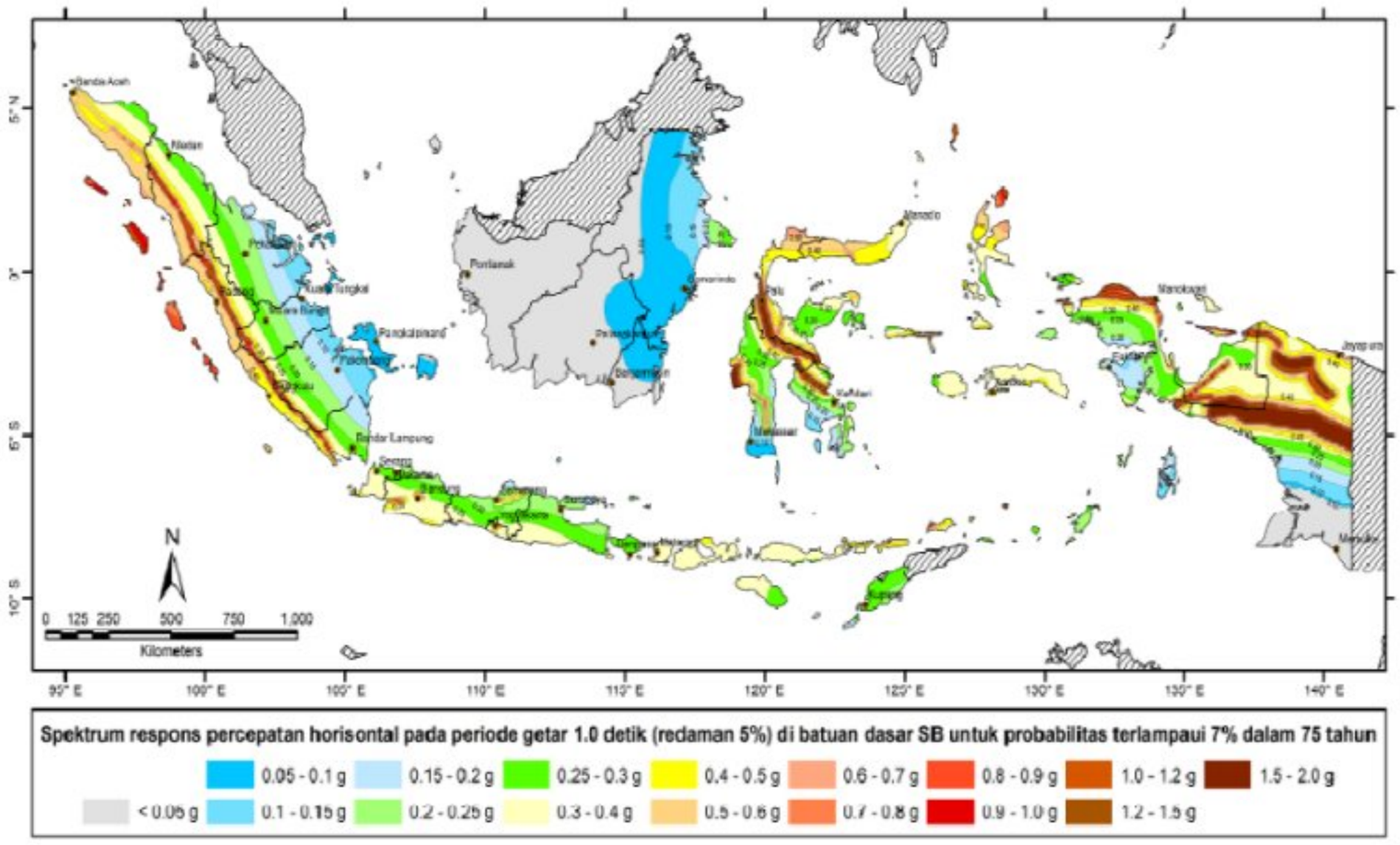
Gambar 3.7 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) Untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun

(Sumber : SNI 2833-2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)



Gambar 3.8 Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun (S_s)

(Sumber : SNI 2833-2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)



Gambar 3.9 Peta Respon Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun (S_1)

(Sumber : SNI 2833-2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

Penentuan faktor situs berdasarkan nilai PGA, S_s, dan S_1 yang didapat dari peta gempa diatas dapat dilihat pada Tabel 3.5 dan Tabel 3.6 berikut.

Tabel 3.5 Faktor Amplifikasi Untuk PGA dan 0,2 Detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas Situs	PGA ≤ 0,1 Ss ≤ 0.25	PGA = 0,2 Ss = 0.5	PGA = 0,3 Ss = 0.75	PGA = 0,4 Ss = 1.0	PGA > 0,5 Ss ≥ 1.25
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1	1
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber : SNI 2833-2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

Tabel 3.6 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi Untuk Periode 1 Detik (F_V)

Kelas Situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber : SNI 2833-2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respon (R) sesuai dengan Tabel 3.7 dan Tabel 3.8 berikut.

Tabel 3.7 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah

Bangunan Bawah	Kategori Kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miri	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang Vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

(Sumber : SNI 2833-2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

Tabel 3.8 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

Hubungan Elemen Struktur	Semua Kategori Kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunana atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

(Sumber : SNI 2833-2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

3.3.4 Kombinasi Pembebanan

Menurut SNI 1725-2016 pasal 6.1, gaya total terfaktor yang digunakan dalam perencanaan harus dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \qquad (3.10)$$

Keterangan :

η_i adalah faktor pengubah respons sesuai

γ_i adalah faktor beban

Q_i adalah gaya atau beban yang bekerja pada jembatan

Faktor beban pada tiap kombinasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 3.9

Tabel 3.9 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan Batas	*MS MA TA PR PL SH*	*TT TD TB TR TP*	*EU*	*EW_s*	*EW_L*	*BF*	*EU_n*	*TG*	*ES*	*Gunakan salah satu*		
										EQ	*TC*	*TV*
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(Sumber SNI 1725-2016 Standar Pembebanan Jembatan)

3.4 Analisis Rangka Baja Berdasarkan Metode LRFD

3.4.1 Batang Tarik

Menurut SNI 1729-2015, kekuatan tarik desain, $\emptyset_t P_n$, dan kekuatan tarik tersedia, Pn/Ω, dari komponen struktur tarik, harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh tarik pada penampang bruto dan keruntuhan tarik pada penampang neto. Perhitungan batang tarik menurut SNI 1729-2015 dapat dilihat pada persamaan berikut

1. Leleh tarik pada penampang bruto :

$$Pn = Fy \,.\, Ag \tag{3.4}$$

$$\emptyset t = 0{,}90 \tag{3.5}$$

2. Keruntuhan tarik pada penampang neto :

$$Pn = F_u \,.\, A_e \tag{3.6}$$

$$\emptyset t = 0{,}75 \tag{3.7}$$

Keterangan

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

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

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

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

3.4.2 Batang Tekan

Menurut SNI 1729-2015 persamaan yang digunakan dalam menghitung Pn adalah sebagai berikut

$$Pn = Fcr. \, Ag \tag{3.8}$$

Tegangan kritis Fcr, ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk lentur, tekuk torsi, dan tekuk torsi lentur

1. Tekuk lentur

a. Bila $\frac{KL}{r} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{Fy}}\,(atau\ \frac{Fy}{Fe} \leq 2{,}25)$ maka,

$$F_{cr}=\left[0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}\right] \tag{3.9}$$

b. Bila $\frac{KL}{r} \geq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{Fy}}\,(atau\ \frac{Fy}{Fe} > 2{,}25)$ maka,

$$F_{cr}=[0{,}877Fe] \tag{3.10}$$

Tegangan tekuk kritis (Fe) ditentukan sesuai persamaan berikut

$$Fe = \frac{\pi^2\, E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \tag{3.11}$$

2. Tekuk torsi

Untuk perhitungan nilai Fcr menggunakan persamaan yang sama dengan tekuk lentur, perhitungan Fe menggunakan persamaan berikut

$$Fe = \left[\frac{\pi^2\, E\, Cw}{(KzL)^2} + GJ\right]\frac{1}{Ix+Iy} \tag{3.12}$$

dengan,

$$Cw = \frac{Iy\ ho^2}{4} \tag{3.13}$$

$$J = \frac{1}{3}\left[(2tf^3b) + (tw^3h_o)\right] \tag{3.14}$$

$$G = 77200\ \text{MPa} \tag{3.15}$$

Keterangan :

Fcr = tegangan kritis

Ag = luas bruto dari komponen struktur

Fe = tegangan tekuk kritis elastis

Cw = konstanta pilin

J = konstanta torsi

G = modulus elastis geser baja

BAB IV
METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian adalah langkah yang digunakan peneliti untuk untuk mendapatkan jawaban dari permasalahan berdasarkan data yang didapatkan. "Metode penelitian adalah cara ilmiah untuk mendapatkan data dengan tujuan dan kegunaan tertentu" (Sugiyono, 2008: 3). Metode penelitian tidak hanya untuk menyelesaikan permasalahan, tetapi juga untuk mengembangkan ilmu-ilmu dari penelitian yang sejenis yang sudah dilakukan. Dengan demikian dari pengembangan dan penemuan ilmu-ilmu baru diharapkan dapat bermanfaat bagi masyrakat luas

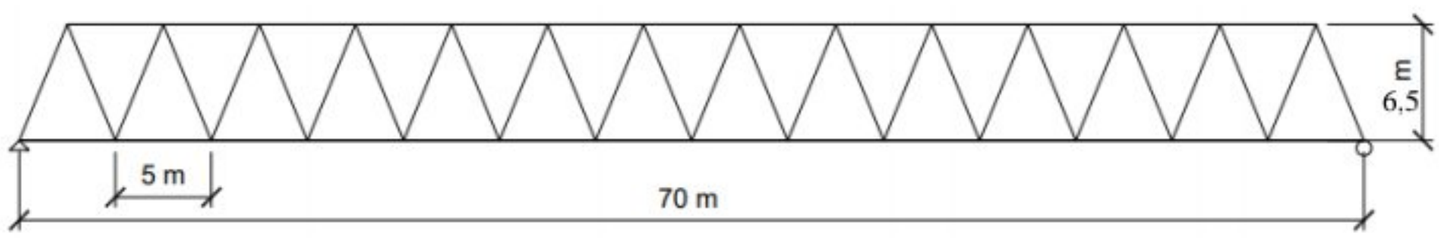
Penelitian ini akan dilakukan dengan menggunakan metode eksperimental. Metode eksperimental dilakukan dengan memanipulasi satu variabel atau lebih, sehingga berpengaruh terhadap satu atau lebih variabel yang diukur. Variable yang di rubah pada penelitian ini adalah tinggi jembatan rangka baja *warren,* pada akhir penelitian dapat diketahui pengaruh perbedaan tinggi jembatan rangka baja *warren* terhadap karakteristik jembatan tersebut.

4.2 Data Struktur

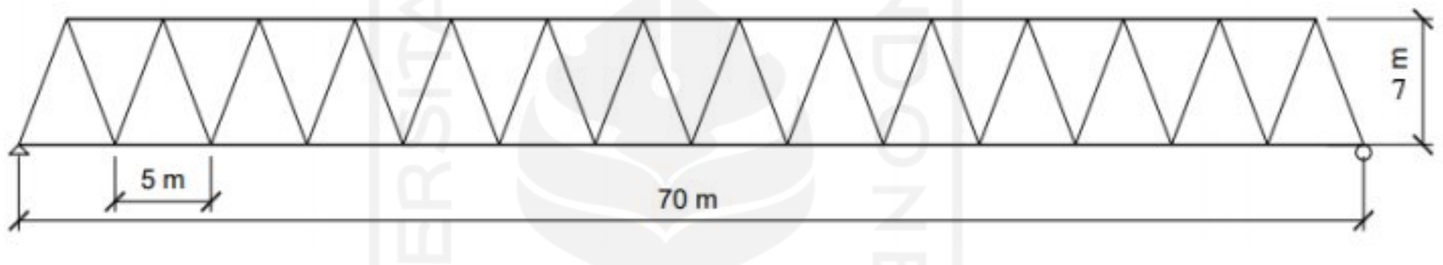
Pada penelitian ini perencanaan jembatan rangka baja tipe *warren* menggunakan 4 variasi ketinggian yaitu 6,5 meter, 7 meter, 7,5 meter, dan 8 meter dengan bentang jembatan sepanjang 70 m, dan lebar jembatan 9 m

4.3 Model Perencanaan

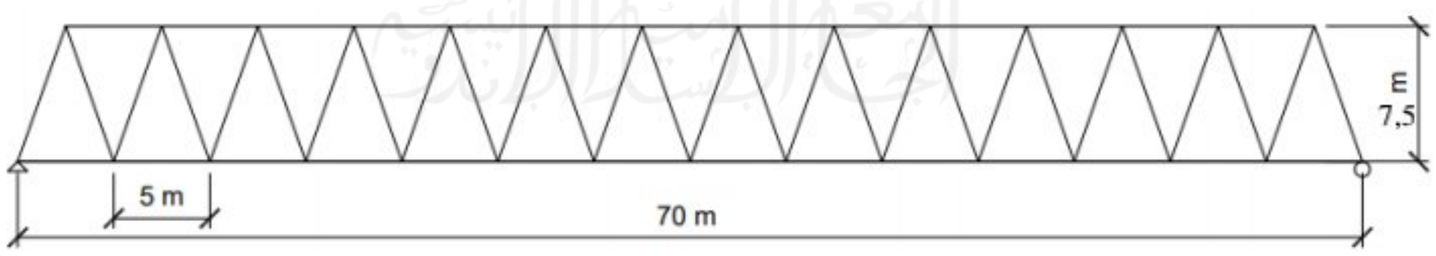
Sketsa memanjang gambar rencana desain jembatan rangka baja tipe *warren* adalah sebagai berikut



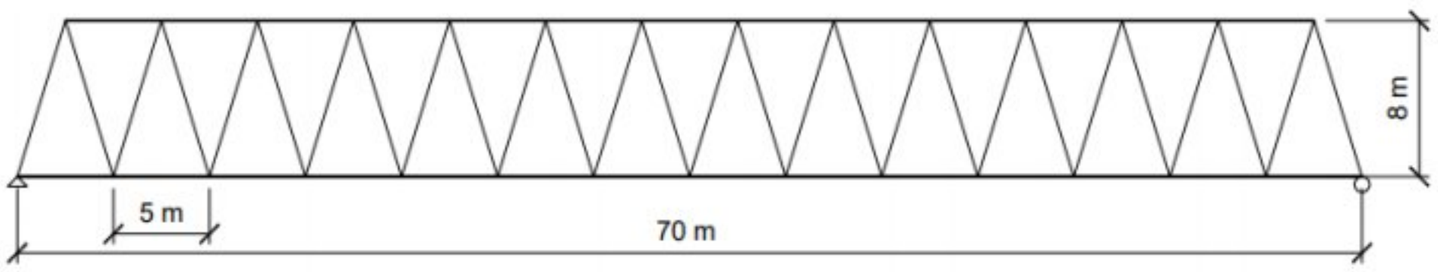
Gambar 4.1 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* Tinggi Jembatan 6,5 m



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



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



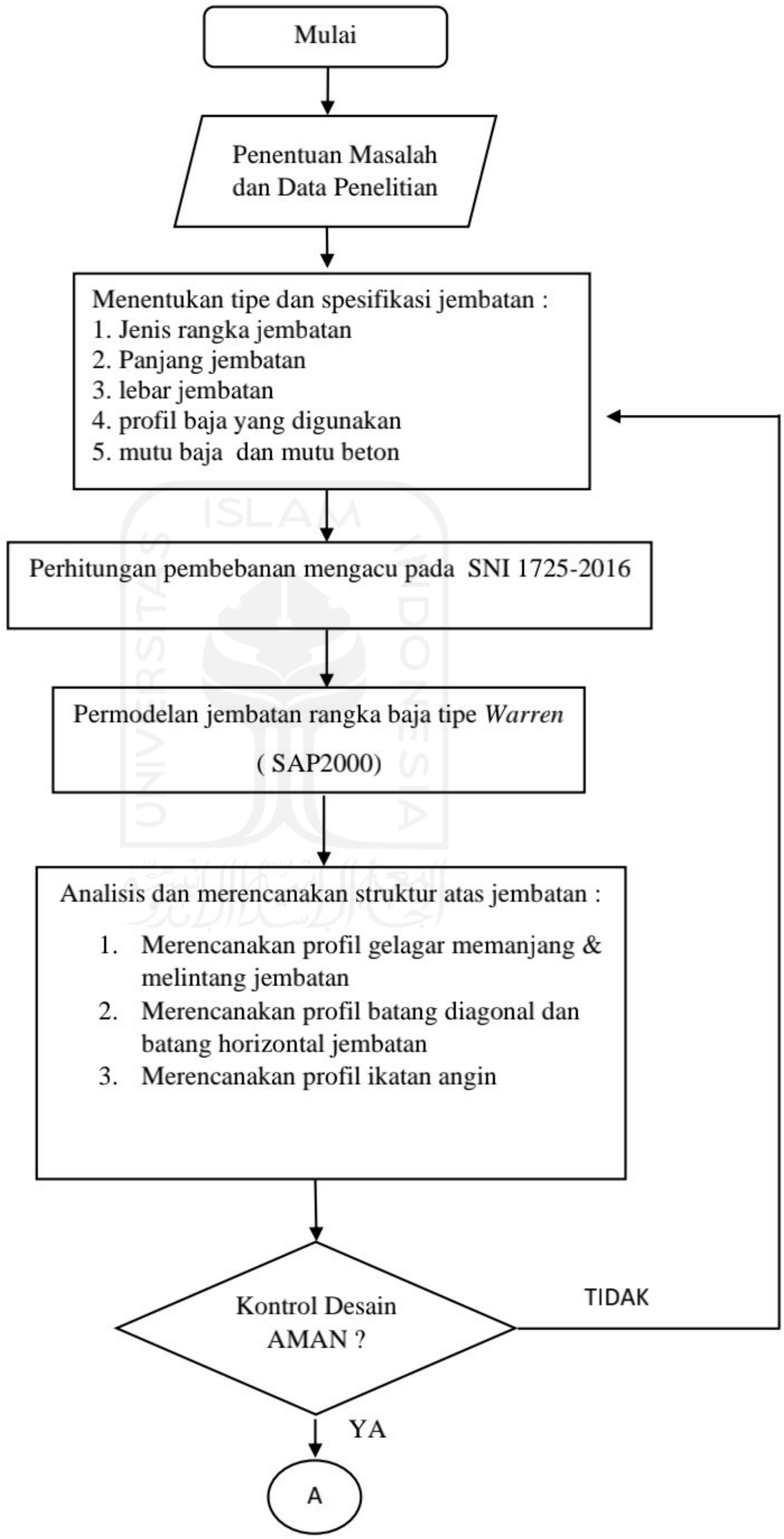
Gambar 4.4 Sketsa 2D Jembatan Rangka Baja Tipe *Warren* Tinggi Jembatan 8 m

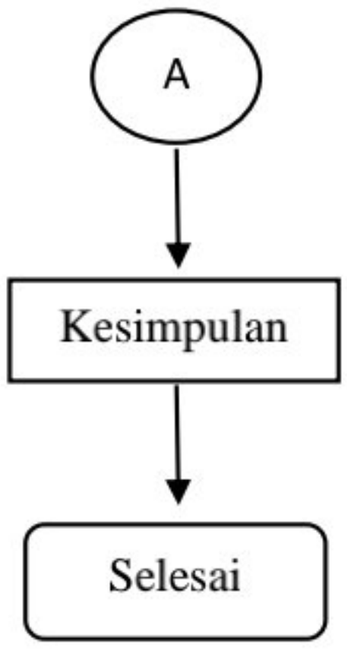
4.4 Tahapan Perencanaan

Tahapan penulisan tugas akhir dan analisis tugas akhir adalah sebagai berikut

1. Persiapan studi pustaka, menganalisa masalah yang ada, dan menentukan jembatan yang akan di analisis.
2. Menentukan tipe struktur jembatan yang akan di analisis. Ditentukan tipe jembatan yang digunakan adalah jembatan rangka baja tipe *warren* dengan jenis lantai kendaraan berada dibawah.
3. Menentukan spesifikasi dan komponen struktur jembatan dari tiap-tiap variasi. Ditentukan jembatan dengan bentang total 70m, panjang tiap segmen 5m, dan lebar jembatan 9m.
4. Menentukan variasi tinggi jembatan rangka baja tipe *warren.* Digunakan variasi tinggi jembatan 6,5m, 7m, 7,5m, dan 8m.
5. Menghitung beban-beban yang bekerja pada tiap variasi jembatan mengacu pada peraturan perencanaan jembatan SNI 1725-2016.
6. Memodelkan struktur jembatan dan menganalisisnya di *software* SAP 2000.
7. Merencanakan elemen-elemen struktur atas jembatan meliputi gelagar memanjang, gelagar melintang, ikatan angin, batang diagonal dan batang horizontal menggunakan bantuan *software* Microsoft excel.
8. Membandingkan gaya normal aksial, beban struktur, dan lendutan struktur antara ke empat variasi jembatan yaitu variasi tinggi 6,5m, 7m, 7,5m, dan 8m
9. Penarikan kesimpulan, penarikan kesimpulan didasarkan dari data yang sudah dianalisis dan dibuat suatu kesimpulan penelitian yang berhubungan dengan tujuan penelitian.

Secara keseluruhan tahapan penelitian Tugas Akhir ini dapat diliat pada bagan alir (*Flow Chart*) analisis perencanaan pada Gambar 4.5 berikut


Mulai
Penentuan Masalah dan Data Penelitian
Menentukan tipe dan spesifikasi jembatan :
1. Jenis rangka jembatan
2. Panjang jembatan
3. lebar jembatan
4. profil baja yang digunakan
5. mutu baja dan mutu beton
Perhitungan pembebanan mengacu pada SNI 1725-2016
Permodelan jembatan rangka baja tipe Warren (SAP2000)
Analisis dan merencanakan struktur atas jembatan :
1. Merencanakan profil gelagar memanjang & melintang jembatan
2. Merencanakan profil batang diagonal dan batang horizontal jembatan
3. Merencanakan profil ikatan angin
Kontrol Desain AMAN ?
TIDAK
YA
A



Gambar 4.5 *Flowchart* Tahapan Penelitian

4.5 Waktu Perencanaan

Waktu penulisan tugas akhir ini memerlukan waktu 6 bulan, dimulai dari bulan November hingga bulan April. Jadwal rencana penulisan tugas akhir dapat dilihat pada Tabel 4.1 berikut

Tabel 4.1 Jadwal Penulisan Tugas Akhir

	Bulan		November				Desember				Januari				Februari				Maret				April								Desember			
	Minggu ke	Bobot (%)	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Kegiatan	Jam Kerja																																	
Perumusan Masalah dan Tujuan Penelitian	4	3.1		1.0	1.0	1.0																												
Persiapan Data																																		
1. Studi Pustaka	12	9.2					1.2	2.0	2.0	2.0	1.0	1.0																						
2. Data Sekunder	30	23.1								1.0	2.0	3.0	4.0	4.0	3.1	3.0	3.0																	
Analisis Data	24	18.5														2.0	3.0	4.0	4.5	3.0	2.0												
Pembahasan	16	12.3																		1.0	3.0	4.0	3.0	1.3									
Penyusunan Laporan																																		
1. Laporan Sementara	24	18.5																	2.0	4.5	4.0	2.0	2.0	2.0	2.0									
2. Laporan Akhir	20	15.4																	1.0	2.5	2.5	3.0	3.4	3.5	2.0									
Total	130	100.0	0.0	1.0	1.0	1.0	1.2	2.0	2.0	3.0	3.0	4.0	4.0	4.0	3.1	5.0	6.0	4.0	7.5	8.5	11.5	9.0	8.4	6.8	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
			0.0	1.0	2.0	3.0	4.2	6.2	8.2	11.2	14.2	18.2	22.2	26.2	29.3	34.3	40.3	44.3	51.8	60.3	71.8	80.8	89.2	96.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0

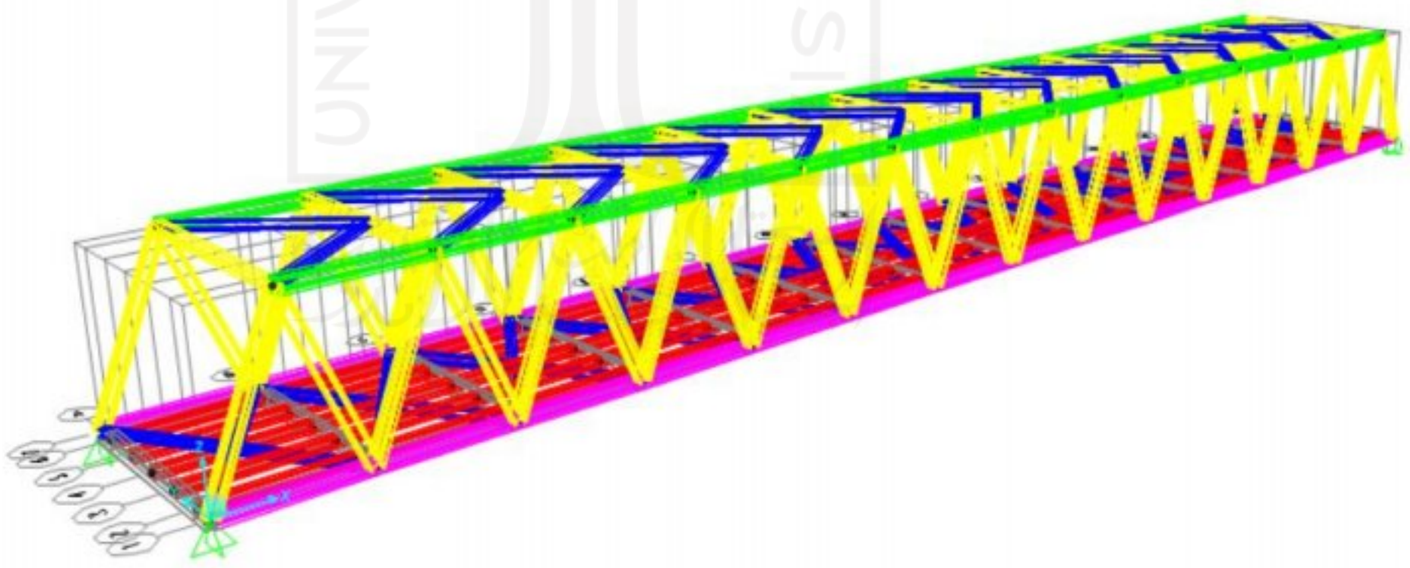
BAB V
ANALISIS DATA DAN PEMBEBANAN

5.1 Data Analisis

Analisis struktur jembatan ini dimulai dengan menentukan tipe struktur yang akan dianalisis dan spesifikasi komponen material struktur. Data analisis sesuai dengan BAB IV, diantaranya sebagai berikut :

1. Tipe Strukur

   Tipe struktur jembatan yang akan di analisis adalah tipe jembatan rangka baja warren. Permodelan jembatan ini dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut



Gambar 5.1 Jembatan Rangka Baja Warren

2. Data Teknis

   Data teknis jembatan yang akan di analisa dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut

Tabel 5.1 Data Teknis Jembatan

No.	Tinjauan	Data Teknis Analisis
1	Tipe jembatan	Rangka baja tipe *Warren*
2	Tipe lantai kendaraan	Lantai bawah
3	Variasi tinggi jembatan	6,5m, 7m, 7,5m, dan 8m
4	Panjang tiap segmen	5m
5	Panjang bentang	70 meter
6	Lebar jembatan	9m (1+3,5+3,5+1)
7	Lebar lantai kendaraan	7m (3,5+3,5)
8	Trotoar	2 x 1 m

3. Komponen Material Struktur

   Komponen material struktur yang digunakan pada permodelan jembatan ini dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut

Tabel 5.2 Data Komponen Material Struktur

Trotoar	Beton bertulang F'c 25 Mpa, fy 380
Pelat Lantai	Beton bertulang F'c 30 Mpa, fy 400 Mpa
Gelagar memanjang	W12X96
Gelagar melintang	W24x176
Batang Atas	
6,5 m 7 m 7,5 m 8 m	W14x342 W14x311 W14x283 W14x257
Batang Bawah	
6,5 m 7 m 7,5 m 8 m	W14x311 W14x283 W14x257 W14x233
Batang Diagonal	
6,5 m 7 m 7,5 m 8 m	W14x176 W14x159 W14x159 W14x159
Ikatan Angin	W10X33

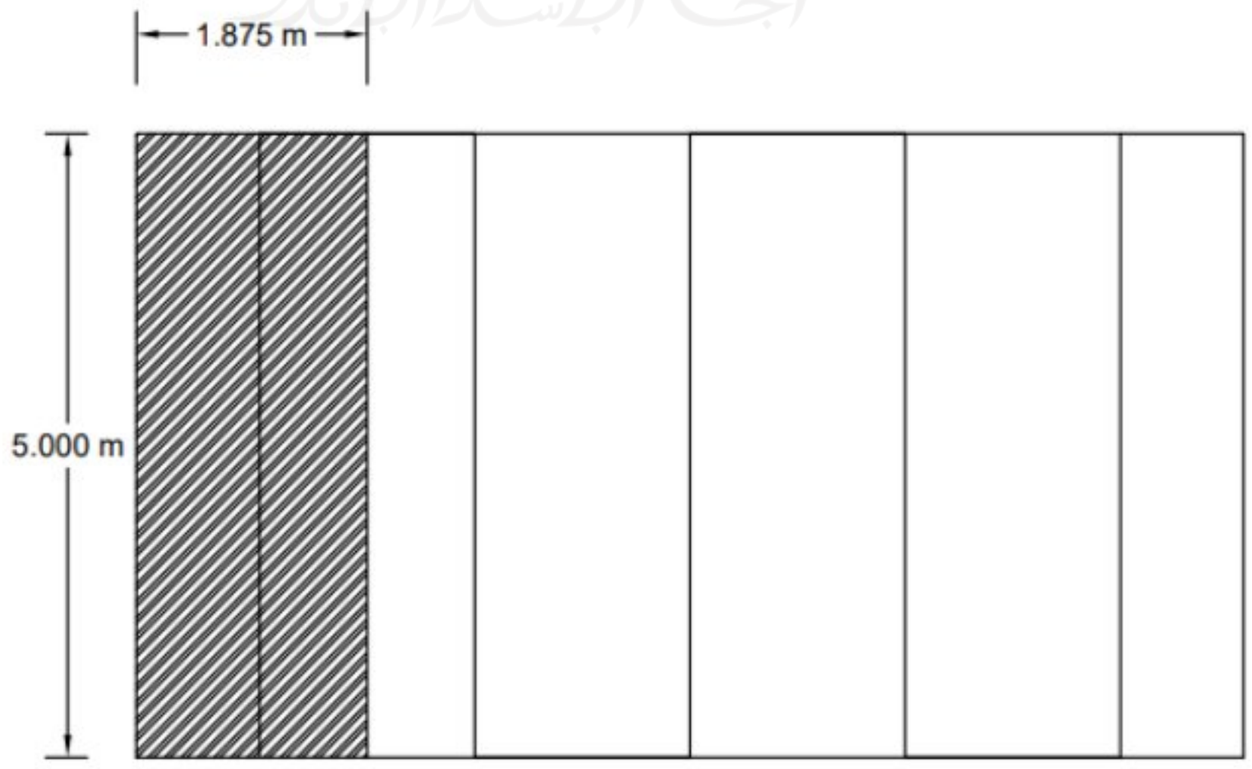
5.2 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan struktur rangka utama jembatan dimulai dengan menghitung beban-beban yang dipikul oleh struktur rangka utama. Beban-beban tersebut antaralain 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 Berat Sendiri (MS)

Menurut SNI 1725:2016 pasal 7.2 berat sendiri adalah berat 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 nonstruktural yang dianggap tetap. Pada analisis ini, beban mati dibagi menjadi dua yaitu beban profil baja dan beban plat. Kedua beban tersebut dipisahkan karena memiliki faktor beban yang berbeda. Berat sendiri profil baja dihitung secara otomatis melalui *software* SAP2000 v.19, sedangkan beban sendiri plat beton dihitung secara manual. Perhitungan diasumsikan pembebanan pada gelagar memanjang bagian tepi dan bagian tengah.

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



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

Tebal pelat lantai (hp) = 0,2 m

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

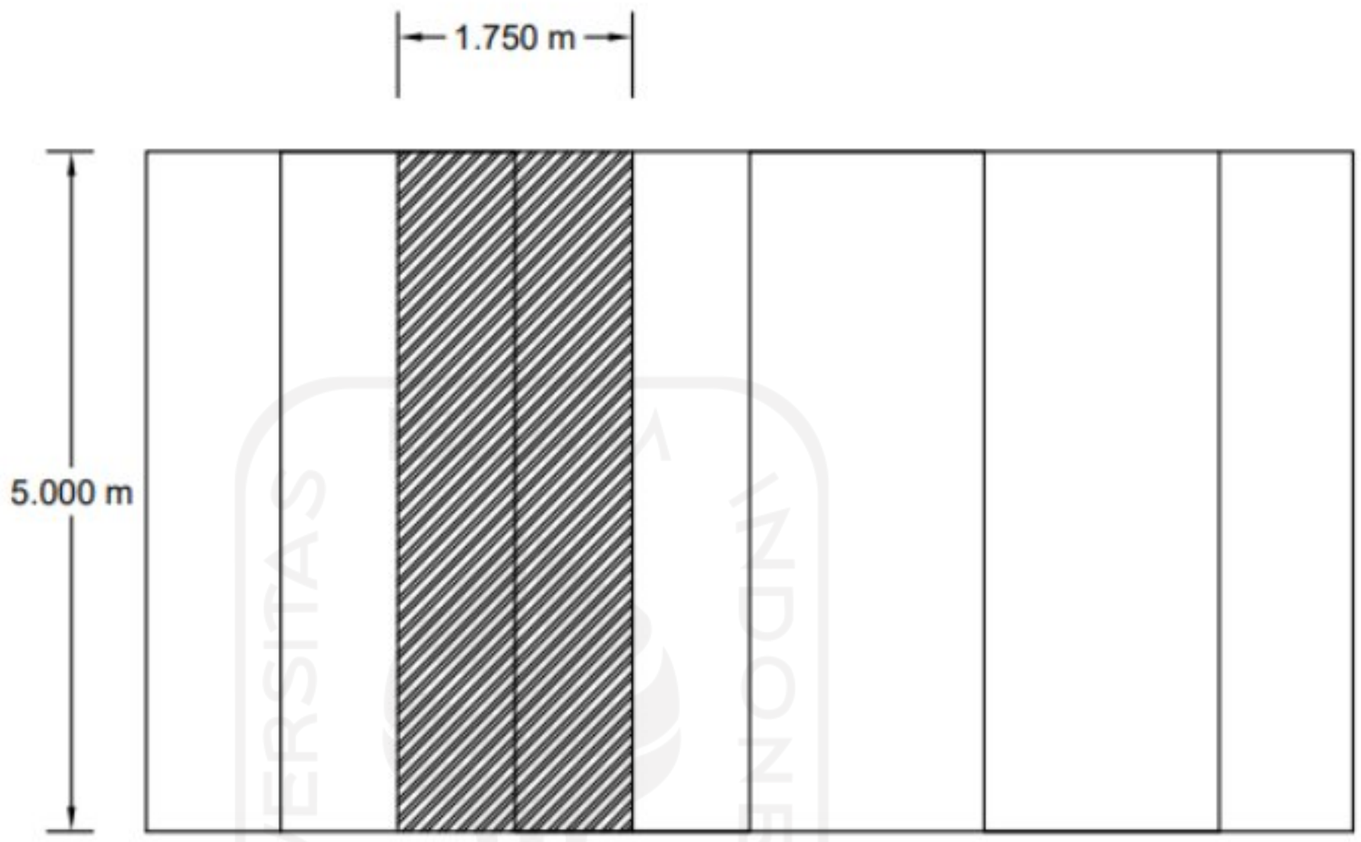
Berat pelat beton bertulang gelagar tepi ($Q_{Pelat\ tepi}$)

($Q_{Pelat\ tepi}$) $= \gamma c \cdot L_{tepi} \cdot hp$

$= 24 \cdot 1{,}875 \cdot 0{,}2$

$= 9{,}0$ kN/m

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



Berat jenis beton bertulang (γc) = 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 ($Q_{Pelat\ tengah}$)

($Q_{Pelat\ tengah}$) $= \gamma c \cdot L_{tengah} \cdot hp$

$= 24 \cdot 1{,}750 \cdot 0{,}2$

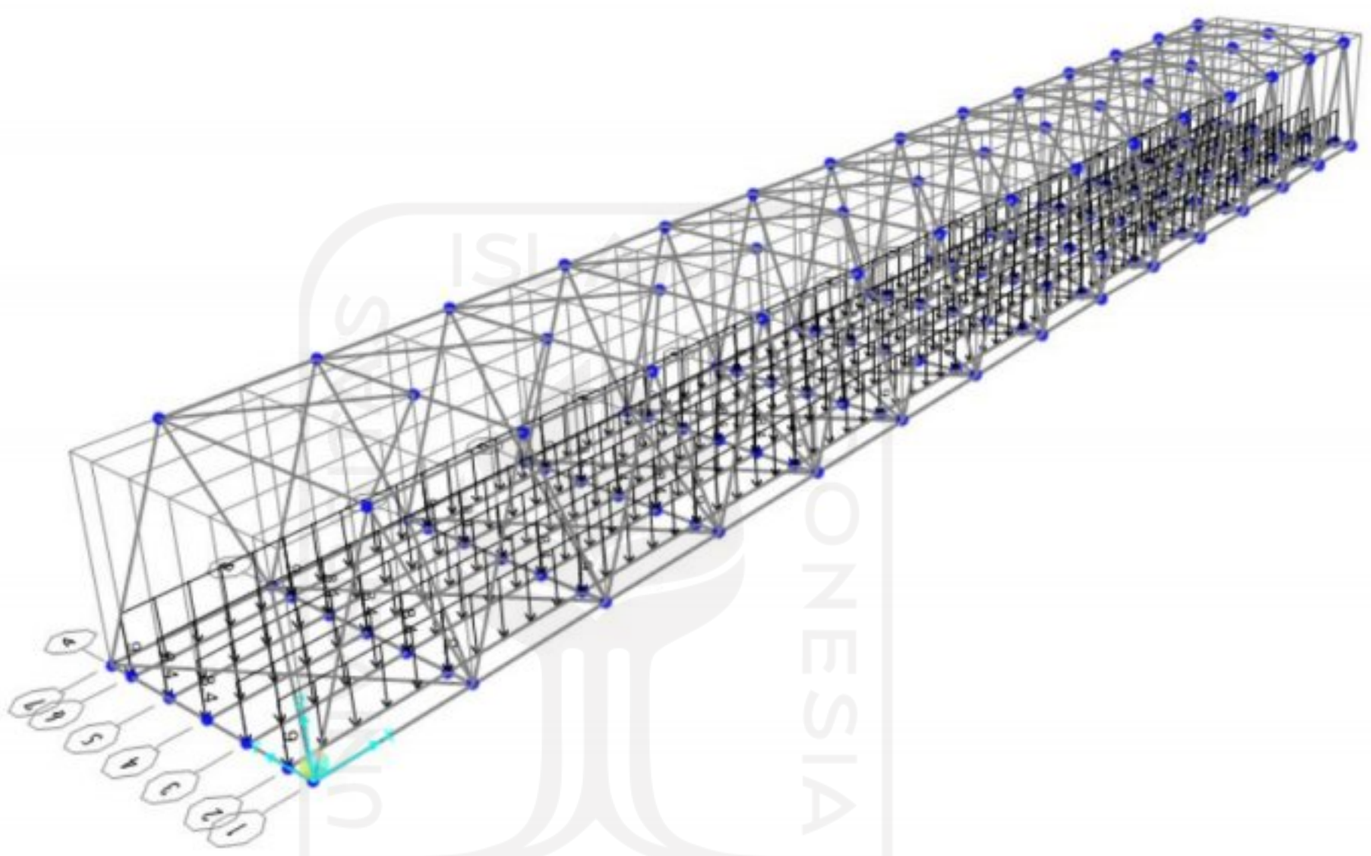
$= 8{,}4$ kN/m

Rekapitulasi beban mati (MS) pada rangka jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut

Tabel 5.3 Berat Sendiri Struktur Atas (Q_{MS})

Beban Mati (Q_{MS})		
Beban	Q tepi (kN/m)	Q tengah (kN/m)
Beban mati pelat	9,0	
Beban mati pelat		8,4
Q_{MS}	9,0	8,4

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.19. hasil input dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut



Gambar 5.2 Input Beban Sendiri (MS) Beton

5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Perhitungan beban mati tambahan (Q_{MA}) dilakukan sebesar bentang yang membebani gelagar memanjang. Gelagar Q_{MA} pada gelagar memanjang dihitung berdasar letak gelagarnya, yaitu gelagar memanjang pada bagian tepi dan tengah bentang. Berikut ini adalah perhitungan Q_{MA}.

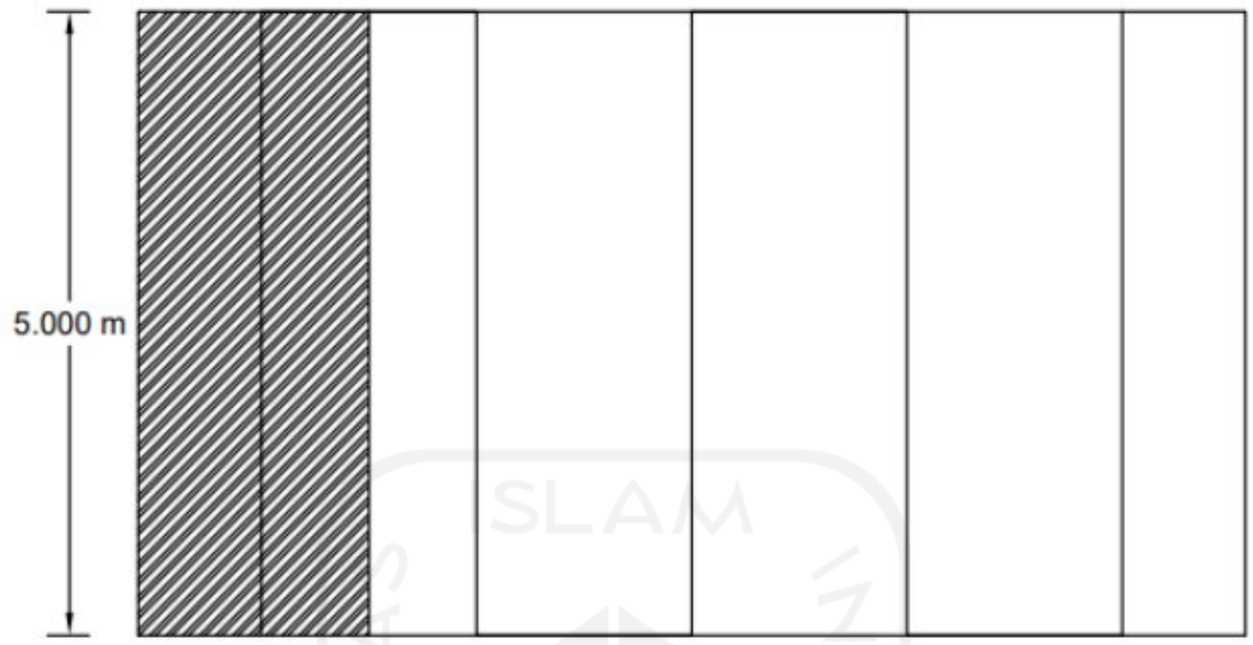
Batang jembatan direncanakan mampu memikul beban mati tambahan sebagai berikut :

1. Aspal beton setebal 50 mm
2. Genangan air hujan setinggi 50 mm dengan asumsi jika saluran drainasi tidak bekerja dengan baik

3. Beban sarana lain jembatan seperti beban trotoar dan sandaran (*railing*).

Berikut merupakan perhitungan beban mati tambabahan pada gelagar melintang

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



a. Beban aspal (Q_{Aspal})

Berat jenis aspal (γa) = 22,0 kN/m^3

Tebal aspal (ta) = 0,05 m

Lebar tinjauan gelagar tepi (L_{tepi}) = 0,875 m

Q_{Aspal} = γa . ta . L_{tepi}

= 0,875 . 0,05 . 22

= 0,9625 kN/m

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

Berat jenis air hujan (γw) = 9,81 kN/m3

Tebal lapisan air hujan (tw) = 0,05 m

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

$Q_{air\ hujan}$ = γw . tw . L_{tepi}

= 9,81 . 0,05 . 1,875

= 0,9197 Kn/m

c. Beban Trotoar ($Q_{trotoar}$)

Berat jenis beton bertulang (γc) = 24,0 kN/m3

Tebal trotoar (ht) = 0,25 m

Lebar trotoar ($L_{trotoar}$) = 1,0 m

$Q_{trotoar}$ $= \gamma c \cdot ht \cdot Ltrotoar$

$= 24 \cdot 0{,}25 \cdot 1$

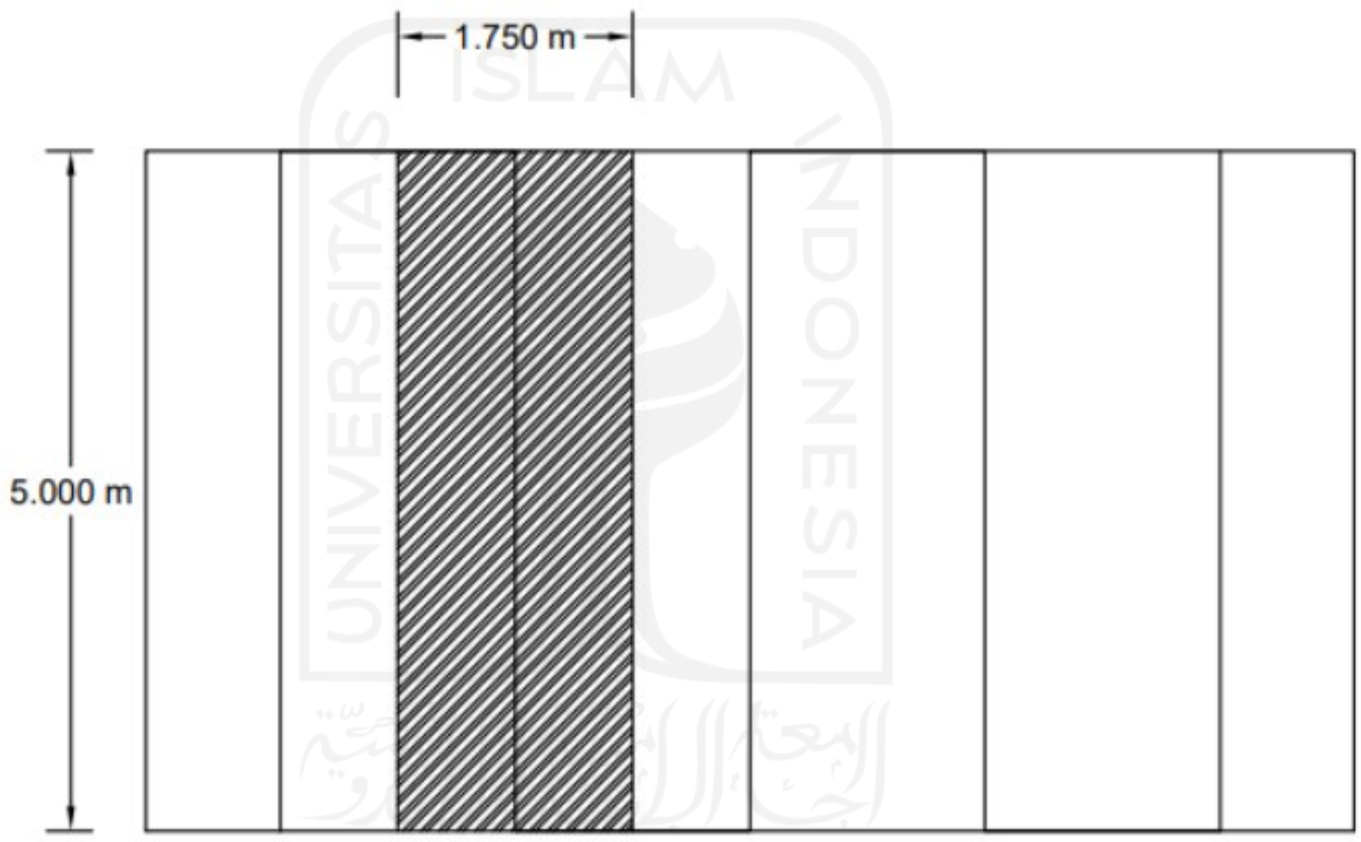
$= 6{,}0$ kN/m

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

Beban rencana (w) untuk sandaran (*railing*) diasumsikan sebesar 0,75 kN/m

Jadi $Q_{Sandaran}$ adalah 0,75 kN/m

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



1. Beban aspal (Q_{Aspal})

Berat jenis aspal (γa) = 22,0 kN/m3

Tebal aspal (ta) = 0,05 m

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

Q_{Aspal} $= \gamma a \cdot ta \cdot L_{tepi}$

$= 22 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}750$

$= 1{,}925$ kN/m

2. Beban air hujan ($Q_{air\ hujan}$)

Berat jenis air hujan (γw) = 9,81 kN/m3

Tebal lapisan air hujan (tw) = 0,05 m

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

$Q_{air\ hujan}$ $= \gamma w \cdot tw \cdot L_{tepi}$

$= 9{,}81 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}750$

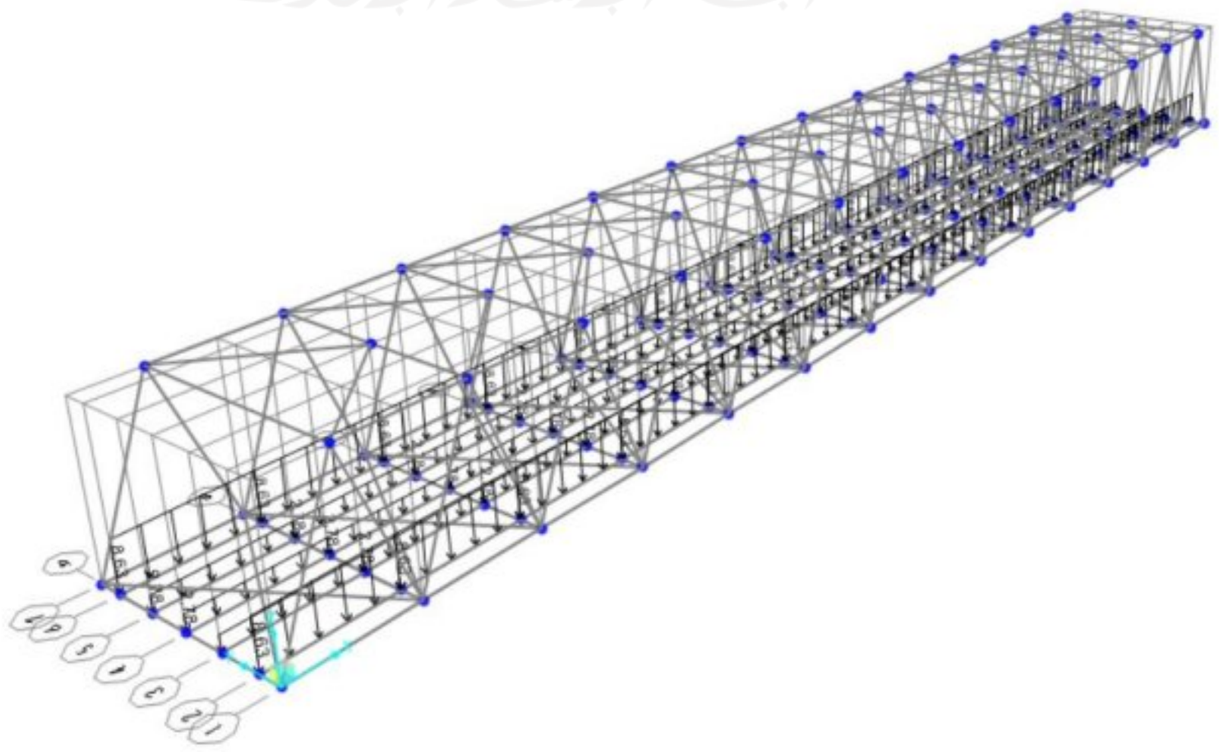
$= 0{,}8584$ Kn/m

Rekapitulasi beban mati tambahan pada pembebanan rangka utama jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut

Tabel 5.4 Berat Mati Tambahan Pada Rangka Utama Jembatan

Beban Mati (Q_{MA})		
Beban	Q tepi (kN/m)	Q tengah (kN/m)
Beban Aspal (Q_{aspal})	0,9625	1,9250
Beban Air Hujan ($Q_{air\ hujan}$)	0,9197	0,8584
Beban Trotoar ($Q_{trotoar}$)	6,0000	
Beban sandaran ($Q_{sandaran}$)	0,7500	
Q_{MA}	8,6322	2,7834

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.19. hasil input dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut



Gambar 5.3 Input Beban Mati Tambahan (MA)

5.2.3 Beban Lajur "D" (TD)

Pemebebanan beban lajur "D" pada permodelan ini dibagi menjadi beban terbagi merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). Perhitungan pembebanannya adalah sebagai berikut

1. Beban terbagi merata (BTR)

   Beban terbagi rata mempunyai intensitas q kPa dengan q tergantung pada panjang total yang dibebani. Panjang total pada analisis ini adalah 70 meter, persamaan yang dipakai adalah :

   q $= 9{,}0 \left(0{,}5 + \frac{15}{L}\right)$ kPa L = 70 m

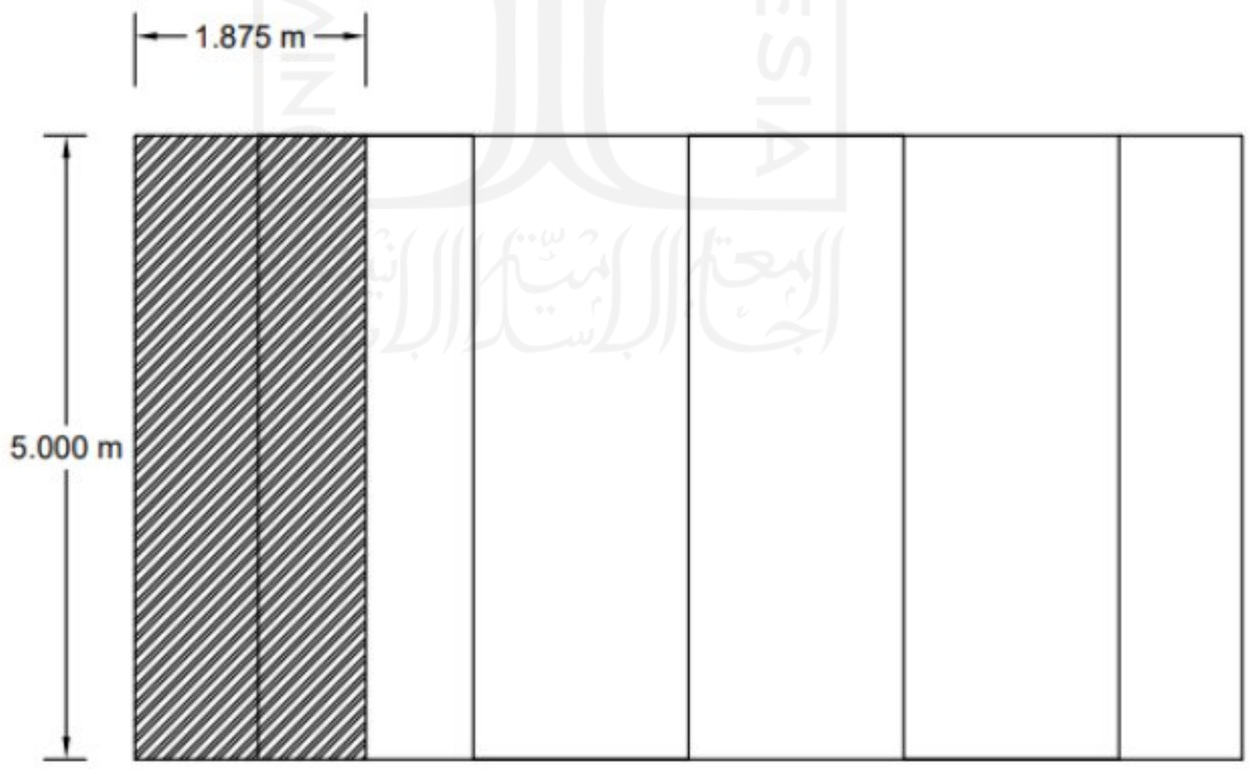
   q $= 9{,}0 \left(0{,}5 + \frac{15}{60}\right)$ kPa

   $= 6{,}429$ kPa

   $= 6{,}429$ kN/m^2

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

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



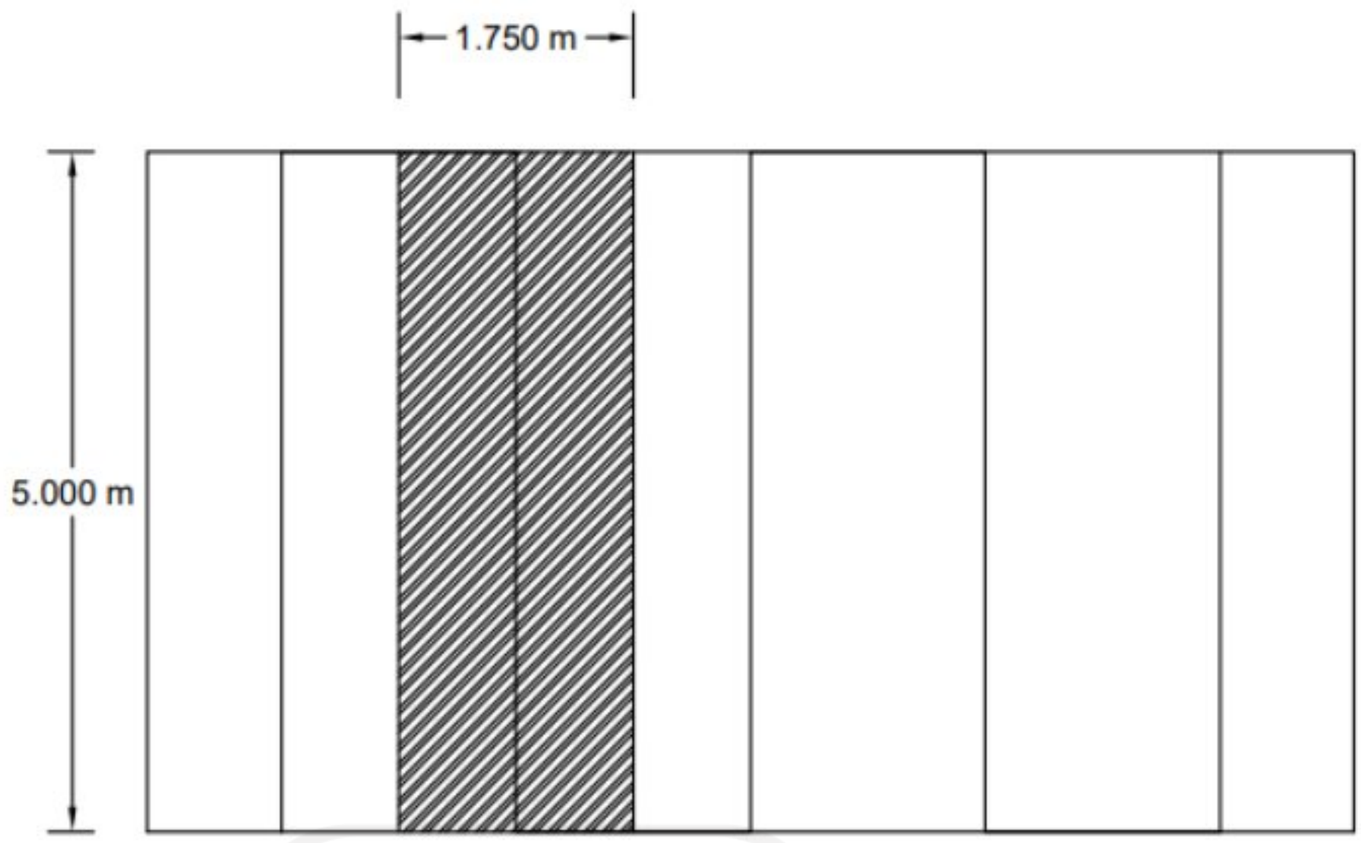
   s $= 0{,}875$ m

   $Q_{BTR\ tepi}$ $= q \cdot s$

   $= 6{,}429 \cdot 0{,}875$

   $= 5{,}625$ kN/m

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



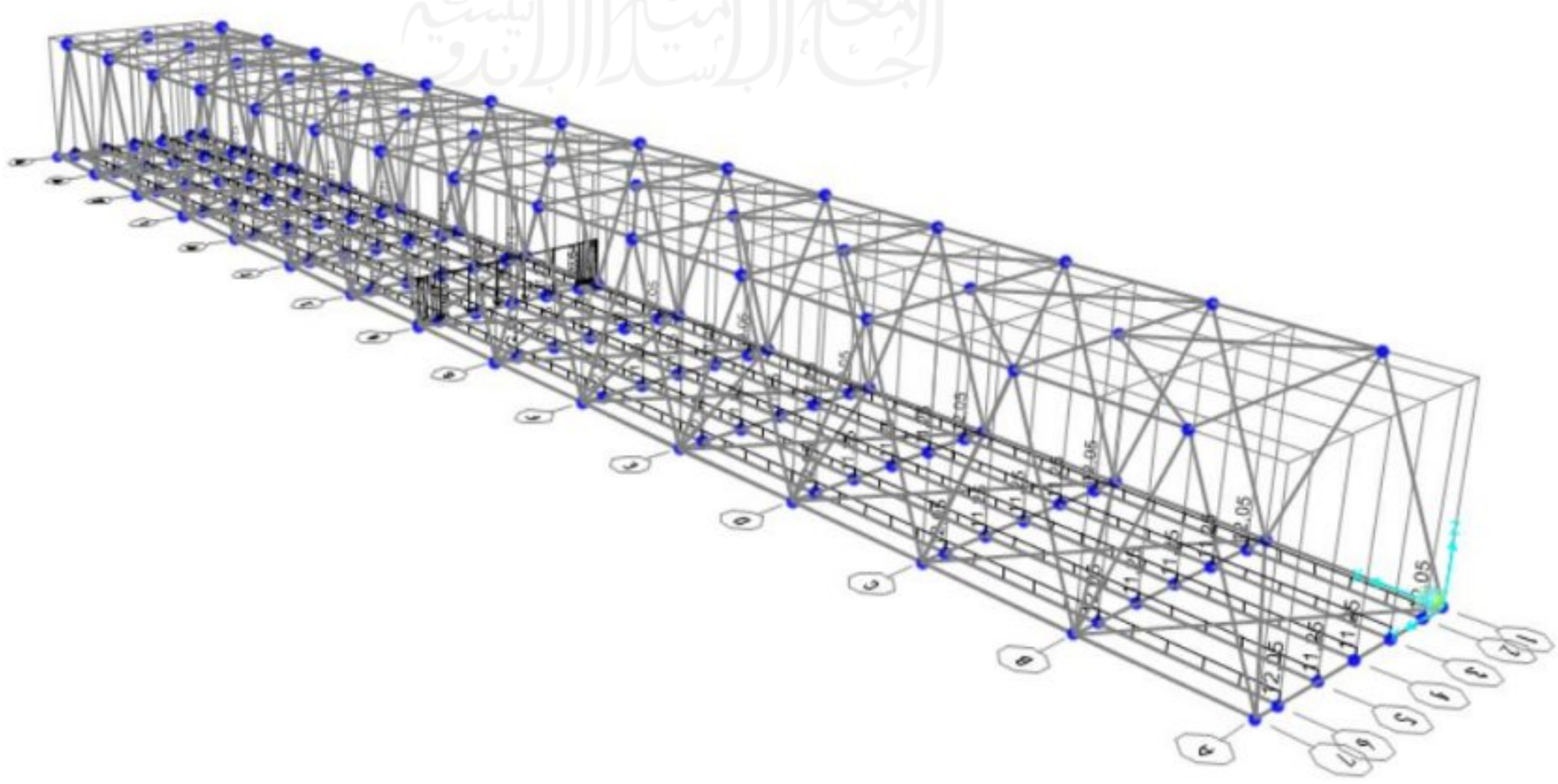
s = 1,750 m

$Q_{BTR\ tengah}$ = q . s

= 6,429 . 1,750

= 11,25 kN/m

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.19. hasil input dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut



Gambar 5.4 Input Beban Terbagi Merata

2. Beban garis terpusat (BGT)

Intensitas BGT (p) = 49 kN

Lebar lalu lintas jembatan (b) = 7 m

Faktor beban dinamis (FBD) berdasarkan SNI 1725:2016 sebagai berikut

FBD = 0,4 untuk L ≤ 50 m

FBD = 0,4 – 0,0025 . (L – 50) untuk 50 < L < 90 m

FBD = 0,3 untuk L ≥ 90 m

Bentang jembatan adalah 70 meter, FBD :

FBD = 0,4 – 0,0025 . (L – 50)

= 0,4 – 0,0025 . (70 – 50)

= 0,36

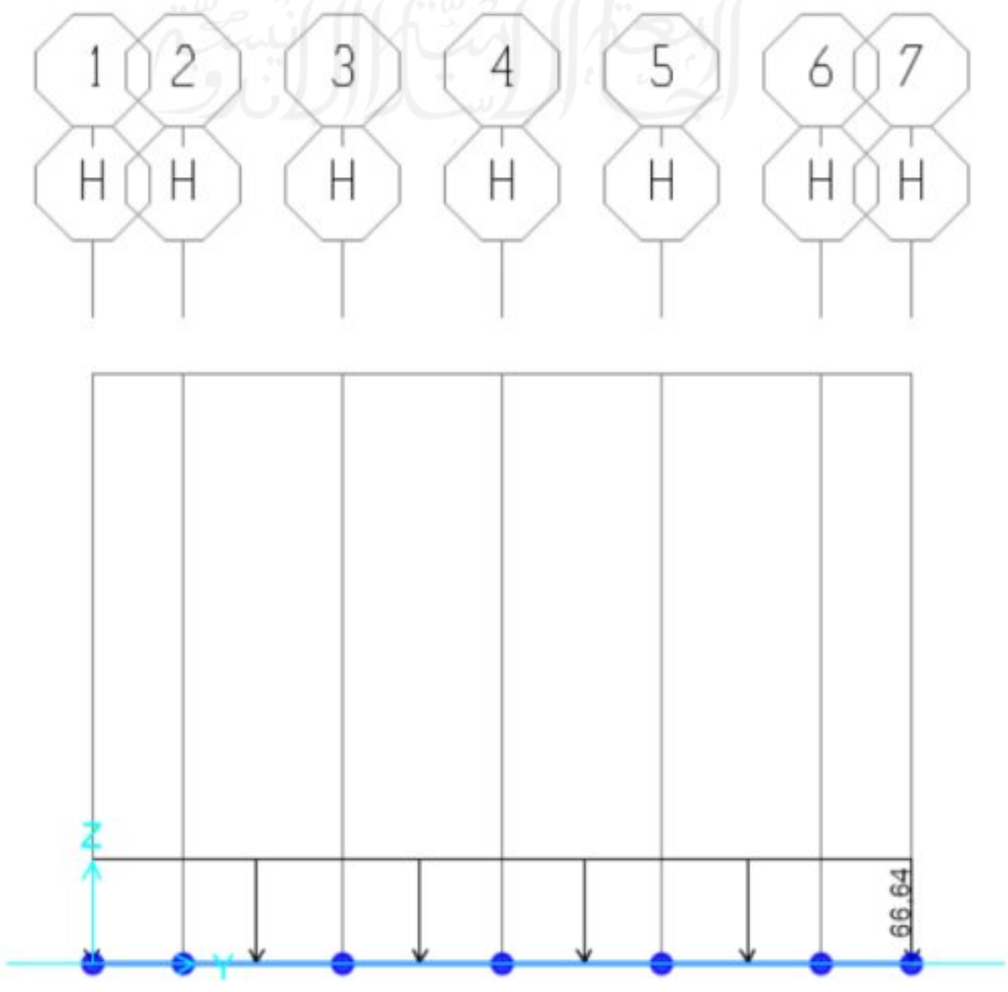
= 36 %

Q_{BGT} = (1+FBD) . p

= (1+36%) . 49

= 66,64 kN/m

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.19. hasil input dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut



Gambar 5.5 Input Beban Garis Terpusat

5.2.4 Beban Pejalan Kaki (TP)

Menurut SNI 1725:2016 Pasal 8.9, semua komponen trotoar yang lebih dari 600mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa.

Intensitas beban pejalan kaki (A_{TP}) = 5 kN/m^2

Panjang satu segmen jembatan (L) = 5 m

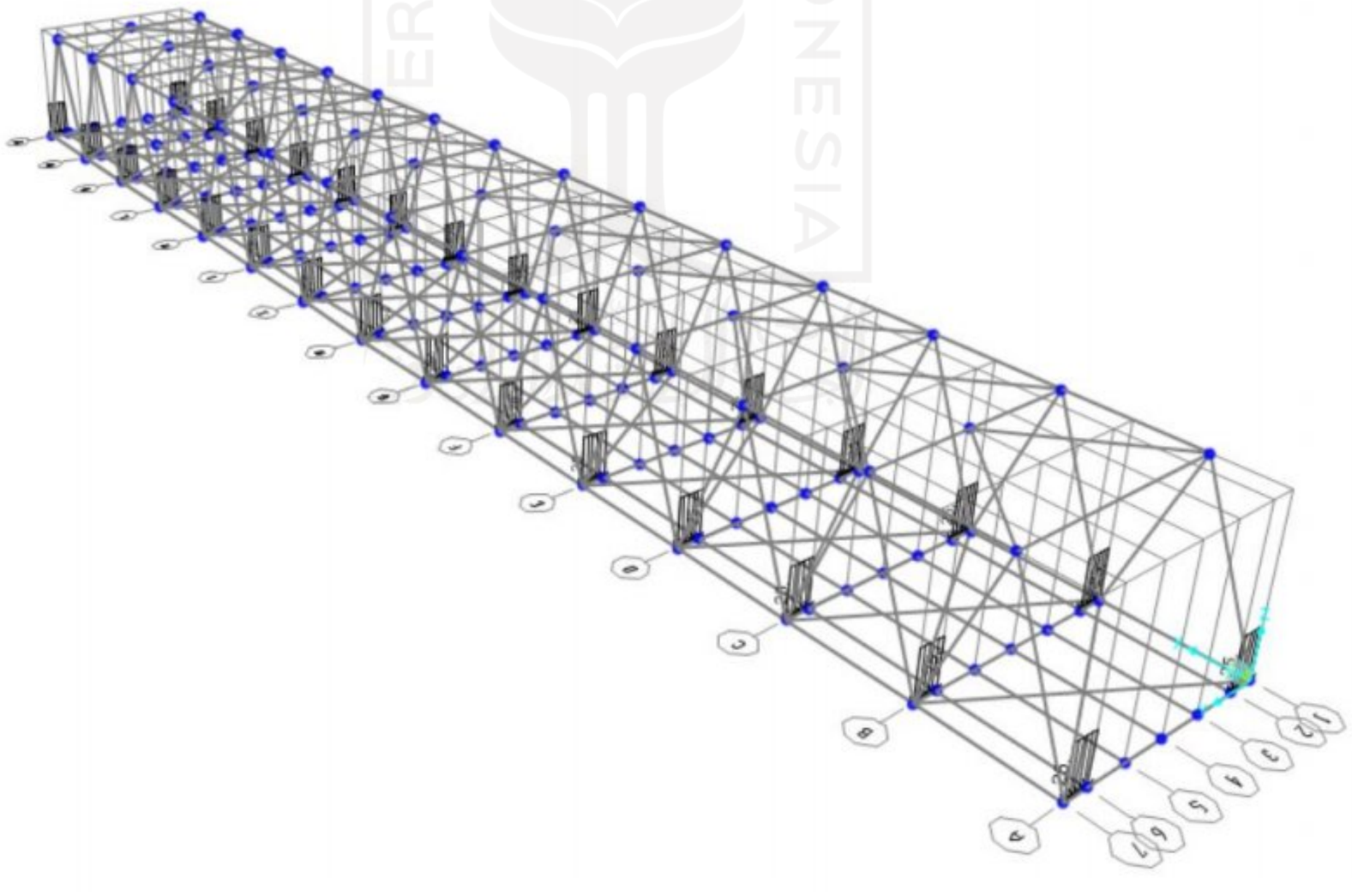
Beban pejalan kaki

Q_{TP} = A_{TP} . L

= 5 . 5

= 25 kN/m

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.19. hasil input dapat dilihat pada Gambar 5.6 berikut



Gambar 5.6 Input Beban Pejalan Kaki (TD)

5.2.5 Beban Gaya Rem (TB)

Berdasarkan SNI 1725:2016, gaya rem diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata (BTR). Perhitungan untuk beban gaya rem adalah

1. Gaya rem 1

   Berar gandar truk (T) = 225 kN

   Beban gaya rem 1

   P_{TB1} = 25% . T

   = 25% . 225

   = 56,25 kN

2. Gaya rem 2

   Berat truk rencana (PTT) = 500 kN

   Beban terbagi rata (Q_{BTR}) = 11,25 kN/m

   Lebar lalu lintas (b) = 7 m

   Beban Gaya Rem 2

   P_{TB2} = (5% . PTT) + (Q_{BTR} . b)

   = (5% . 500) + (11,25 . 7)

   = 103,75 kN

Maka pembebanan pada rangka akibat gaya rem adalah nilai P_{TB} terbesar, yaitu :

P_{TB} = 103,75 kN

Kemudian nilai gaya rem dibagi dengan jumlah joint yang ada pada jembatan.

Jumlah joint (n) = 75 joint

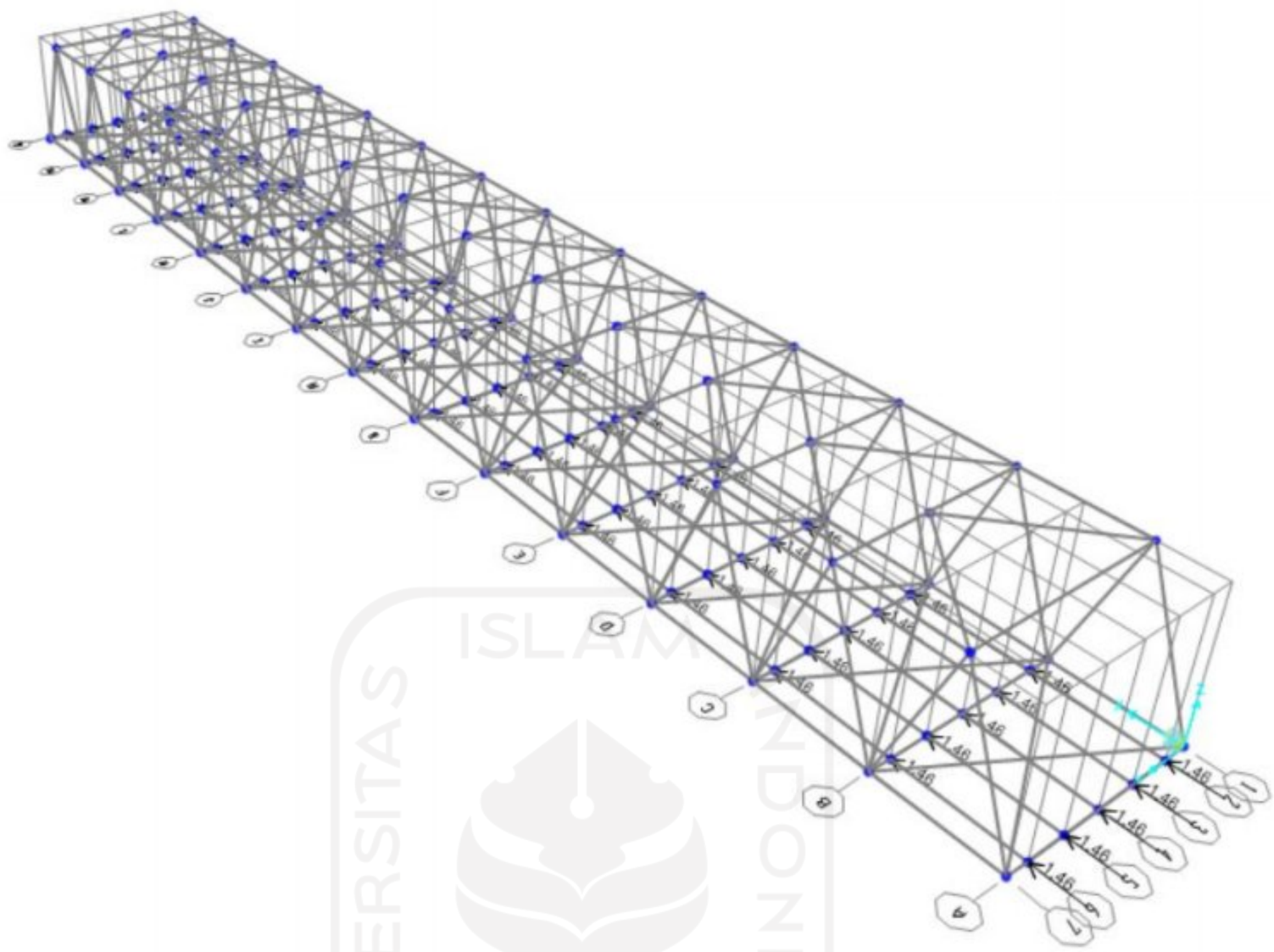
Beban gaya rem per joint

$$P_{TB} = \frac{PTB}{n}$$

$$= \frac{103,75}{75}$$

= 1,38 kN

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.19. hasil input dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut



Gambar 5.7 Input Beban Rem (TB)

5.2.6 Beban Angin (EW)

Pada analisis permodelan jembatan ini berfokus pada struktur rangka utama sehingga beban angin yang digunakan hanya beban angin horizontal saja, dan mengabaikan beban angin pada kendaraan karena tidak terlalu berpengaruh terhadap struktur utama jembatan. Menurut SNI 1725:2016, tekanan angin diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan dasar (V_B) sebesar 90 sampai 126 km/jam. Perhitungan beban angin adalah sebagai berikut

Kecepatan angin di elevasi 10m (V_{10})	= 126 km/jam
Kecepatan angin rencana di elevasi 1m (V_B)	= 126 km/jam
Elevasi struktur dari permukaan (Z) diasumsikan	= 25 m
Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan (V_0)	= 17,6 km/jam
Panjang gesekan angin di hulu jembatan (Z_0)	= 1 m
Tekanan angin dasar angin tekan (P_{BT})	= 0,0024 MPa
Tekanan angin dasar angin hisap (P_{BH})	= 0,0012 MPa

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana

$$V_{DZ} = 2{,}5 \,.\, V_0 \left(\frac{V10}{VB}\right).\ln\left(\frac{Z}{Z0}\right)$$

$$= 2{,}5 \,.\, 17{,}6 \,.\left(\frac{126}{126}\right).\ln\left(\frac{25}{1}\right)$$

$$= 141{,}631 \text{ km/jam}$$

Tekanan angin rencana pada bidang tekan

$$P_{DT} = \text{PBT} \,.\left(\frac{VDZ}{VB}\right)^2$$

$$= 0{,}0024 \,.\left(\frac{141{,}631}{126}\right)^2$$

$$= 0{,}00303 \text{ MPa}$$

Tekanan angin rencana pada bidang hisap

$$P_{DH} = \text{PBH} \,.\left(\frac{VDZ}{VB}\right)^2$$

$$= 0{,}0012 \,.\left(\frac{141{,}631}{126}\right)^2$$

$$= 0{,}00152 \text{ MPa}$$

Kemudian perhitungan dilakukan pada variasi tinggi jembatan 6,5 m

Panjang batang atas (la) = 65 m

Panjang batang bawah (lb) = 70 m

Tinggi jembatan (h) = 6,5 m

Jumlah joint (n) = 29 buah

Luas area beban angin

$$Ab = 30\% \,.\,\frac{la+lb}{2} \,.\, h$$

$$= 30\% \,.\,\frac{65+70}{2} \,.\, 6{,}5$$

$$= 131{,}625 \text{ m}^2$$

Gaya angin horizontal pada bidang tekan

$$P_{EWT} = \text{Ab. } P_{DT}$$

$$= 131{,}625 \,.\, (\,0{,}00303 \,.\, 1000)$$

$$= 398{,}824 \text{ kN}$$

Perhitungan gaya angin horizontal pada bidang tekan tiap jointnya adalah

$$P_{EWT} = \frac{398,824}{29}$$

$$= 13,7634 \text{ kN}$$

Gaya angin horizontal pada bidang hisap

$$P_{EWH} = Ab.\ P_{DH}$$

$$= 131,625\ .\ (0,00152\ .1000)$$

$$= 200,07 \text{ kN}$$

Perhitungan gaya angin horizontal pada bidang tekan tiap jointnya adalah

$$P_{EWH} = \frac{200,07}{29}$$

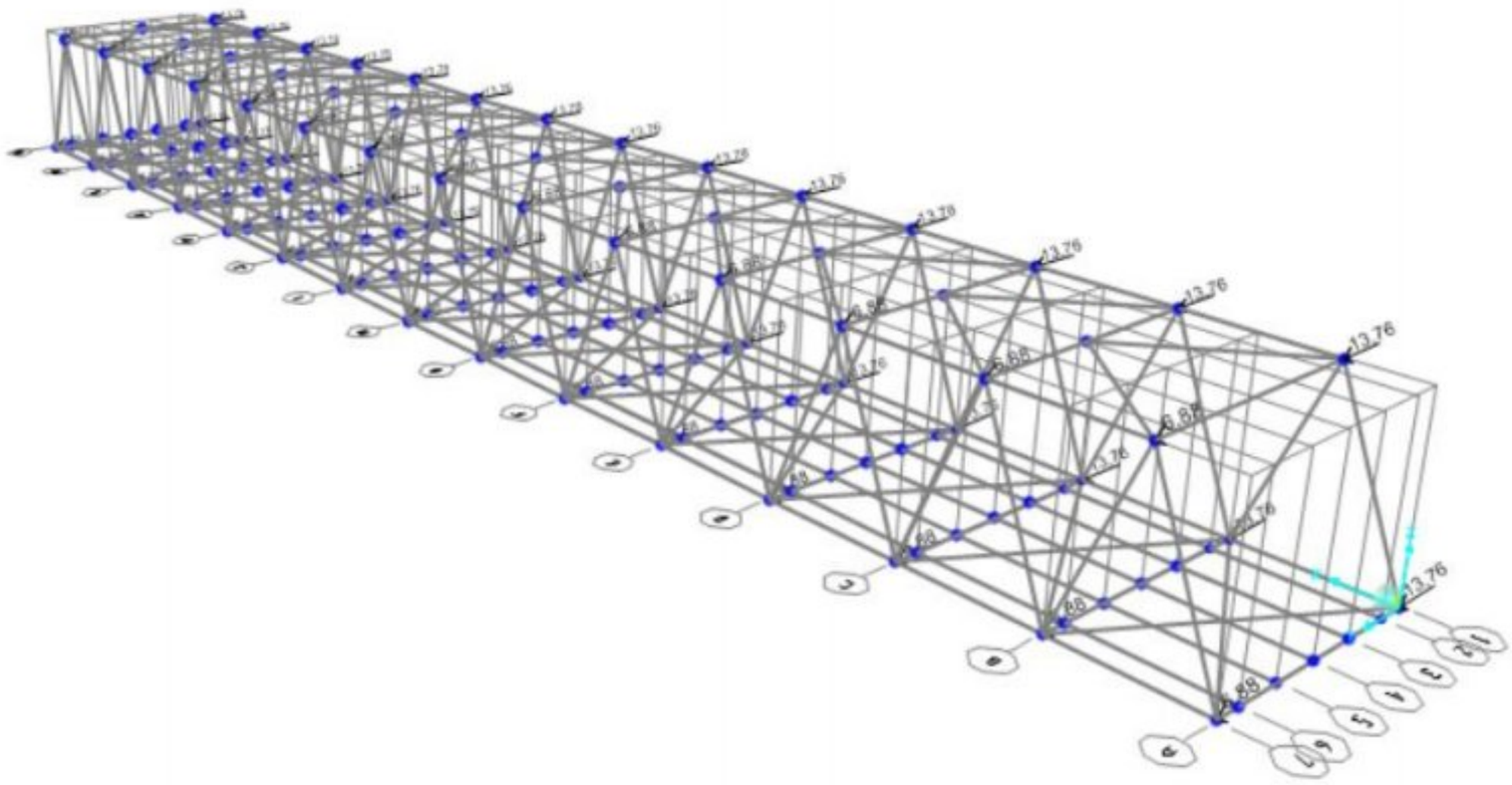
$$= 6,882 \text{ kN}$$

Perhitungan pada variasi jembatan 7m, 7.5m, dan 8m dilakukan dengan cara yang sama. kemudian berikut rekapitulasi beban angin pada seluruh variasi dapat dilihat pada Tabel 5.5

Tabel 5.5 Rekapitulasi Beban Angin

Beban Angin (EW)		
Tinggi Jembatan (m)	P_{EWH} (kN)	P_{EWH} (kN)
6.5	13,763	6,882
7	14,822	7,411
7.5	15,881	7,940
8	16,940	8,470

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.19. hasil input dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut



Gambar 5.8 Input Beban Angin (EW)

5.2.7 Beban Gempa (EQ)

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan koefisien respon elastic (C_{sm}) dengan berat struktur dan dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R_d). Berat struktur atas yang digunakan untuk perhitungan beban gempa pada variasi tinggi jembatan 6,5 m dapat dilihat pada Tabel 5.6, Tabel 5.7, dan Tabel 5.8 berikut

Tabel 5.6 Berat Sendiri Rangka Jembatan

Berat sendiri rangka jembatan							
Daerah	Tipe IWF	Berat (lb/ft)	Berat (kN/m)	Panjang (m)	Berat (kN)	Jumlah	Total Berat (kN)
Batang atas	W14x342	341	4,991	5,000	24,956	26	648,845
Batang bawah	W14x311	311	4,539	5,000	22,694	28	635,418
Batang diagonal	W14x176	176	2,569	8,382	21,528	56	1205,574
Gelagar melintang	W24x176	176	2,569	9,000	23,117	14	323,634
Gelagar memanjang	W12x106	106	1,547	5,000	7,735	70	541,434

Lanjutan Tabel 5.6 Berat Sendiri Rangka Jembatan

Berat sendiri rangka jembatan							
Daerah	Tipe IWF	Berat (lb/ft)	Berat (kN/m)	Panjang (m)	Berat (kN)	Jumlah	Total Berat (kN)
Batang memanjang atas	W10.60	60	0.876	5.000	4.378	14	61.294
Ikatan angin atas	W10.33	33	0.482	6.727	3.240	26	84.233
Ikatan angin bawah	W10.33	33	0.482	10.296	4.959	28	138.839
Total berat sendiri profil baja							3639.271

Tabel 5.7 Berat Mati Tambahan

Berat mati tambahan						
Jenis	Berat Jenis (kN/m3)	Panjang (m)	Lebar (m)	Tebal (m)	Volume	Berat (kN)
Pelat	24	70	9	0,2	126	3024
Trotoar	24	70	1	0,25	17,5	420
Aspal	22	70	7	0,05	24,5	539
Sandaran	0.75	70			2	2
Air hujan	9.81	70	9	0,05	31,5	309
Total berat tambahan						4294

Tabel 5.8 Rekapitulasi Beban Struktur

Rekapitulasi beban	
Jenis	Nilai Beban (kN)
Berat sendiri rangka jembatan	3639,271
Berat mati tambahan	4294
Berat total (WT)	7932,786

Setelah berat total jembatan didapatkan, perhitungan beban gempat arah x dan arah y adalah sebagai berikut

Perhitungan beban gempa terlebih dahulu dimulai dengan menghitung periode getaran. Perhitungan periode getaran (T) menggunakan rumus sebagai berikut :

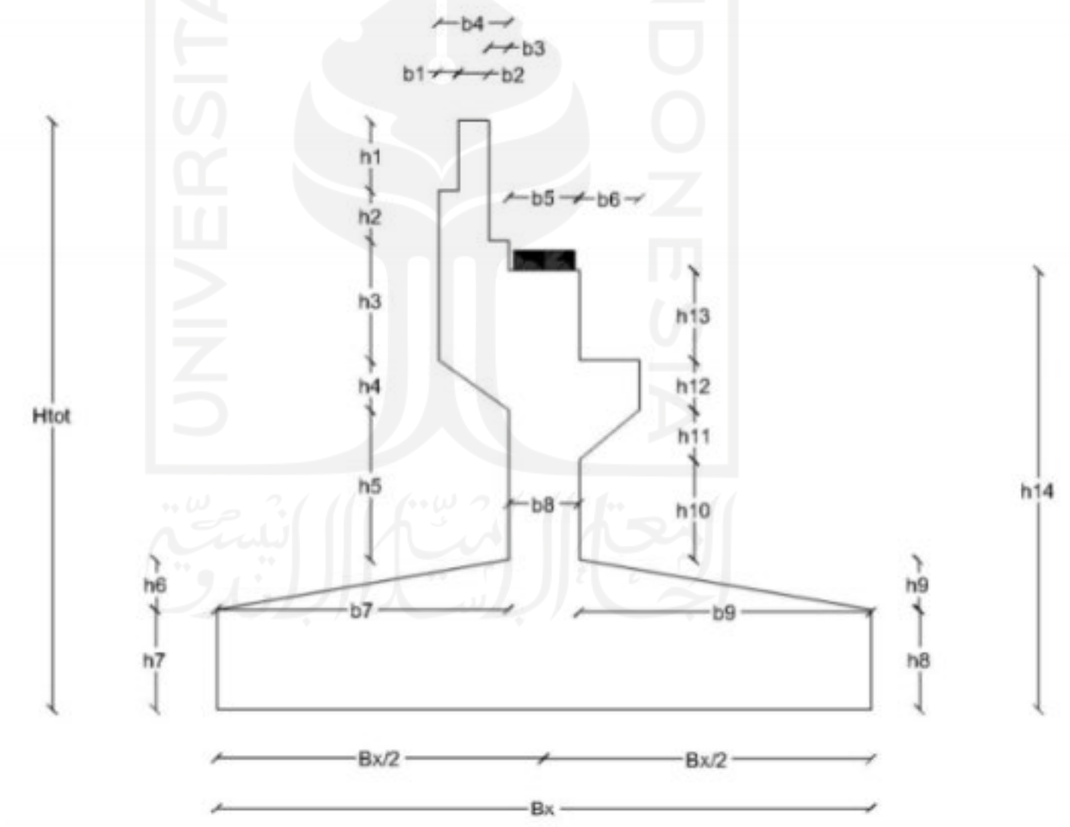
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \,.\, Kp}}$$

Wt = 17932,786 kN

g = 9,81 kN/s^2

$$Kp = 3 \,.\, \frac{EI}{L^3}$$

Jembatan yang dianalisis merupakan jembatan 1 bentang yang ditahan oleh abutment di ujung-ujungnya. Beban gempa pada jembatan dipengaruhi oleh kekakuan struktur dibawah jembatan. Diasumsikan jembatan ini menggunakan abutment tipe T terbalik sebagai penahannya, dengan data dan ukuran abutment seperti dibawah ini :



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 m	b7	= 1,7 m
h8	= 1 m	b8	= 0,6 m

h9	= 0,5 m	b9	= 1,7 m
h10	= 1 m	b10	= 2,5 m
h11	= 0,5 m	b11	= 2,5 m
h12	= 0,5 m	Bx	= 4 m
h13	= 0,9 m	By	= 10 m
h14	= 4,4 m		

Untuk menghitung kekakuan, momen inersia yang dihitung berasal dari momen inersia komponen breast wall pada abutment. Material abutmen digunakan beton bertulang dengan data sebagai berikut :

Mutu beton (f'c) = 30 MPa

Modulus elastisitas beton (Ec) $= 4700 . \sqrt{f'c}$

$= 4700 . \sqrt{30}$

$= 25742{,}96$ N/mm^2

$= 25742960{,}20$ kN/m^2

Bentang memanjang abutmen (By) = 10 m

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

Lengan *breast wall* (hb) = h14 – (h8+h9)

= 4,4 – (1,0 + 0,5)

= 2,9 m

1. Kekakuan struktur (K_P)

   a. Kekakuan struktur arah X

      Momen inersia (Ic) $= \frac{1}{12} x By\ x\ h^3$

      $= \frac{1}{12} x\ 10\ x\ 0{,}6^3$

      $= 0{,}18$ m^4

      Kekakuan struktur (Kp) $= 3\ x\ \frac{EI\ x\ Ix}{L^3}$

      $= 3\ x\ \frac{25742960{,}20\ x\ 0{,}18}{2{,}9^3}$

      = 569978,208 kN/m

   b. Kekakuan struktur arah Y

      Momen inersia (Ic) $= \frac{1}{12} x By^3\ x\ h$

$= \frac{1}{12} x\ 10^3\ x\ 0{,}6$

$= 50\ m^4$

Kekakuan struktur (Kp) $= 3\ x\ \frac{EI\ x\ Ix}{L^3}$

$= 3\ x\ \frac{25742960{,}20\ x\ 50}{2{,}9^3}$

$= 158327279{,}9\ kN/m$

2. Periode getar struktur

1. Periode getar struktur arah X

T $= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g\ .\ Kp}}$

T $= 2\pi \sqrt{\frac{10255{,}530}{9{,}81\ x\ 569978{,}208}}$

$= 0{,}244$ detik

2. Periode getar struktur arah Y

T $= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g\ .\ Kp}}$

T $= 2\pi \sqrt{\frac{10255{,}530}{9{,}81\ x\ 158327279{,}9}}$

$= 0{,}016$ detik

Jembatan yang akan dianalisis diasumsikan berlokasi di Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta, dengan asumsi jenis tanah adalah tanah sedang. Berdasarkan peta gempa pada Gambar 3.7, Gambar 3.8, dan Gambar 3.9 didapatkan nilai PGA, S_s, dan S_1 adalah

PGA $= 0{,}4$

S_s $= 1$

S_1 $= 0{,}4$

Dari nilai PGA, S_s, dan S_1 yang didapat, kemudian ditentukan nilai dari faktor situs berdasarkan Tabel 5.9 , dan Tabel 5.10 beikut

Tabel 5.9 Faktor Amplifikasi Untuk PGA dan 0,2 Detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas Situs	PGA ≤ 0,1 Ss ≤ 0.25	PGA = 0,2 Ss = 0.5	PGA = 0,3 Ss = 0.75	PGA = 0,4 Ss = 1.0	PGA > 0,5 Ss ≥ 1.25
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1	1
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber : SNI 2833-2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

Tabel 5.10 Besarnya Nilai Faktor Amplifikasi Untuk Periode 1 Detik (F_V)

Kelas Situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber : SNI 2833-2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

Berdasarkan tabel diatas untuk tanah jenis sedang didapatkan

$F_{PGA}/F_a = 1,1$

$F_a = 1$ (berdasarkan SNI 2833:2016)

$F_{PGA} = F_{PGA}/F_a \cdot F_a$

$= 1,1 \cdot 1$

$= 1$

$F_v = 1,6$

Respon spektra dapat dihitung sebgai berikut

$A_S = F_{PGA} \cdot PGA$

$= 1,1 \cdot 0,4$

$= 0,44$

$S_{DS} = F_a \cdot S_s$

$= 1 \cdot 1$

$= 1$

$S_{D1} = F_v \cdot S_1$

$= 1{,}6 \cdot 0{,}4$

$= 0{,}64$

Penentuan koefisien respon gempa elastic (C_{sm}) dilakukan dengan membandingkan nilai T, $T_{0,}$ dan T_s yaitu

1. Penentuan C_{sm} arah X

   T $= 0{,}244$ detik

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

   $= \frac{0{,}64}{1}$

   $= 0{,}64$ detik

   T_0 $= 0{,}2 \cdot T_s$

   $= 0{,}2 \cdot 0{,}64$

   $= 0{,}128$ detik

   Berdasarkan perbandingan T, $T_{0,}$ dan T_s di dapatkan bahwa $T_0 \leq T \leq T_{s,}$ yaitu $0{,}128 < 0{,}64 < 0{,}64$. Berdasarkan SNI 2833:2016 nilai C_{sm} menjadi sama dengan S_{DS}. Jadi diperoleh nilai $C_{sm} = 1$

2. Penentuan C_{sm} arah Y

   T $= 0{,}016$ detik

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

   $= \frac{0{,}64}{1}$

   $= 0{,}64$ detik

   T_0 $= 0{,}2 \cdot T_s$

   $= 0{,}2 \cdot 0{,}64$

   $= 0{,}128$ detik

   Berdasarkan perbandingan T, $T_{0,}$ dan T_s di dapatkan bahwa $T < T_{0,}$ yaitu $0{,}016 < 0{,}128$. Berdasarkan SNI 2833:2016 nilai C_{sm} adalah

   C_{sm} $= (S_{DS} - A_S)\frac{T}{T0} + A_S$

   $= (1 - 0{,}44)\frac{0{,}016}{0{,}128} + 0{,}44$

   $= 0{,}511$

Faktor modifikasi respon (R) diperoleh dari Tabel 5.11 berikut

Tabel 5.11 Faktor Modifikasi Respon (R) Untuk Bangunan Bawah

Bangunan Bawah	Kategori Kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miri	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang Vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

(Sumber : SNI 2833-2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)

Berdasarkan tabel diatas didapatkan nilai R untuk pilat tipe dinding dengan kategori kepentingan "Penting"adalah 1,5. Nilai gaya gempa horizontal statis (E_Q) yaitu :

1. Gaya gempa arah X

$E_Q X = \frac{Csm}{R} \times W_t$

$= \frac{1}{1,5} \times 7932.786$

$= 5288,524$ kN

Input pada program SAP2000 seperti berikut :

Joint = 8 buah

Input $= \frac{EQx}{joint}$

$= \frac{5288,524}{8}$

$= 661,065$ kN

2. Gaya gempa arah Y

$E_Q Y = \frac{Csm}{R} \times W_t$

$= \frac{0,511}{1,5} \times 7932.786$

= 2655,494 kN

Input pada program SAP2000 seperti berikut :

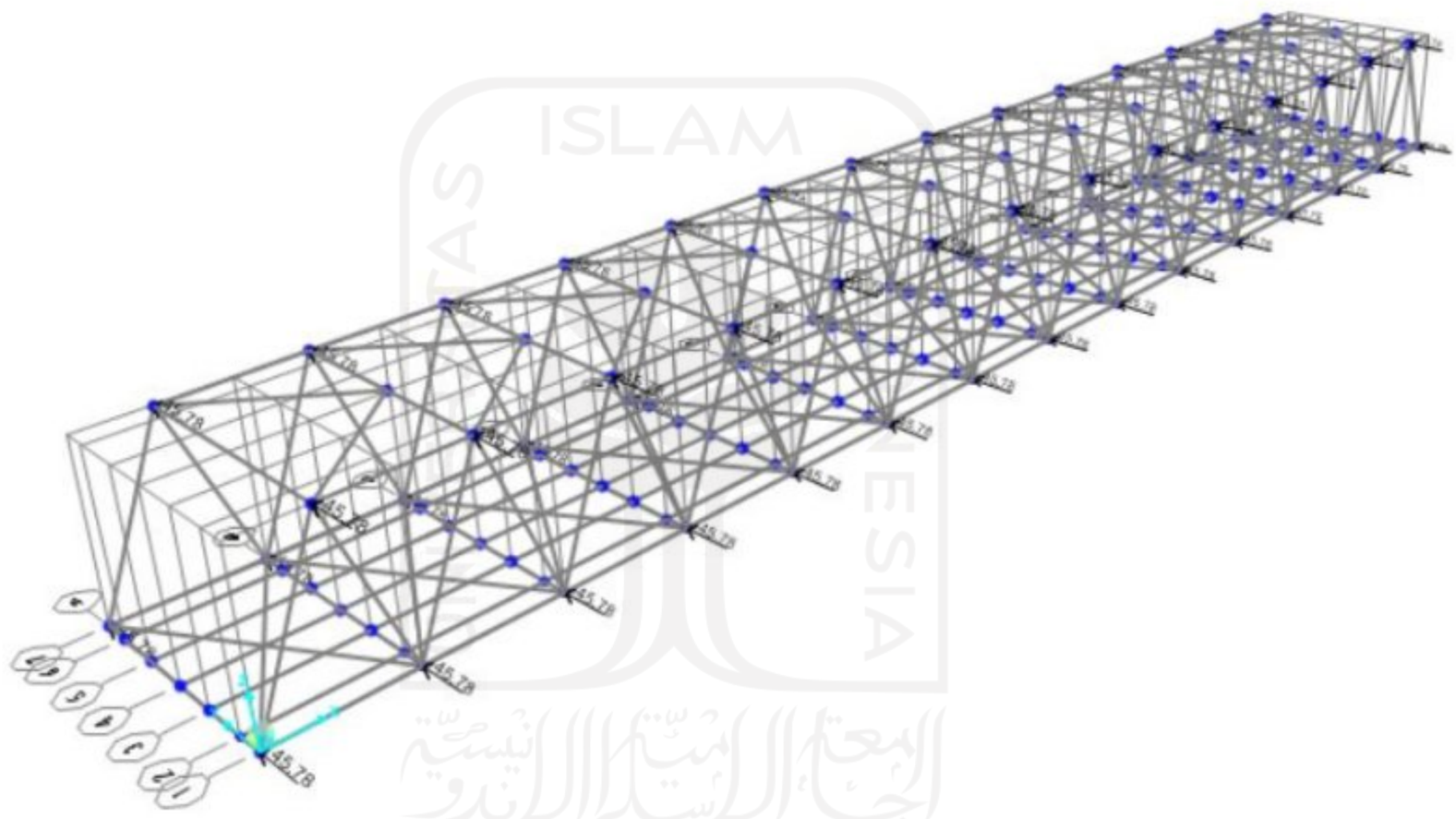
Joint = 58 buah

Input $= \frac{EQy}{joint}$

$= \frac{2655,494}{58}$

= 45,784 kN

Selanjutnya, hasil perhitungan beban diinput pada *software* SAP2000 v.19. hasil input dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut



Gambar 5.9 Input Beban Gempa (EQ)

5.2.8 Rekapitulasi Pembebanan

Berikut hasil rekapitulasi pembeban pada masing-masing permodelan jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.12, Tabel 5.13, Tabel 5.14, dan Tabel 5.15

Tabel 5.12 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Jembatan 6,5 m

No	Jenis Beban	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)
1	Beban mati (MS)	Tepi	9,000	
		Tengah	8,400	
2	Beban mati tambahan (MA)	Tepi	8,632	
		Tengah	2,783	
3	Beban terbagi rata	Tepi	5,625	

Lanjutan Tabel 5.12 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Jembatan 6,5m

No	Jenis Beban	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)
		Tengah	11,250	
4	Beban garis terpusat		66,640	
5	Beban gaya rem			1,38
6	Beban pejalan kaki		25,000	
7	Beban gaya angin	Tekan		13,763
		Hisap		6,882
8	Beban gempa statis	TEQX		661,065
		TEQY		45,784

Tabel 5.13 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Jembatan 7 m

No	Jenis Beban	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)
1	Beban mati (MS)	Tepi	9,000	
		Tengah	8,400	
2	Beban mati tambahan (MA)	Tepi	8,632	
		Tengah	2,783	
3	Beban terbagi rata	Tepi	5,625	
		Tengah	11,250	
4	Beban garis terpusat		66,640	
5	Beban gaya rem			1,38
6	Beban pejalan kaki		25,000	
7	Beban gaya angin	Tekan		14,822
		Hisap		7,411
8	Beban gempa statis	TEQX		641,693
		TEQY		44,443

Tabel 5.14 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Jembatan 7,5 m

No	Jenis Beban	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)
1	Beban mati (MS)	Tepi	9,000	
		Tengah	8,400	
2	Beban mati tambahan (MA)	Tepi	8,632	
		Tengah	2,783	
3	Beban terbagi rata	Tepi	5,625	
		Tengah	11,250	
4	Beban garis terpusat		66,640	
5	Beban gaya rem			1,38
6	Beban pejalan kaki		25,000	
7	Beban gaya angin	Tekan		15,881
		Hisap		7,940
8	Beban gempa statis	TEQX		632,839
		TEQY		43,829

Tabel 5.15 Rekapitulasi Pembebanan Tinggi Jembatan 8 m

No	Jenis Beban	Kode beban	Q (kN/m)	P (kN)
1	Beban mati (MS)	Tepi	9,000	
		Tengah	8,400	
2	Beban mati tambahan (MA)	Tepi	8,632	
		Tengah	2,783	
3	Beban terbagi rata	Tepi	5,625	
		Tengah	11,250	
4	Beban garis terpusat		66,640	
5	Beban gaya rem			1,38
6	Beban pejalan kaki		25,000	
7	Beban gaya angin	Tekan		16,940
		Hisap		8,470
8	Beban gempa statis	TEQX		624,643
		TEQY		43,262

5.3 Analisis Struktur

Setelah perhitungan beban jembatan selesai, analisis struktur dilakukan dengan input beban-beban pada *software* SAP2000 v.19 menggunakan kombinasi pembebanan yang telah ditentukan sesuai dengan SNI 1725:2016. Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah sebagai berikut :

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

Kuat II = 1,3 MS + 2 MA + 1,4 TD + 1,4 TB + 1,4 TP

Kuat III = 1,3 MS + 2 MA + 1,4 EWs

Kuat IV = 1,3 MS + 2 MA

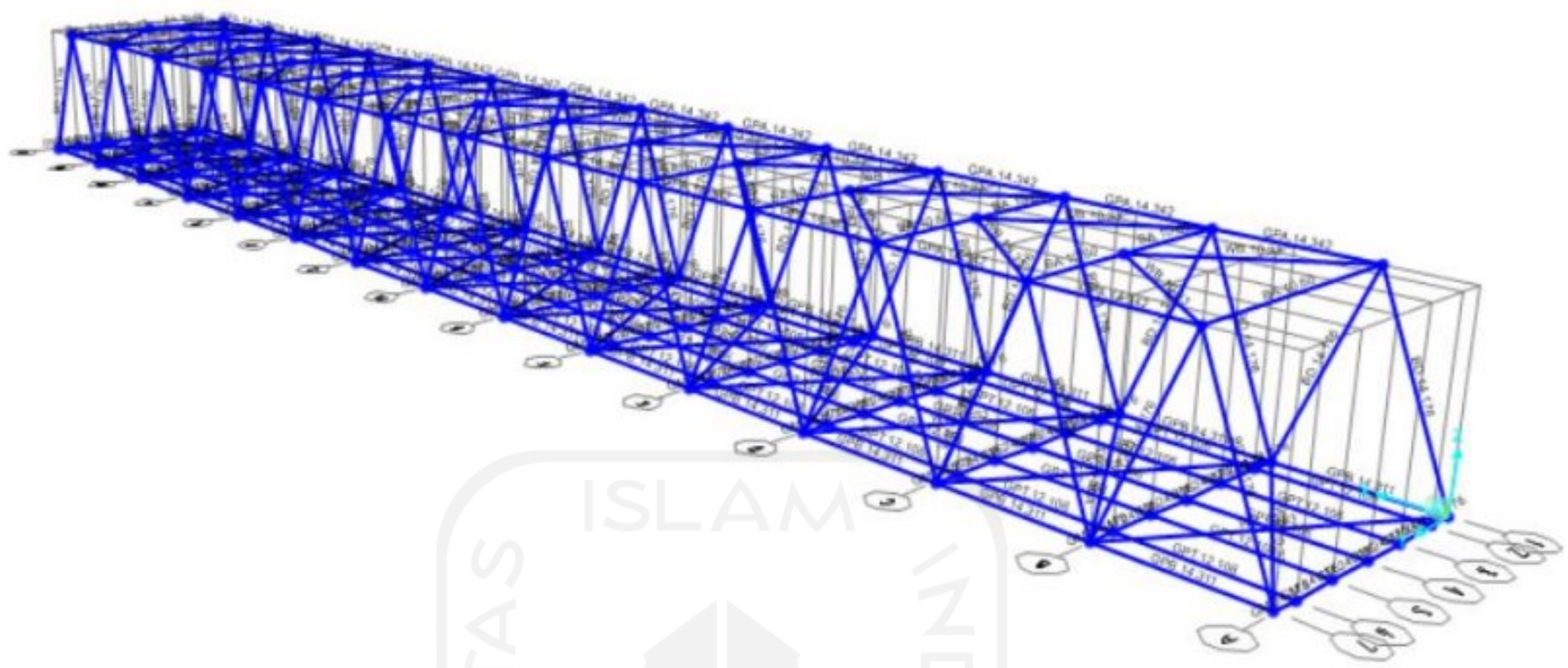
Kuat V = 1,3 MS + 2 MA + 0,4 EWs

Ekstrem I = 1,3 MS + 2 MA + 0,5 TD + 0,5 TB + 0,5TP + EQ

Ekstrem II = 1,3 MS + 2 MA + 0,5 TD + 0,5 TB + 0,5 TP

Pada permodelan ini, stuktur dimodelkan dengan permodelan *truss* dengan variasi tinggi jembatan yang berbeda. Pada permodelan truss dilakukan *release* momen pada batang sehingga batang tersebut mengasumsi bahwa beban-beban

terletak pada titik joint. Sesuai dengan prinsip *truss* yaitu beban-beban terletak pada titik *joint.* Hasil analisis yang didapat momen yang terjadi akan sangat kecil atau terkadang dianggap tidak ada momen, karena momen pada permodelan *truss* adalah akibat dari beban sendiri profil. Permodelan yang dilakukan menggunakan *software* SAP2000 v.19 dapat dilihat pda Gambar 5.10 berikut

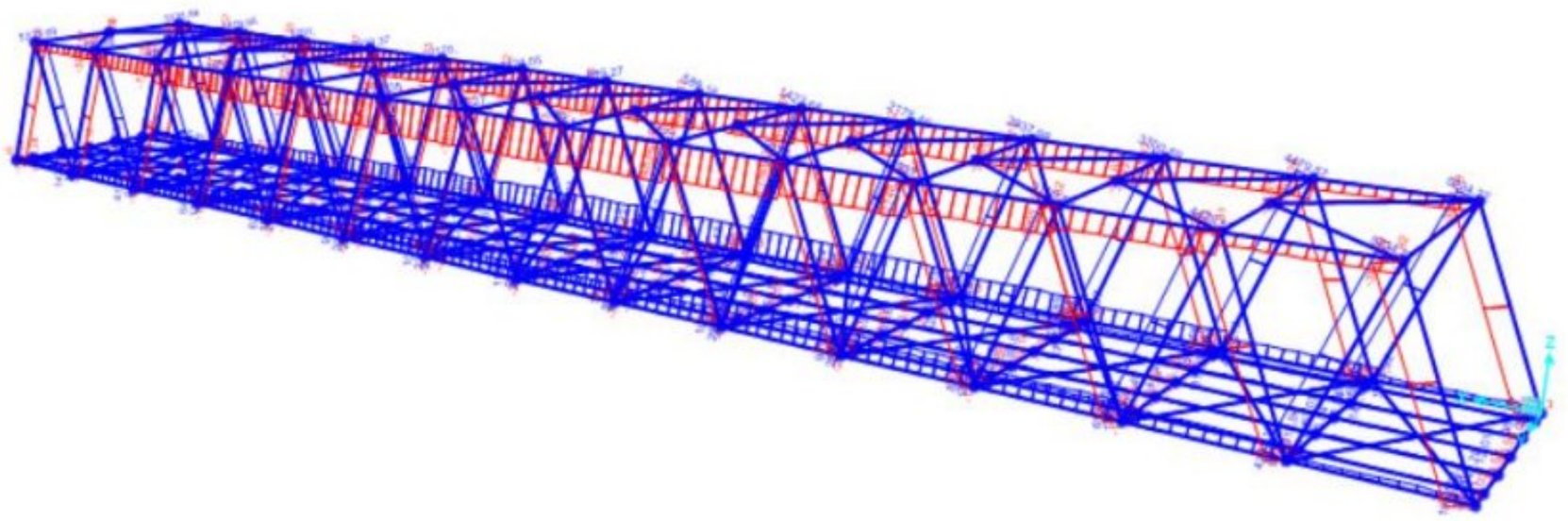


Gambar 5.10 Denah Profil Batang

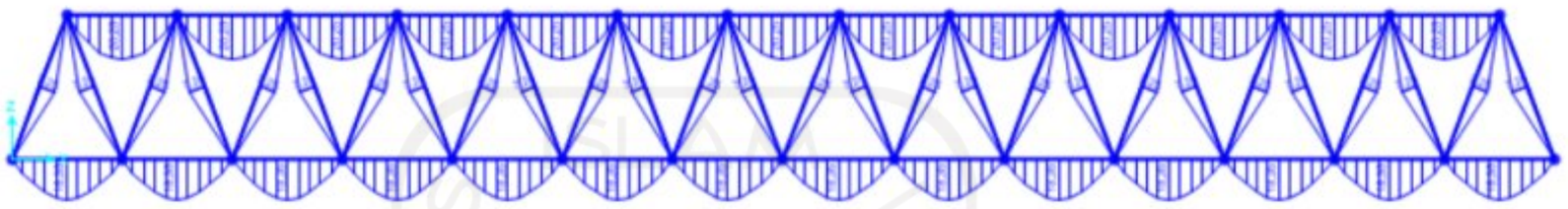
Berdasarkan analisis yang telah dilakukan didapatkan gaya aksial yang berlaku pada masing-masing elemen struktur dari 4 variasi tinggi jembatan. Hasil yang digunakan pada analisis ini adalah nilai aksial maksimum yang bekerja pada batang struktur.

5.3.1 Permodelan Jembatan *Truss*

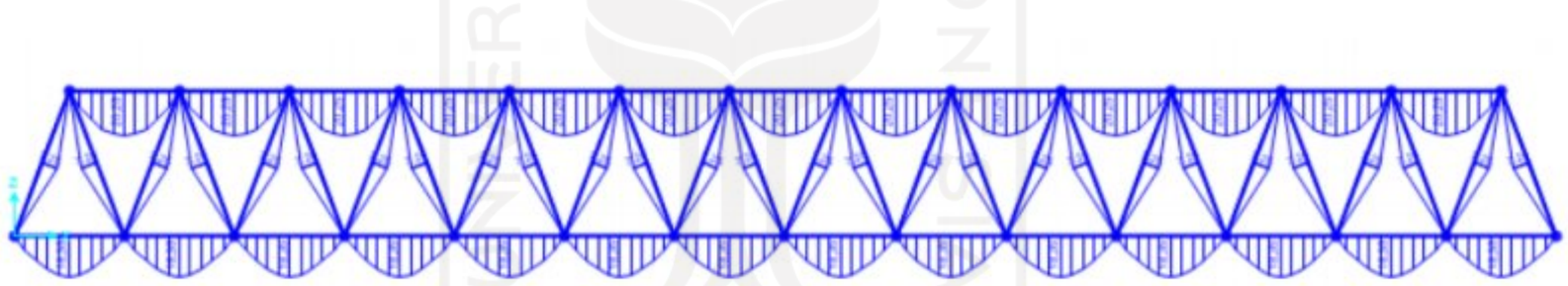
Gaya dalam yang didapatkan pada permodelan struktur disini diambil gaya aksial saja, karena nilai momen pada struktur ini sangat kecil atau bisa diabaikan. Gambar gaya aksial pada model jembatan dapat dilihat pada Gambar 5.11 berikut



Gambar 5.11 Hasil Analisis Struktur Gaya Aksial dalam 3D



Gambar 5.12 Hasil Analisis Struktur Momen Tampak Kiri



Gambar 5.13 Hasil Analisis Struktur Momen Tampak Kanan

Nilai gaya aksial maksimum dan momen maksimum pada masing-masing model jembatan karena kombinasi beban dapat dilihat pada Tabel 5.16 dan Tabel 5.17

Tabel 5.16 Rekapitulasi Nilai Gaya Aksial

Daerah	Jenis Profil	Letak	Gaya Aksial (kN)	Kombinasi
6,5 m				
Batang Atas	W14x342	Frame 179	16716,99	KUAT I
Batang Bawah	W14x311	Frame 48	11450,28	KUAT I
Batang Diagonal	W14x176	Frame 226	5686,68	KUAT I
Gelagar Memanjang	W12x96	Frame 80	2741,25	KUAT I
Pengikat Angin	W10.33	Frame 325	436,26	KUAT III

Lanjutan Tabel 5.16 Rekapitulasi Nilai Gaya Aksial

Daerah	Jenis Profil	Letak	Gaya Aksial (kN)	Kombinasi
7 m				
Batang Atas	W14x311	Frame 179	14150,74	KUAT I
Batang Bawah	W14x283	Frame 48	10199,14	KUAT I
Batang Diagonal	W14x159	Frame 226	5317,48	KUAT I
Gelagar Memanjang	W12x96	Frame 80	2557,71	KUAT I
Pengikat Angin	W10X33	Frame 325	441,37	KUAT III
7,5 m				
Batang Atas	W14x283	Frame 179	13181,68	KUAT I
Batang Bawah	W14x257	Frame 48	9273,68	KUAT I
Batang Diagonal	W14x159	Frame 267	5264,74	KUAT I
Gelagar Memanjang	W12X96	Frame 80	2397,44	KUAT I
Pengikat Angin	W10X33	Frame 325	463,87	KUAT III
8 m				
Batang Atas	W14x257	Frame 179	12337,31	KUAT I
Batang Bawah	W14x233	Frame 48	8444,81	KUAT I
Batang Diagonal	W14x159	Frame 226	5221,76	KUAT I
Gelagar Memanjang	W12X96	Frame 80	2257,35	KUAT I
Pengikat Angin	W10X60	Frame 325	493,29	KUAT III

Tabel 5.17 Rekapitulasi Gaya Momen

Daerah	Jenis Profil	Momen (kNm)	Kombinasi
6 m			
Batang Atas	W14x342	20,25	KUAT I
Batang Bawah	W14x311	18,35	KUAT I
Batang Diagonal	W14x176	7,25	KUAT I
Gelagar Memanjang	W12x96	164,53	KUAT I
Pengikat Angin Bawah	W10.33	8,04	KUAT I
Pengikat Angin Atas	W10.33	3,44	KUAT I
Gelagar Melintang	W24x176	1614,00	KUAT I
7 m			
Batang Atas	W14x311	18,35	KUAT I
Batang Bawah	W14x283	16,72	KUAT I
Batang Diagonal	W14x159	6,97	KUAT I
Gelagar Memanjang	W12x96	164,53	KUAT I
Pengikat Angin	W10X33	8,04	KUAT I
Pengikat Angin Atas	W10X33	3,44	KUAT I

Lanjutan Tabel 5.17 Rekapitulasi Gaya Momen

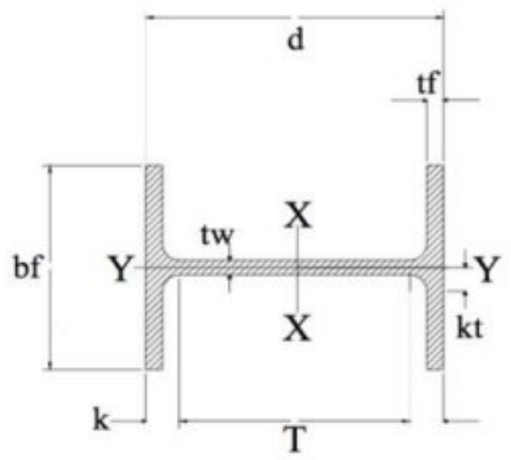
Daerah	Jenis Profil	Momen (kNm)	Kombinasi
Gelagar Melintang	W24x176	1589,92	KUAT I
7,5 m			
Batang Atas	W14x283	16,72	KUAT I
Batang Bawah	W14x257	15,21	KUAT I
Batang Diagonal	W14x159	7,42	KUAT I
Gelagar Memanjang	W12X96	164,53	KUAT I
Pengikat Angin	W10X33	8,04	KUAT I
Pengikat Angin Atas	W10X33	3,44	KUAT I
Gelagar Melintang	W24x176	1589,92	KUAT I
8 m			
Batang Atas	W14x257	15,21	KUAT I
Batang Bawah	W14x233	13,75	KUAT I
Batang Diagonal	W14x159	7,87	KUAT I
Gelagar Memanjang	W12X96	164,53	KUAT I
Pengikat Angin	W10X33	8,04	KUAT I
Pengikat Angin Atas	W10X33	3,44	KUAT I
Gelagar Melintang	W24x176	1605,12	KUAT I

5.4 Kontrol Desain Batang

Dalam menganalisis suatu struktur, diperlukan kontrol desain yang sudah di modelkan. Kontrol desain dilakukan dengan membandingkan gaya aksial yang dihasilkan struktur dengan kapasitas profil batang yang digunakan. Hasil perhitungan dapat mengetahui apakah profil batang tersebut aman atau tidak digunakan pada desain jembatan. Kontrol desain batang sesuai dengan SNI 1729:2015. Berikut adalah perhitungan untuk kontrol desain batang

1. Kontrol batang atas

   Dari hasil analisis pada *software* SAP 2000 v.19 didapatkan gaya aksial tekan maksimum sebesar 16716,99 kN. Profil yang digunakan adalah W14x342. Dapat dilihat pada Gambar 5.14



Gambar 5.14 Profil W14X342

Data profil W14X342

Lebar sayap, bf	= 16,4 in	= 416,56 mm
Tebal sayap, tf	= 2,47 in	= 62,738 mm
Tebal badan, tw	= 1,54 in	= 39,116 mm
Tinggi total profil, d	= 17,5 in	= 444,5 mm
Luas penampang Ag	= 101 in^2	= 65161,16 mm^2
Inersia Sb.x, Ix	= 4900 in^4	= 2039533987 mm^4
Inersia Sb.y, Iy	= 1810 in^4	= 753378881.1 mm^4
Radius girasi Sb.x, rx	= 6,98 in	= 177,292 mm
Radius girasi Sb.y,ry	= 4,24 in	= 107,696 mm
Modulus elastis penampang, Sx	= 558 in^3	= 9144001,8 mm^3
Modulus elastis penamapang, Sy	= 221 in^3	= 3621549,1 mm^3
Modulus plastis penampang, Zx	= 672 in^3	= 11012131,2 mm^3
Modulus plastis penampang, Zy	= 338 in^3	= 5538839,8 mm^3
Konstanta pilin, Cw	= 103000 in^6	= 2,766x10^{13} mm^6
Konstanta tori, J	= 178 in^4	= 74089193.83
Modulus elastisitas baja, E	= 200000 MPa	
Modulus elastis gese baja, G	= 77200 MPa	
Tegangan leleh baja, Fy	= 50 ksi	= 344,738 MPa

a. Cek kelangsingan sayap

1) Batasan rasio tebal-lebar

Sayap $= 0{,}56 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$$= 0{,}56 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$$

$$= 13{,}488$$

Badan $= 1{,}49 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$$= 1{,}49 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$$

$$= 35{,}889$$

2) Rasio tebal-lebar

Sayap $= \frac{\frac{1}{2}bf}{tf}$

$$= \frac{\frac{1}{2} \cdot 416{,}56}{62{,}738}$$

$= 3{,}320 < 13{,}488$, maka profil tidak langsing

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

$$= \frac{444{,}5-(2.62{,}738)}{39{,}116}$$

$= 8{,}156 < 35{,}889$, maka profil tidak langsing

Karena profil yang didapat adalah profil tidak langsing, maka menurut SNI 1729:2015 maka keadaan batas yang direncanakan untuk profil tekan adalah keadaan batas tekuk lentur dan tekuk torsi.

b. Keadaan batas tekuk lentur

Panjang efektif, K = 1 (diasumsikan sendi - sendi)

Panjang batang, L = 5000 mm

R min diambil nilai terkecil antara rx dan ry, diambil Rmin yaitu 107,696 mm

Rasio kelangsingan $= \frac{K.L}{rmin}$

$$= \frac{1 \cdot 5000}{107{,}696}$$

$$= 46{,}427$$

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

$$= 113{,}447$$

Rasio kelangsingan 46,427 < 113,447, maka menurut SNI 1729:2015

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

$$= \frac{\pi^2 . 200000}{\left(\frac{1\,.\,5000}{107{,}696}\right)^2}$$

$$= 915{,}775 \text{ MPa}$$

Tegangan kritis tekuk lentur, Fcr menurut SNI 1729:2015

$$Fcr = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}} \right) . Fy$$

$$= \left(0{,}658^{\frac{344{,}738}{915{,}775}} \right) . Fy$$

$$= 0{,}854 \text{ Fy}$$

c. Keadaan batas tekuk torsi

Fe profil sumbu simetri ganda untuk tekuk torsi menurut SNI1729:2015

$$Fe = \left[\frac{\pi^2 . E . Cw}{(K\,.L\,)^2} + G . J \right] . \frac{1}{Ix + Iy}$$

$$= \left[\frac{\pi^2 . 200000\,.\,2{,}766x10^{13}}{(1\,.5000\,)^2} + 77200.74089193.83 \right] .$$

$$\frac{1}{2039533987 \;+\; 753378881.1}$$

$$= 2829{,}866 \text{ MPa}$$

$$\frac{Fy}{Fe} = \frac{344{,}738}{2829{,}866}$$

$$= 0{,}122 < 2{,}25$$

Tegangan kritis tekuk torsi, Fcr menurut SNI 1729:2015

$$Fcr = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}} \right) . Fy$$

$$= \left(0{,}658^{\frac{344{,}738}{2829{,}866}} \right) . Fy$$

$$= 0{,}95 \text{ Fy}$$

d. Menghitung kuat tekan nominal profil W14X342

Fcr tekuk lentur < Fcr tekuk torsi, maka tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur.

Kuat tekan nominal, Pn = Fcr . A

$= 0{,}854 \,.\, 344{,}738 \,.\, 65161{,}16 \,.\, \frac{1}{1000}$

= 19188,906 kN

Kuat tekan ultimate, Pu = Ø . Pn

= 0,9 . 19188,906

= 17270,015 kN

Cek Keamanan = Pr < Pu

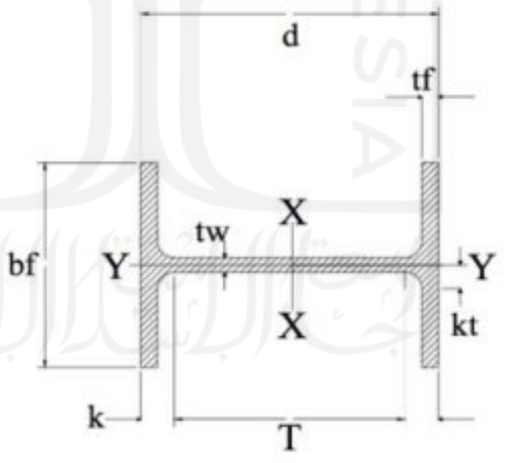
= 16716,99 kN < 17270,015 kN,

(batang tekan aman)

2. Kontrol batang diagonal

a. Batang tekan

Dari hasil analisis pada *software* SAP 2000 v.19 didapatkan gaya aksial tekan maksimum sebesar 5686,675 kN. Profil yang digunakan adalah W14x176. Dapat dilihat pada Gambar 5.15



Gambar 5.15 Profil W14X176

Data profil W14X176

Lebar sayap, bf	= 15,2 in	= 398,78 mm
Tebal sayap, tf	= 15,7 in	= 33,274 mm
Tebal badan, tw	= 1,31 in	= 21,082 mm
Tinggi total profil, d	= 0,83 in	= 386,08 mm
Luas penampang Ag	= 51,8 in^2	= 33419,288 mm^2
Inersia Sb.x, Ix	= 2140 in^4	= 890735251,6 mm^4
Inersia Sb.y, Iy	= 838 in^4	= 348801935 mm^4

Radius girasi Sb.x, rx	= 6,43 in	= 163,322 mm
Radius girasi Sb.y,ry	= 4,02 in	= 102,108 mm
Modulus elastis penampang, Sx	= 281 in^3	= 4604775,1 mm^3
Modulus elastis penamapang, Sy	= 107 in^3	= 1753419,7 mm^3
Modulus plastis penampang, Zx	= 320 in^3	= 5243872 mm^3
Modulus plastis penampang, Zy	= 163 in^3	= 2671098,3 mm^3
Konstanta pilin, Cw	= 40500 in^6	= 1,088x10^{13} mm^6
Konstanta tori, J	= 26,5 in^4	= 11030132,79 mm^4
Modulus elastisitas baja, E	= 200000 MPa	
Modulus elastis gese baja, G	= 77200 MPa	
Tegangan leleh baja, Fy	= 50 ksi	= 344,738 MPa

1) Cek kelangsingan sayap

   1) Batasan rasio tebal-lebar

      Sayap $= 0{,}56 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

      $= 0{,}56 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$

      $= 13{,}488$

      Badan $= 1{,}49 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

      $= 1{,}49 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$

      $= 35{,}889$

   2) Rasio tebal-lebar

      Sayap $= \frac{\frac{1}{2}bf}{tf}$

      $= \frac{\frac{1}{2} \cdot 398{,}78}{33{,}274}$

      $= 5{,}992 < 13{,}488$, maka profil tidak langsing

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

      $= \frac{386{,}08-(2.33{,}274)}{21{,}082}$

= 15,157 < 35,889, maka profil tidak langsing

Karena profil yang didapat adalah profil tidak langsing, maka menurut SNI 1729:2015 maka keadaan batas yang direncanakan untuk profil tekan adalah keadaan batas tekuk lentur dan tekuk torsi.

2) Keadaan batas tekuk lentur

Panjang efektif, K = 1 (diasumsikan sendi – sendi)

Panjang batang, L = 6964 mm

R min diambil nilai terkecil antara rx dan ry, diambil Rmin yaitu 102,108 mm

Rasio kelangsingan $= \frac{K.L}{rmin}$

$= \frac{1\,.\,6964}{102,108}$

$= 68,202$

$4,71.\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4,71\,.\sqrt{\frac{200000}{344,738}}$

$= 113,447$

Rasio kelangsingan 68,202 < 113,447, maka menurut SNI 1729:2015

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

$= \frac{\pi^2.200000}{\left(\frac{1\,.\,6964}{102,108}\right)^2}$

= 424,357 MPa

Tegangan kritis tekuk lentur, Fcr menurut SNI 1729:2015

Fcr $= \left(\,0,658^{\frac{Fy}{Fe}}\right).Fy$

$= \left(\,0,658^{\frac{344,738}{424,357}}\right).Fy$

= 0,712 Fy

3) Keadaan batas tekuk torsi

Fe profil sumbu simetri ganda untuk tekuk torsi menurut SNI1729:2015

$$Fe = \left[\frac{\pi^2.E.Cw}{(K.L)^2} + G.J\right].\frac{1}{Ix+Iy}$$

$$= \left[\frac{\pi^2.200000\ .\ 1{,}088x10^{13}}{(1.6964)^2} + 77200.11030132{,}79\right].$$

$$\frac{1}{890735251{,}6\ +\ 348801935}$$

$$= 1044{,}088 \text{ MPa}$$

$$\frac{Fy}{Fe} = \frac{344{,}738}{1044{,}088}$$

$$= 0{,}330 < 2{,}25$$

Tegangan kritis tekuk torsi, Fcr menurut SNI 1729:2015

$$Fcr = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}\right).Fy$$

$$= \left(0{,}658^{\frac{344{,}738}{1044{,}088}}\right).Fy$$

$$= 0{,}871 \text{ Fy}$$

4) Menghitung kuat tekan nominal profil W14X342

Fcr tekuk lentur < Fcr tekuk torsi, maka tekuk yang terjadi adalah tekuk lenutr.

Kuat tekan nominal, Pn $= Fcr\ .\ A$

$$= 0{,}711\ .\ 344{,}738\ .\ 33419{,}288\ .\ \frac{1}{1000}$$

$$= 8200{,}066 \text{ kN}$$

Kuat tekan ultimate, Pu $= \emptyset\ .\ Pn$

$$= 0{,}9\ .\ 8200{,}066$$

$$= 7380{,}059 \text{ kN}$$

Cek Keamanan $= Pr < Pu$

$$= 5686{,}675 \text{ kN} < 7380{,}059 \text{ kN},$$

(batang tekan aman)

b. Batang tarik

Dari hasil analisis pada *software* SAP 2000 v.19 didapatkan gaya aksial tarik maksimum sebesar 5481,468 kN. Profil yang digunakan adalah W14x176 dengan data yang sama seperti batang tekan

1) Kuat tarik penampang utuh menurut SNI 1729:2015

Pn = Fy . Ag
= 344,738 . 33419,288
= 11520898,51 N
= 11520,899 kN

Pu = 0,9 . Pn
= 0,9 . 11520,899
= 10368,809 kN

2) Kuat tarik penampang berlubang menurut SNI 1729:2015

Pn = Fu.Ae

Ae = An . U

Diasumsikan sambungan dengan 1 sisi baut

Nilai *shear lag* diambil :

U = 0,9

Asumsi sambungan baut

Jumlah baut = 8 buah

Diameter baut = 35 mm

Diameter lubang = d baut + 2
= 35 + 2
= 37 mm
= 0,0370 m

1) Menghitung luas penampang bersih menurut SNI 1729:2015

An = Ag – (jumlah baut . diameter lubang . tf)
= 0,0334 – (8 . 0,037 . 0,0333)
= 0,0236 m^2

2) Menghitung luas penampang efektif menurut SNI 1729:2015

Ae = An . U

= 0,0236 . 0,9

= 0,0212 m^2

3) Tegangan ultimit profil

Fu = 65 ksi

= 448,159 MPa

= 448159,34 kN/m^2

4) Tegangan tarik profil menurut SNI 1729:2015

Pn = Fu . Ae

= 448159,34 . 0,0212

= 9506,871 kN

Pu = 0,75 . Pn

= 0,75 . 9506,871

= 7130,153 kN

5) Cek kaamanan profil

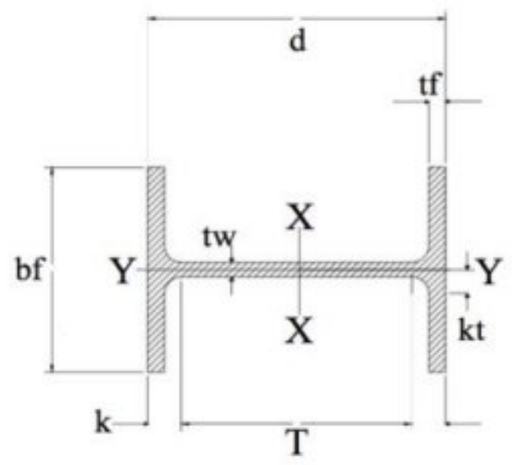
Cek Keamanan = Pr < Pu

= 5481,686 kN < 7130,153 kN,

(batang tarik aman)

3. Kontrol batang bawah

Dari hasil analisis pada *software* SAP 2000 v.19 didapatkan gaya aksial tarik maksimum sebesar 11450,28 kN. Profil yang digunakan adalah W14x311. Dapat dilihat pada Gambar 5.16



Gambar 5.16 Profil W14X311

Data profil W14X311		
Lebar sayap, bf	= 16,2 in	= 411,48 mm
, Tebal sayap, tf	= 2,26 in	= 57,404 mm
Tebal badan, tw	= 1,41 in	= 35,814 mm
Tinggi total profil, d	= 17,1 in	= 434,34 mm
Luas penampang Ag	= 91,4 in^2	= 58967,624 mm^2
Inersia Sb.x, Ix	= 4330 in^4	= 1802282075 mm^4
Inersia Sb.y, Iy	= 1610 in^4	= 670132595,9 mm^4
Radius girasi Sb.x, rx	= 6,88 in	= 174,752 mm
Radius girasi Sb.y,ry	= 4,2 in	= 106,68 mm
Modulus elastis penampang, Sx	= 506 in^3	= 8291872,6 mm^3
Modulus elastis penamapang, Sy	= 199 in^3	= 3261032,9 mm^3
Modulus plastis penampang, Zx	= 603 in^3	= 9881421,3 mm^3
Modulus plastis penampang, Zy	= 304 in^3	= 4981678,4 mm^3
Konstanta pilin, Cw	= 89100 in^6	= 2,392x10^{13} mm^6
Konstanta tori, J	= 136 in^4	= 56607479,94 mm^4
Modulus elastisitas baja, E	= 200000 MPa	
Modulus elastis gese baja, G	= 77200 MPa	
Tegangan leleh baja, Fy	= 50 ksi	= 344,738 MPa

3) Kuat tarik penampang utuh menurut SNI 1729:2015

Pn = Fy . Ag

= 344,738 . 58967,624

= 20328380.76 N

= 20328,381 kN

Pu = 0,9 . Pn

= 0,9 . 20328,381

= 18295,543 kN

4) Kuat tarik penampang berlubang menurut SNI 1729:2015

Pn = Fu.Ae

Ae = An . *U*

Diasumsikan sambungan dengan 1 sisi baut

Nilai *shear lag* diambil :

U = 0,9

Asumsi sambungan baut

Jumlah baut = 8 buah

Diameter baut = 35 mm

Diameter lubang = d baut + 2

= 35 + 2

= 37 mm

= 0,037 m

6) Menghitung luas penampang bersih menurut SNI 1729:2015

An = Ag – (jumlah baut . diameter lubang . tf)

= 0,059 – (8 . 0,037 . 0,057)

= 0,0420 m^2

7) Menghitung luas penampang efektif menurut SNI 1729:2015

Ae = An . U

= 0,0420 . 0,9

= 0,0378 m^2

8) Tegangan ultimit profil

Fu = 65 ksi

= 448,159 MPa

= 448159,34 kN/m^2

9) Tegangan tarik profil menurut SNI 1729:2015

Pn = Fu . Ae

= 448159,34 . 0,0378

= 16930,746 kN

Pu = 0,75 . Pn

= 0,75 . 16930,746

= 12698,060 kN

10) Cek kaamanan profil

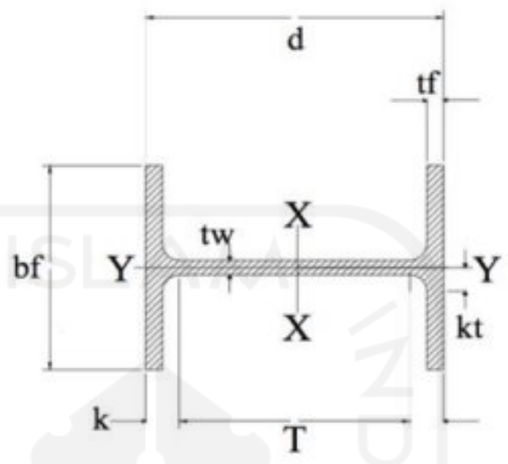
Cek Keamanan = Pr < Pu

= 11450,28 kN < 12698,060 kN,

(batang tarik aman)

4. Kontrol Gelagar memanjang

Dari hasil analisis pada *software* SAP 2000 v.19 didapatkan gaya aksial tarik maksimum sebesar 2741,253 kN. Profil yang digunakan adalah W12X106. Dapat dilihat pada Gambar 5.17



Gambar 5.17 Profil W12X106

Data profil W12X106

Lebar sayap, bf	= 12,2 in	= 309,88 mm
, Tebal sayap, tf	= 0,99 in	= 25,146 mm
Tebal badan, tw	= 0,61 in	= 15,494 mm
Tinggi total profil, d	= 12,9 in	= 327,66 mm
Luas penampang Ag	= 31,2 in^2	= 20128,992 mm^2
Inersia Sb.x, Ix	= 933 in^4	= 3388343920,5 mm^4
Inersia Sb.y, Iy	= 301 in^4	= 125285659,2 mm^4
Radius girasi Sb.x, rx	= 5,47 in	= 138,938 mm
Radius girasi Sb.y,ry	= 3,11 in	= 78,994 mm
Modulus elastis penampang, Sx	= 145 in^3	= 2376129,5 mm^3
Modulus elastis penamapang, Sy	= 49,3 in^3	= 807884,03 mm^3
Modulus plastis penampang, Zx	= 164 in^3	= 2687484,4 mm^3
Modulus plastis penampang, Zy	= 75,1 in^3	= 1230671,21 mm^3
Konstanta pilin, Cw	= 10700 in^6	= 2,873x10^{13} mm^6
Konstanta tori, J	= 9,13 in^4	= 3800192,919 mm^4

Modulus elastisitas baja, E = 200000 MPa

Modulus elastis gese baja, G = 77200 MPa

Tegangan leleh baja, Fy = 50 ksi = 344,738 MPa

a. Kuat tarik penampang utuh menurut SNI 1729:2015

Pn = Fy . Ag

= 344,738 . 20128,992

= 6939228,444 N

= 6939,228 kN

Pu = 0,9 . Pn

= 0,9 . 6939,228

= 6245,301 kN

b. Kuat tarik penampang berlubang menurut SNI 1729:2015

Pn = Fu.Ae

Ae = An . *U*

Diasumsikan sambungan dengan 1 sisi baut

Nilai *shear lag* diambil :

U = 0,9

Asumsi sambungan baut

Jumlah baut = 8 buah

Diameter baut = 35 mm

Diameter lubang = d baut + 2

= 35 + 2

= 37 mm

= 0,037 m

c. Menghitung luas penampang bersih menurut SNI 1729:2015

An = Ag – (jumlah baut . diameter lubang . tf)

= 0,020 – (8 . 0,037 . 0,025)

= 0,0114 m^2

d. Menghitung luas penampang efektif menurut SNI 1729:2015

Ae = An . U

= 0,0114 . 0,9

$= 0{,}0114\ m^2$

e. Tegangan ultimit profil

Fu $= 65$ ksi

$= 448{,}159$ MPa

$= 448159{,}34\ kN/m^2$

f. Tegangan tarik profil menurut SNI 1729:2015

Pn $= Fu \cdot Ae$

$= 448159{,}34 \cdot 0{,}0114$

$= 5116{,}72$ kN

Pu $= 0{,}75 \cdot Pn$

$= 0{,}75 \cdot 5116{,}72$

$= 3837{,}540$ kN

g. Cek kaamanan profil

Cek Keamanan $= Pr < Pu$

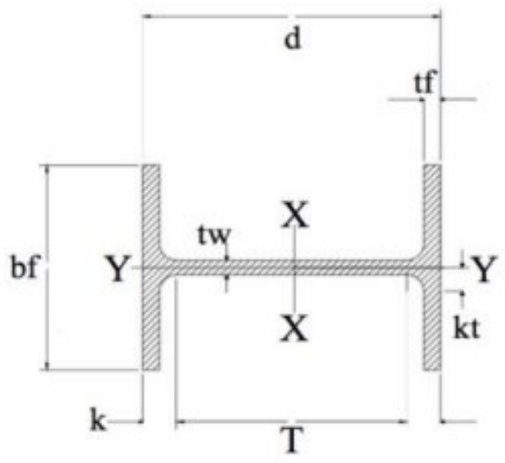
$= 2741{,}253\ kN < 3837{,}540\ kN,$

(batang tarik aman)

5. Kontrol ikatan angin bawah

a. Batang tekan

Dari hasil analisis pada *software* SAP 2000 v.19 didapatkan gaya aksial tekan maksimum sebesar 367,496 kN. Profil yang digunakan adalah W10X33. Dapat dilihat pada Gambar 5.18



Gambar 5.18 Profil W10X33

Data profil W10X33		
Lebar sayap, bf	= 7,96 in	= 202,184 mm
Tebal sayap, tf	= 0,435 in	= 11,049 mm
Tebal badan, tw	= 0,29 in	= 7,366 mm
Tinggi total profil, d	= 9,73 in	= 247,142 mm
Luas penampang Ag	= 9,71 in^2	= 6264,5036 mm^2
Inersia Sb.x, Ix	= 171 in^4	= 71175573,85 mm^4
Inersia Sb.y, Iy	= 36,6 in^4	= 15234070,19 mm^4
Radius girasi Sb.x, rx	= 4,19 in	= 106,426 mm
Radius girasi Sb.y,ry	= 1,94 in	= 49,276 mm
Modulus elastis penampang, Sx	= 35 in^3	= 573548,5 mm^3
Modulus elastis penamapang, Sy	= 9,2 in^3	= 150761,32 mm^3
Modulus plastis penampang, Zx	= 38,8 in^3	= 635819,48 mm^3
Modulus plastis penampang, Zy	= 14 in^3	= 229419,4 mm^3
Konstanta pilin, Cw	= 791 in^6	= 2,124 x10^{11} mm^6
Konstanta tori, J	= 0,583 in^4	= 242662,921 mm^4
Modulus elastisitas baja, E	= 200000 MPa	
Modulus elastis gese baja, G	= 77200 MPa	
Tegangan leleh baja, Fy	= 50 ksi	= 344,738 MPa

5) Cek kelangsingan sayap

1) Batasan rasio tebal-lebar

Sayap $= 0{,}56 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$= 0{,}56 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$

$= 13{,}488$

Badan $= 1{,}49 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$= 1{,}49 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$

$= 35{,}889$

2) Rasio tebal-lebar

Sayap $= \frac{\frac{1}{2}bf}{tf}$

$= \frac{\frac{1}{2}.\ 202{,}184}{11{,}049}$

= 9,149 < 13,488, maka profil tidak langsing

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

$= \frac{247{,}142-(2.11{,}049)}{7{,}366}$

= 30,551 < 35,889, maka profil tidak langsing

Karena profil yang didapat adalah profil tidak langsing, maka menurut SNI 1729:2015 maka keadaan batas yang direncanakan untuk profil tekan adalah keadaan batas tekuk lentur dan tekuk torsi.

6) Keadaan batas tekuk lentur

Panjang efektif, K = 1 (diasumsikan sendi-sendi)

Panjang batang, L = 10296 mm

R min diambil nilai terkecil antara rx dan ry, diambil Rmin yaitu 49,276 mm

Rasio kelangsingan $= \frac{K.L}{rmin}$

$= \frac{1\ .\ 10296}{49{,}276}$

= 104,473

$4{,}71.\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ $= 4{,}71\ .\sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$

= 113,447

Rasio kelangsingan 104,473 < 113,447, maka menurut SNI 1729:2015

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

$= \frac{\pi^2.200000}{\left(\frac{1\ .\ 10296}{49{,}276}\right)^2}$

= 180,852 MPa

Tegangan kritis tekuk lentur, Fcr menurut SNI 1729:2015

Fcr $= \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}} \right) . Fy$

$= \left(0{,}658^{\frac{344{,}738}{180{,}852}} \right) . Fy$

$= 0{,}450$ Fy

7) Keadaan batas tekuk torsi

Fe profil sumbu simetri ganda untuk tekuk torsi menurut SNI1729:2015

Fe $= \left[\frac{\pi^2 . E . Cw}{(K . L)^2} + G . J \right] . \frac{1}{Ix + Iy}$

$= \left[\frac{\pi^2 . 200000 \ . \ 2{,}124 x 10^{11}}{(1 . 10296)^2} + 77200 . 242662{,}921 \right] .$

$\frac{1}{71175573{,}85 \ + \ 15234070{,}19}$

$= 399{,}89$ MPa

$\frac{Fy}{Fe}$ $= \frac{344{,}738}{399{,}89}$

$= 0{,}862 < 2{,}25$

Tegangan kritis tekuk torsi, Fcr menurut SNI 1729:2015

Fcr $= \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}} \right) . Fy$

$= \left(0{,}658^{\frac{344{,}738}{399{,}89}} \right) . Fy$

$= 0{,}697$ Fy

8) Menghitung kuat tekan nominal profil W10X33

Fcr tekuk lentur < Fcr tekuk torsi, maka tekuk yang terjadi adalah tekuk lenutr.

Kuat tekan nominal, Pn $= Fcr . A$

$= 0{,}450 . 344{,}738 . 6264{,}504 . \frac{1}{1000}$

$= 972{,}479$ kN

Kuat tekan ultimate, Pu $= \emptyset . Pn$

$= 0{,}9 . 972{,}479$

= 875,23 kN

Cek Keamanan = Pr < Pu

= 367,496 kN < 875,23 kN,

(batang tekan aman)

b. Batang tarik

Dari hasil analisis pada *software* SAP 2000 v.19 didapatkan gaya aksial tarik maksimum sebesar 436,256 kN. Profil yang digunakan adalah W10X33 dengan data yang sama seperti batang tekan

1) Kuat tarik penampang utuh menurut SNI 1729:2015

Pn = Fy . Ag

= 344,738 . 6264,504

= 2159612,442 N

= 2159,612 kN

Pu = 0,9 . Pn

= 0,9 . 2159,612

= 1943,651 kN

2) Kuat tarik penampang berlubang menurut SNI 1729:2015

Pn = Fu.Ae

Ae = An . *U*

Diasumsikan sambungan dengan 1 sisi baut

Nilai *shear lag* diambil :

U = 0,9

Asumsi sambungan baut

Jumlah baut = 8 buah

Diameter baut = 35 mm

Diameter lubang = d baut + 2

= 35 + 2

= 37 mm

= 0,037 m

3) Menghitung luas penampang bersih menurut SNI 1729:2015

An = Ag – (jumlah baut . diameter lubang . tf)

$= 0{,}0063 - (8 \,.\, 0{,}037 \,.\, 0{,}011)$

$= 0{,}0030\ m^2$

4) Menghitung luas penampang efektif menurut SNI 1729:2015

Ae $= An \,.\, U$

$= 0{,}0030 \,.\, 0{,}9$

$= 0{,}0027\ m^2$

5) Tegangan ultimit profil

Fu $= 65$ ksi

$= 448{,}159$ MPa

$= 448159{,}34\ kN/m^2$

6) Tegangan tarik profil menurut SNI 1729:2015

Pn $= Fu \,.\, Ae$

$= 448159{,}34 \,.\, 0{,}0027$

$= 1207{,}609$ kN

Pu $= 0{,}75 \,.\, Pn$

$= 0{,}75 \,.\, 1207{,}609$

$= 905{,}707$ kN

7) Cek kaamanan profil

Cek Keamanan $= Pr < Pu$

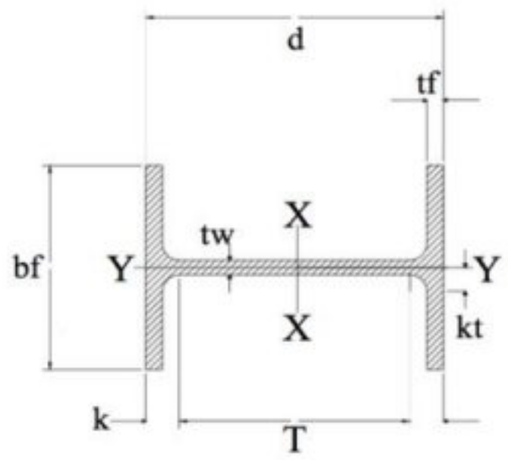
$= 436{,}256$ kN $< 905{,}707$ kN,

(batang tarik aman)

6. Kontrol ikatan angin atas

a. Batang tekan

Dari hasil analisis pada *software* SAP 2000 v.19 didapatkan gaya aksial tekan maksimum sebesar 448,38 kN. Profil yang digunakan adalah W10X33. Dapat dilihat pada Gambar 5.19



Gambar 5.19 Profil W10X33

Data profil W10X33		
Lebar sayap, bf	= 7,96 in	= 202,184 mm
Tebal sayap, tf	= 0,435 in	= 11,049 mm
Tebal badan, tw	= 0,29 in	= 7,366 mm
Tinggi total profil, d	= 9,73 in	= 247,142 mm
Luas penampang Ag	= 9,71 in^2	= 6264,5036 mm^2
Inersia Sb.x, Ix	= 171 in^4	= 71175573,85 mm^4
Inersia Sb.y, Iy	= 36,6 in^4	= 15234070,19 mm^4
Radius girasi Sb.x, rx	= 4,19 in	= 106,426 mm
Radius girasi Sb.y,ry	= 1,94 in	= 49,276 mm
Modulus elastis penampang, Sx	= 35 in^3	= 573548,5 mm^3
Modulus elastis penamapang, Sy	= 9,2 in^3	= 150761,32 mm^3
Modulus plastis penampang, Zx	= 38,8 in^3	= 635819,48 mm^3
Modulus plastis penampang, Zy	= 14 in^3	= 229419,4 mm^3
Konstanta pilin, Cw	= 791 in^6	= 2,124 x10^{11} mm^6
Konstanta tori, J	= 0,583 in^4	= 242662,921 mm^4
Modulus elastisitas baja, E	= 200000 MPa	
Modulus elastis gese baja, G	= 77200 MPa	
Tegangan leleh baja, Fy	= 50 ksi	= 344,738 MPa

1) Cek kelangsingan sayap

   a) Batasan rasio tebal-lebar

      Sayap $= 0{,}56 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$= 0{,}56 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$

$= 13{,}488$

Badan $= 1{,}49 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$= 1{,}49 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$

$= 35{,}889$

b) Rasio tebal-lebar

Sayap $= \frac{\frac{1}{2}bf}{tf}$

$= \frac{\frac{1}{2} \cdot 202{,}184}{11{,}049}$

$= 9{,}149 < 13{,}488$, maka profil tidak langsing

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

$= \frac{247{,}142-(2.11{,}049)}{7{,}366}$

$= 30{,}551 < 35{,}889$, maka profil tidak langsing

Karena profil yang didapat adalah profil tidak langsing, maka menurut SNI 1729:2015 maka keadaan batas yang direncanakan untuk profil tekan adalah keadaan batas tekuk lentur dan tekuk torsi.

2) Keadaan batas tekuk lentur

Panjang efektif, K = 1 (diasumsikan sendi – sendi)

Panjang batang, L = 6727 mm

R min diambil nilai terkecil antara rx dan ry, diambil Rmin yaitu 49,276 mm

Rasio kelangsingan $= \frac{K.L}{rmin}$

$= \frac{1 \cdot 6727}{49{,}276}$

$= 68{,}258$

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

$$= 113{,}447$$

Rasio kelangsingan 68,258 < 113,447, maka menurut SNI 1729:2015

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

$$= \frac{\pi^2 . 200000}{\left(\frac{1\,.\,6727}{49{,}276}\right)^2}$$

$$= 423{,}660 \text{ MPa}$$

Tegangan kritis tekuk lentur, Fcr menurut SNI 1729:2015

$$Fcr = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}} \right) . Fy$$

$$= \left(0{,}658^{\frac{344{,}738}{423{,}660}} \right) . Fy$$

$$= 0{,}711 \text{ Fy}$$

3) Keadaan batas tekuk torsi

Fe profil sumbu simetri ganda untuk tekuk torsi menurut SNI1729:2015

$$Fe = \left[\frac{\pi^2 . E . Cw}{(K . L)^2} + G . J \right] . \frac{1}{Ix + Iy}$$

$$= \left[\frac{\pi^2 . 200000\ .\ 2{,}124 \text{x} 10^{11}}{(1 . 6727)^2} + 77200 . 242662{,}921 \right] .$$

$$\frac{1}{71175573{,}85 + 15234070{,}19}$$

$$= 619{,}189 \text{ MPa}$$

$$\frac{Fy}{Fe} = \frac{344{,}738}{619{,}189}$$

$$= 0{,}557 < 2{,}25$$

Tegangan kritis tekuk torsi, Fcr menurut SNI 1729:2015

$$Fcr = \left(0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}} \right) . Fy$$

$$= \left(0{,}658^{\frac{344{,}738}{619{,}189}} \right) . Fy$$

$$= 0{,}792 \text{ Fy}$$

4) Menghitung kuat tekan nominal profil W10X33

Fcr tekuk lentur < Fcr tekuk torsi, maka tekuk yang terjadi adalah tekuk lenutr.

Kuat tekan nominal, Pn = Fcr . A

= 0,792 . 344,738 . 6264,504 . $\frac{1}{1000}$

= 1536,257 kN

Kuat tekan ultimate, Pu = Ø . Pn

= 0,9 . 1536,257

= 1382,631 kN

Cek Keamanan = Pr < Pu

= 448,39 kN < 1382,631 kN,

(batang tekan aman)

b. Batang tarik

Dari hasil analisis pada *software* SAP 2000 v.19 didapatkan gaya aksial tarik maksimum sebesar 425,218 kN. Profil yang digunakan adalah W10X33 dengan data yang sama seperti batang tekan

1) Kuat tarik penampang utuh menurut SNI 1729:2015

Pn = Fy . Ag

= 344,738 . 6264,504

= 2159612,442 N

= 2159,612 kN

Pu = 0,9 . Pn

= 0,9 . 2159,612

= 1943,651 kN

2) Kuat tarik penampang berlubang menurut SNI 1729:2015

Pn = Fu.Ae

Ae = An . *U*

Diasumsikan sambungan dengan 1 sisi baut

Nilai *shear lag* diambil :

U = 0,9

Asumsi sambungan baut

Jumlah baut = 8 buah

Diameter baut = 35 mm

Diameter lubang = d baut + 2

$= 35 + 2$

$= 37$ mm

$= 0{,}037$ m

3) Menghitung luas penampang bersih menurut SNI 1729:2015

An $= Ag - (\text{jumlah baut} \cdot \text{diameter lubang} \cdot tf)$

$= 0{,}0063 - (8 \cdot 0{,}037 \cdot 0{,}011)$

$= 0{,}0030\ m^2$

4) Menghitung luas penampang efektif menurut SNI 1729:2015

Ae $= An \cdot U$

$= 0{,}0030 \cdot 0{,}9$

$= 0{,}0027\ m^2$

5) Tegangan ultimit profil

Fu $= 65$ ksi

$= 448{,}159$ MPa

$= 448159{,}34\ kN/m^2$

6) Tegangan tarik profil menurut SNI 1729:2015

Pn $= Fu \cdot Ae$

$= 448159{,}34 \cdot 0{,}0027$

$= 1207{,}609$ kN

Pu $= 0{,}75 \cdot Pn$

$= 0{,}75 \cdot 1207{,}609$

$= 905{,}707$ kN

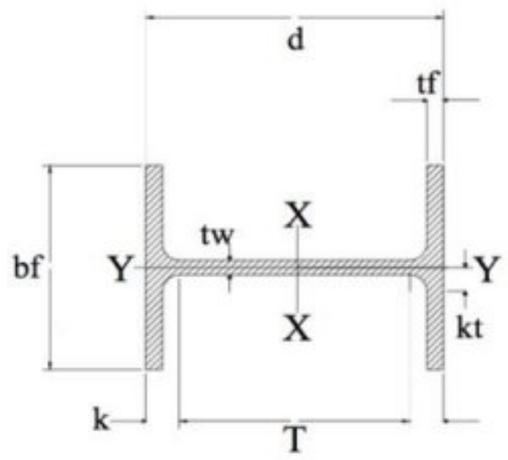
7) Cek Keamanan $= Pr < Pu$

$= 425{,}218$ kN $< 905{,}707$ kN,

(batang tarik aman)

7. Kontrol gelagar melintang

Pada gelagar melintang didapatkan momen yang dihasilkan dari beban hidup yang bekerja pada jembatan. Berdasarkan hasil analisis pada *software* SAP 2000 v.19 didapatkan momen maksimum sebesar 1614 kNm. Profil yang digunakan adalah W24X176. Dapat dilihat pada Gambar 5.20



Gambar 5.20 Profil W24X176

Data profil W10X33

Lebar sayap, bf	= 12,9 in	= 327,66 mm
Tebal sayap, tf	= 1,34 in	= 34,036 mm
Tebal badan, tw	= 0,75 in	= 19,05 mm
Tinggi total profil, d	= 25,2 in	= 640,08 mm
Luas penampang Ag	= 51,7 in^2	= 33354,772 mm^2
Inersia Sb.x, Ix	= 5680 in^4	= 2364194500 mm^4
Inersia Sb.y, Iy	= 479 in^4	= 199374853 mm^4
Radius girasi Sb.x, rx	= 10,5 in	= 266,7 mm
Radius girasi Sb.y,ry	= 3,04 in	= 77,216 mm
Modulus elastis penampang, Sx	= 450 in^3	= 7374195 mm^3
Modulus elastis penamapang, Sy	= 74,3 in^3	= 1217561,53 mm^3
Modulus plastis penampang, Zx	= 511 in^3	= 8373808,1 mm^3
Modulus plastis penampang, Zy	= 115 in^3	= 1884516,5 mm^3
Konstanta pilin, Cw	= 68400 in^6	= 1,837 x10^{13} mm^6
Konstanta tori, J	= 23,9 in^4	= 9947931,081 mm^4
Modulus elastisitas baja, E	= 200000 MPa	
Modulus elastis gese baja, G	= 77200 MPa	
Tegangan leleh baja, Fy	= 50 ksi	= 344,738 MPa

a. Klasifikasi penampang profil berdasarkan SNI 1729:2015

1) Batasan rasio tebal – lebar

a) Sayap

Kompak, λp $= 0{,}38 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$

$$= 0{,}38 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$$

$$= 9{,}153$$

non kompak, λr $$= 1 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

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

$$= 24{,}086$$

b) Badan

Kompak, λp $$= 3{,}76 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$= 3{,}76 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$$

$$= 90{,}565$$

non kompak, λr $$= 5{,}7 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$= 5{,}7 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$$

$$= 137{,}292$$

2) Rasio tebal-lebar

a) Sayap $$= \frac{\frac{1}{2}bf}{tf}$$

$$= \frac{\frac{1}{2}327{,}66}{34{,}036}$$

$$= 4{,}813 < 9{,}153 < 24{,}086$$

Maka profil kompak

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

$$= \frac{640{,}08-(2.34{,}036)}{19{,}05}$$

$$= 30{,}027 < 90{,}565 < 137{,}292$$

Maka profil kompak

Berdasarkan SNI 1729:2015, profil IWF gelagar melintang direncanakan menggunakan peraturan F2, karena profil badan dan

profil sayap memiliki penampang kompak. Kondisi batas yang perlu di evaluasi adalah kondisi batas yield, dan lateral torsional buckling

b. Kuat lentur penampang pada kondisi plastis

Mp $= Zx \cdot Fy$

$= 8373808{,}1 \cdot 344{,}738$

$= 2886769856{,}778$ N.mm

$= 2886{,}770$ kNm

c. Kuat lentur penampang pada kondisi lateral torsional buckling

1) Panjang tidak dibreis secara lateral kondisi batas leleh

$$Lp = 1{,}76 \cdot ry \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$= 1{,}76 \cdot 77{,}216 \cdot \sqrt{\frac{200000}{344{,}738}}$$

$= 3273$ mm

2) Panjang tidak dibreis secara lateral kondisi batas tekuk torsi lateral

$$Lr = 1{,}95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0{,}7.Fy} \cdot \sqrt{\frac{Jc}{SxZx} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{SxZx}\right)^2 + 6{,}76 \cdot \left(\frac{0{,}7 .Fy}{E}\right)^2}}$$

$$= 1{,}95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{200000}{0{,}7.344{,}738} \cdot \sqrt{\frac{9947931{,}08 .1}{7374195 .8373808{,}1} + \sqrt{\left(\frac{9947931{,}08 .1}{7374195 .8373808{,}1}\right)^2 + 6{,}76 \cdot \left(\frac{0{,}7 .344{,}738}{200000}\right)^2}}$$

$= 7875$ mm

3) Panjang struktur yang ditinjau

Lb $= 1750$ mm

Didapatkan Lb ≤ Lp, Berdasarkan SNI 1729:2015 rumus momen nominal rencana yang digunakan adalah seperti di bawah ini

4) Momen nominal terhadap kondisi pelelehan

Mn $= Zx \cdot Fy$

$= 8373808{,}1 \cdot 344{,}738$

$= 2886769856{,}778$ N.mm

$= 2886{,}770$ kNm

5) Cek keamanan profil

Mn = 2886,770 kNm

$\emptyset.Mn$ = 0,9 . 2886,770

= 2598,09 kNm

Mu = 1614 kNm

$\emptyset.Mn \geq Mu$

2598,09 kNm $\geq$ 1614 kNm, Maka profil aman

Kontrol desain untuk variasi jembatan 7m, 7,5m, dan 8m menggunakan perhitungan yang sama. berikut rekapitulasi kontrol desain untuk semua variasi jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.18

Tabel 5.18 Rekapitulasi Kontrol Desain

Nama Batang	Jenis Profil	Gaya Aksial (kN)	Kapasitas Profil (kN)	Rasio
6,5 m				
Batang Atas	W14x342	16716,99	17270,02	0,968
Batang Bawah	W14x311	11450,28	12698,06	0,902
Batang Diagonal	W14x176	5686,68	7130,15	0,798
Gelagar Memanjang	W12x96	2741,25	3837,54	0,714
Pengikat Angin Bawah	W10.33	436,26	905,71	0,482
Pengikat Angin Atas	W10.33	425,22	905,71	0,469
7 m				
Batang Atas	W14x311	14150,74	15581,45	0,908
Batang Bawah	W14x283	10199,14	11549,35	0,883
Batang Diagonal	W14x159	5317,48	6407,73	0,830
Gelagar Memanjang	W12x96	2557,71	3837,54	0,666
Pengikat Angin Bawah	W10X33	441,37	905,71	0,487
Pengikat Angin Atas	W10X33	334,59	905,71	0,369
7,5 m				
Batang Atas	W14x283	13181,68	14167,71	0,930
Batang Bawah	W14x257	9273,68	10455,96	0,887
Batang Diagonal	W14x159	5264,74	6407,73	0,822
Gelagar Memanjang	W12X96	2397,44	3837,54	0,625
Pengikat Angin Bawah	W10X33	463,87	905,71	0,512
Pengikat Angin Atas	W10X33	349,43	905,71	0,386
8 m				
Batang Atas	W14x257	12337,31	12817,39	0,963

Nama Batang	Jenis Profil	Gaya Aksial (kN)	Kapasitas Profil (kN)	Rasio
Batang Bawah	W14x233	8444,81	9456,93	0,893
Batang Diagonal	W14x159	5221,76	6407,73	0,815
Gelagar Memanjang	W12X96	2257,35	3837,54	0,588
Pengikat Angin Bawah	W10X33	493,29	905,71	0,545
Pengikat Angin Atas	W10X33	279,38	905,71	0,308

5.5 Perbandingan Respon Struktur

Berdasarkan analisis dan kontrol desain yang sudah dilakukan didapatkan gaya-gaya dalam pada struktur. Gaya dalam yang dibahas pada tugas akhir ini adalah respon gaya aksial yang bekerja pada struktur jembatan. Perbandingan yang dilakukan hanya pada batang atas, batang diagonal, dan batang bawah saja, karena batang-batang tersebut yang paling berpengaruh terhadap perbedaan variasi tinggi jembatan .

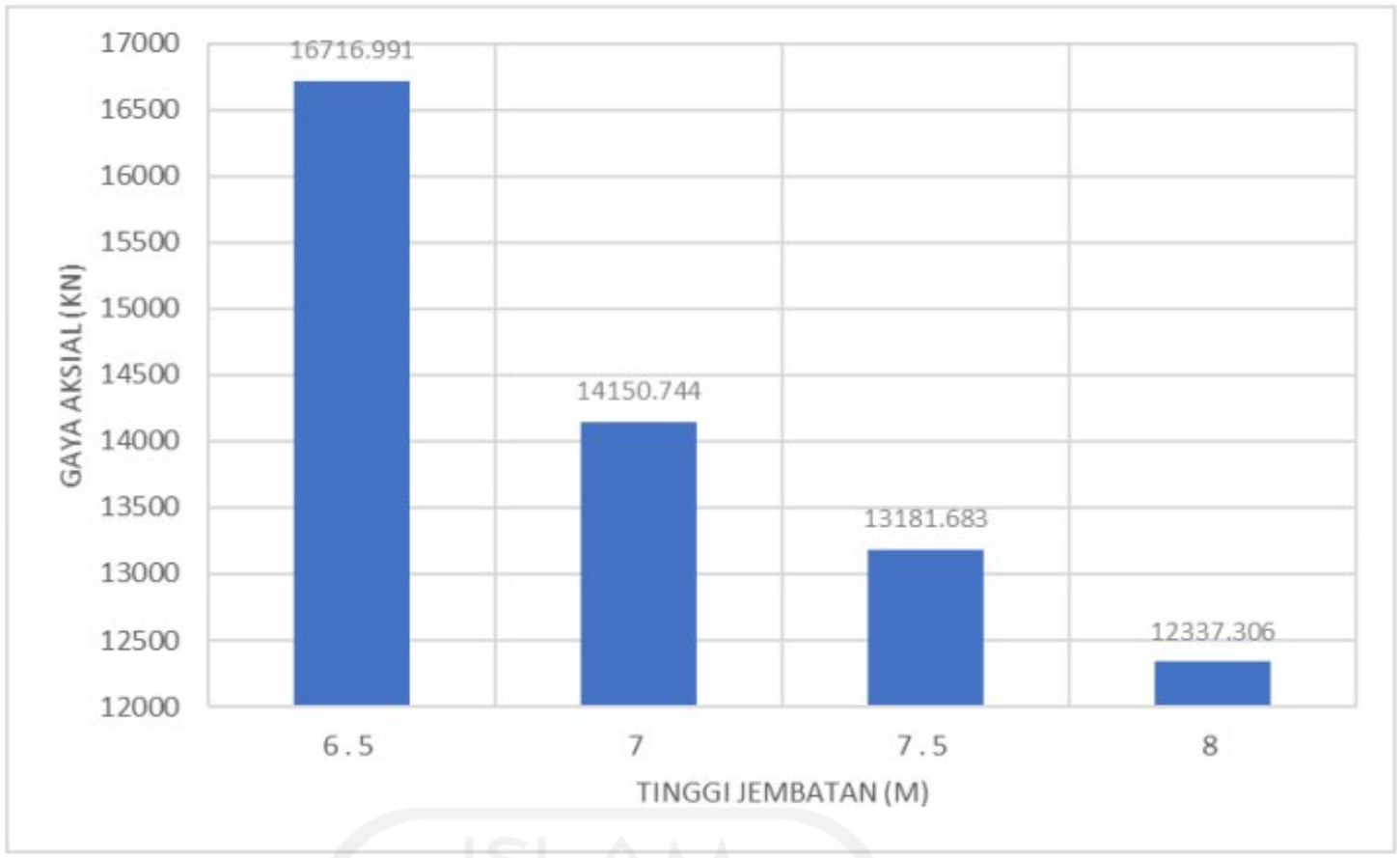
1. Gaya Aksial Batang Atas

   Rekapitulasi gaya aksial yang bekerja pada batang atas dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut

Tabel 5.19 Rekapitulasi Gaya Aksial Batang Atas

Tinggi Jembatan (m)	Jenis Profil	Gaya Aksial (kN)
6,5	W14x342	16716,99
7	W14x311	14150,74
7,5	W14x283	13181,68
8	W14x257	12337,31

Gaya aksial maksimum pada batang atas terletak pada frame 179 dengan variasi tinggi jembatan 6,5 m. batang tersebut terletak di batang atas tepi kanan tengah. Gaya aksial maksimum yang bekerja pada batang tersebut sebesar 16716,99 kN dan merupakan gaya desak/tekan. Kombinasi yang berkerja pada gaya desak tersebut adalah kombinasi KUAT I yang terdiri dari beban sendiri, beban mati tambahan, beban lajur, beban gaya rem, dan beban pejalan kaki. Perbandingan gaya aksial maksimum pada tiap variasi jembatan terdapat pada frame 179 dengan kombinasi KUAT 1 dapat dilihat pada Gambar 5.21 berikut



Gambar 5.21 Grafik Perbandingan Gaya Aksial Batang Atas

Pada Gambar 5.21 dapat dilihat bahwa gaya aksial yang bekerja pada batang atas mengalami penurunan seiring dengan bertambahnya tinggi jembatan. Menurut Boon (2016) menyatakan bahwa dengan meningkatnya tinggi suatu jembatan rangka, maka distribusi beban yang diterima batang atas dan batang bawah jembatan akan semakin kecil. Berdasarkan pernyataan tersebut semakin kecil beban yang diterima batang maka gaya aksial yang bekerja akan semakin kecil pula. Hasil yang diperoleh dari perbandingan ini sama seperti pernyataan tersebut.

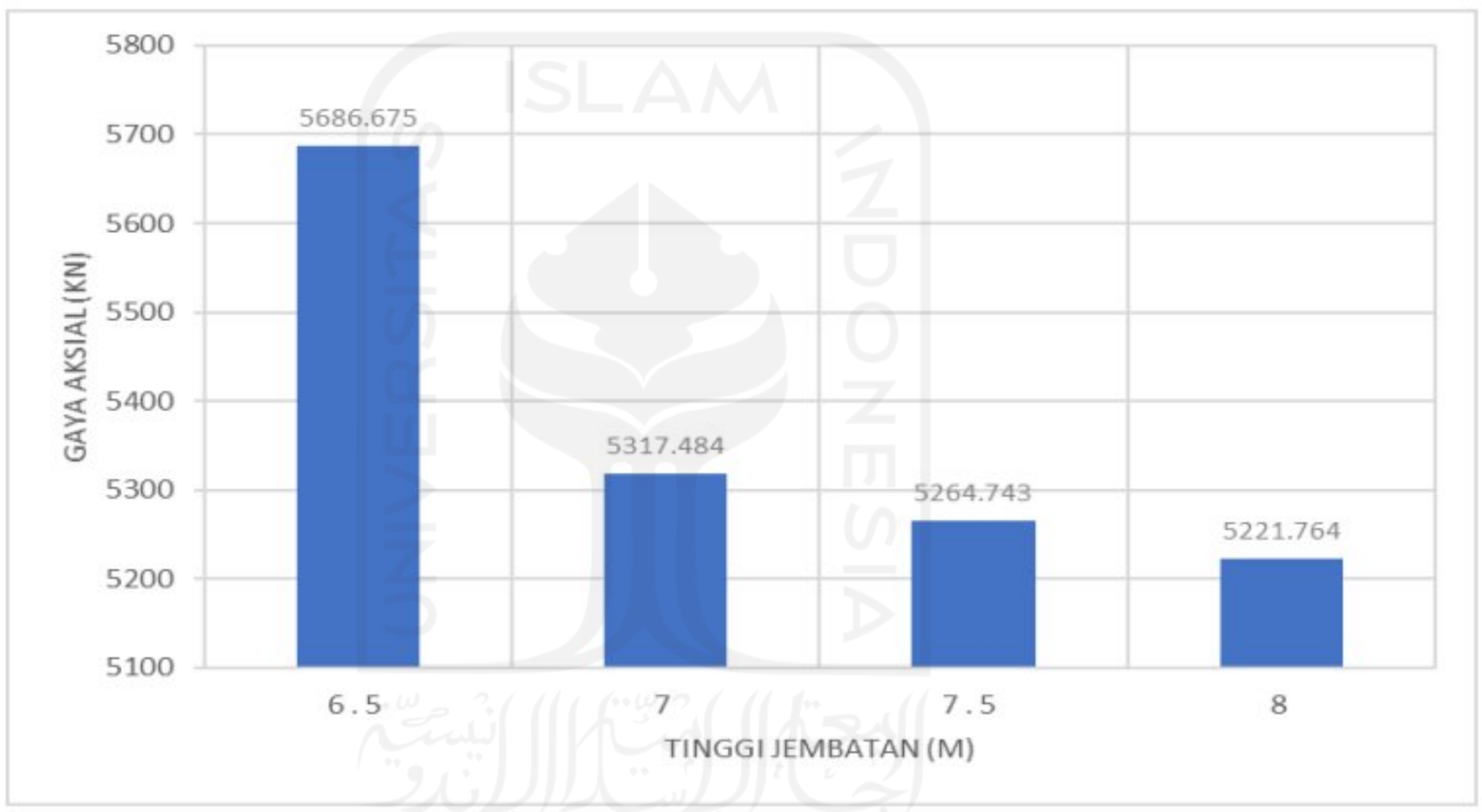
2. Gaya Aksial Batang Diagonal

   Rekapitulasi gaya aksial yang bekerja pada batang diagonal dapat dilihat pada Tabel 5.20 berikut

Tabel 5.20 Rekapitulasi Gaya Aksial Batang Diagonal

Tinggi Jembatan (m)	Jenis Profil	Gaya Aksial (kN)
6,5	W14x176	5686,68
7	W14x159	5317,48
7,5	W14x159	5264,74
8	W14x159	5221,76

Gaya aksial maksimum pada batang diagonal terletak pada frame 171 dengan variasi tinggi jembatan 6,5 m. batang tersebut terletak di batang diagonal paling pojok bagian kanan . Gaya aksial maksimum yang bekerja pada batang tersebut sebesar 5686,68 kN dan merupakan gaya desak/tekan. Kombinasi yang berkerja pada gaya desak tersebut adalah kombinasi KUAT I yang terdiri dari beban sendiri, beban mati tambahan, beban lajur, beban gaya rem, dan beban pejalan kaki. Perbandingan gaya aksial maksimum pada tiap variasi jembatan terdapat pada frame 171 dengan kombinasi KUAT 1 pada Gambar 5.22 berikut



Gambar 5.22 Grafik Perbandingan Gaya Aksial Batang Diagonal

Pada Gambar 5.22 dapat dilihat bahwa gaya aksial yang bekerja pada batang diagonal mengalami penurunan seiring dengan bertambahnya tinggi jembatan. Namun penurunan yang terjadi tidak begitu besar dikarenakan semakin tinggi jembatan maka panjang batang diagonal akan semakin panjang, sehingga berat batang diagonal akan semakin besar. Profil yang digunakan cenderung sama pada ketiga variasi jembatan yaitu 7 m, 7,5m, dan 8m

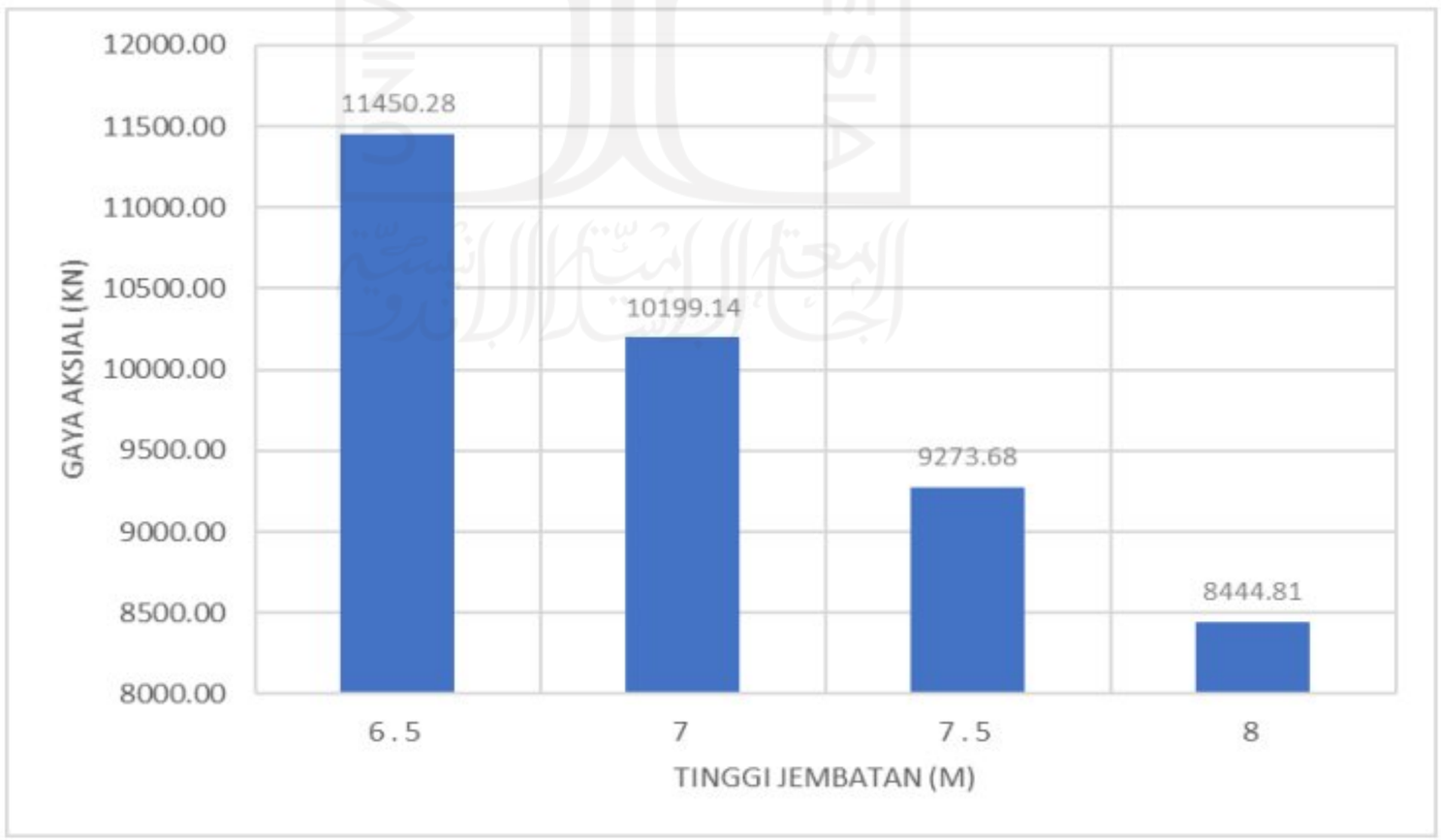
3. Gaya Aksial Batang Bawah

   Rekapitulasi gaya aksial yang bekerja pada batang atas dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut

Tabel 5.21 Rekapitulasi Gaya Aksial Batang Bawah

Tinggi Jembatan (m)	Jenis Profil	Gaya Aksial (kN)
6,5	W14x311	11450,28
7	W14x283	10199,14
7,5	W14x257	9273,68
8	W14x233	8444,81

Gaya aksial maksimum pada batang bawah terletak pada frame 48 dengan variasi tinggi jembatan 6,5 m. batang tersebut terletak di batang bawah tepi kiri tengah. Gaya aksial maksimum yang bekerja pada batang tersebut sebesar 11450,28 kN dan merupakan gaya tarik. Kombinasi yang berkerja pada gaya tarik tersebut adalah kombinasi KUAT I yang terdiri dari beban sendiri, beban mati tambahan, beban lajur, beban gaya rem, dan beban pejalan kaki. Perbandingan gaya aksial maksimum pada tiap variasi jembatan terdapat pada frame 48 dengan kombinasi KUAT 1 dapat dilihat pada Gambar 5.23 berikut



Gambar 5.23 Grafik Perbandingan Gaya Aksial Batang Atas

Pada Gambar 5.23 dapat dilihat bahwa gaya aksial yang bekerja pada batang bawah mengalami penurunan seiring dengan bertambahnya tinggi jembatan. Menurut Boon (2016) menyatakan bahwa dengan meningkatnya tinggi suatu jembatan rangka, maka distribusi beban yang diterima batang atas dan batang bawah jembatan akan semakin kecil. Berdasarkan

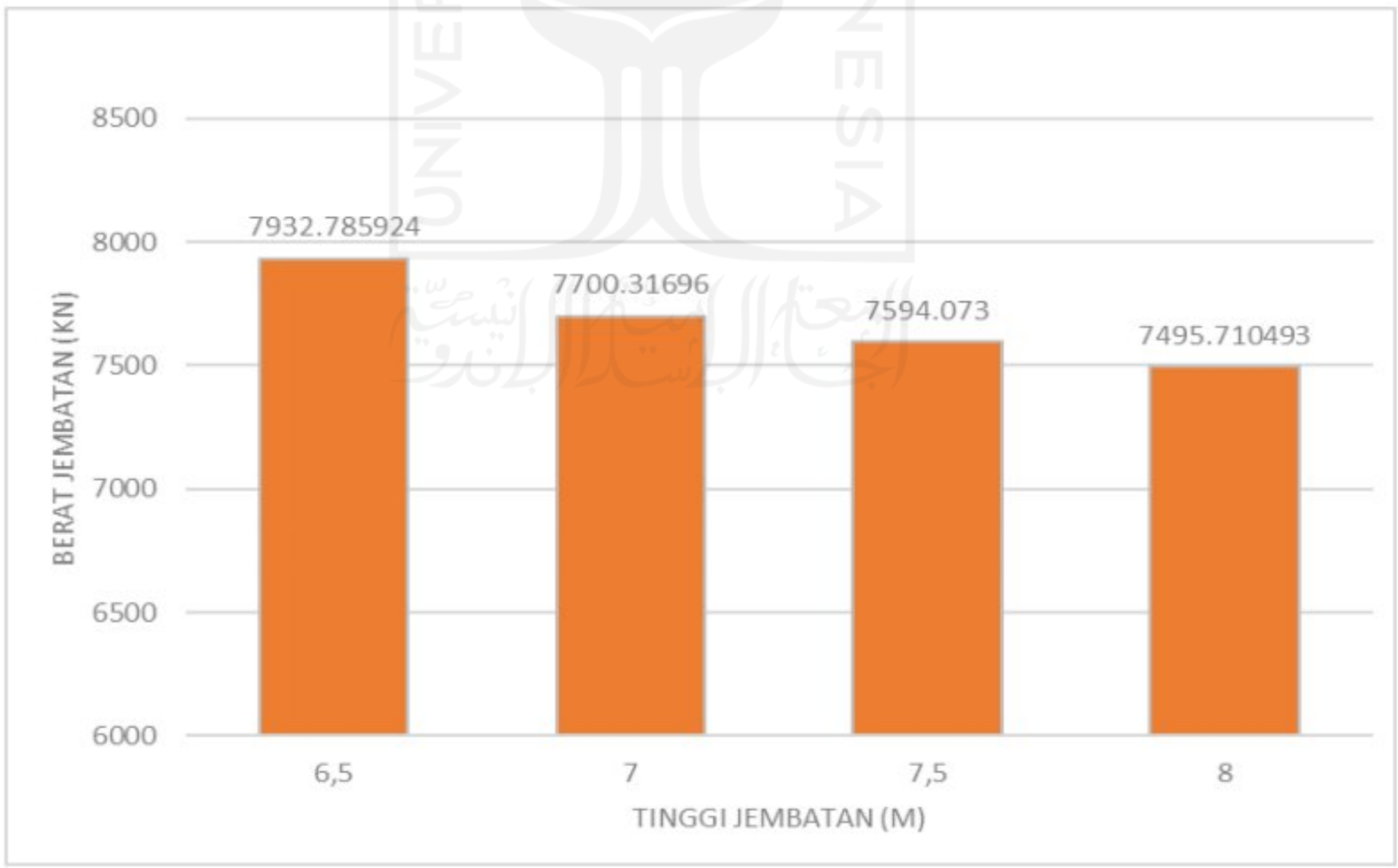
pernyataan tersebut semakin kecil beban yang diterima batang maka gaya aksial yang bekerja akan semakin kecil pula. Hasil yang diperoleh dari perbandingan ini sama seperti pernyataan tersebut.

5.6 Perbandingan Berat Struktur

Dari hasil perhitungan profil yang digunakan, didapatkan perbandingan jumlah berat struktur yang dapat dilihat pada Tabel 5.22 dan Gambar 5.24 berikut

Tabel 5.22 Perbandingan Berat Struktur

Tinggi Jembatan (m)	Berat (kN)
6,5	7932,786
7	7700,317
7,5	7594,073
8	7495,710



Gambar 5.24 Grafik Perbandingan Berat Struktur

Pada gambar 5.24 dapat dilihat bahwa semakin tinggi jembatan, maka berat struktur jembatan tersebut akan semakin kecil. Faktor yang menyebabkan perbedaan berat struktur adalah pemilihan profil yang digunakan. Profil yang dipilih dalam perencanaan jembatan akan sangat berpengaruh pada berat struktur

jembatan tersebut. perbandingan berat rangka baja jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.23 berikut

Tabel 5.23 Perbandingan Berat Rangka Baja

Tinggi Jembatan (m)	Berat (kN)
6,5	3639
7	3407
7,5	3301
8	3202

Dari perbandingan berat rangka di atas didapatkan bahwa jembatan dengan tinggi 8m merupakan jembatan yang paling efisien terhadap kebutuhan rangka baja dari ke empat variasi tinggi jembatan dengan berat rangka 3202 kN. Kebutuhan profil baja jembatan tinggi 8m lebih efisien sebesar 12% terhadap tinggi jembatan 6,5m.

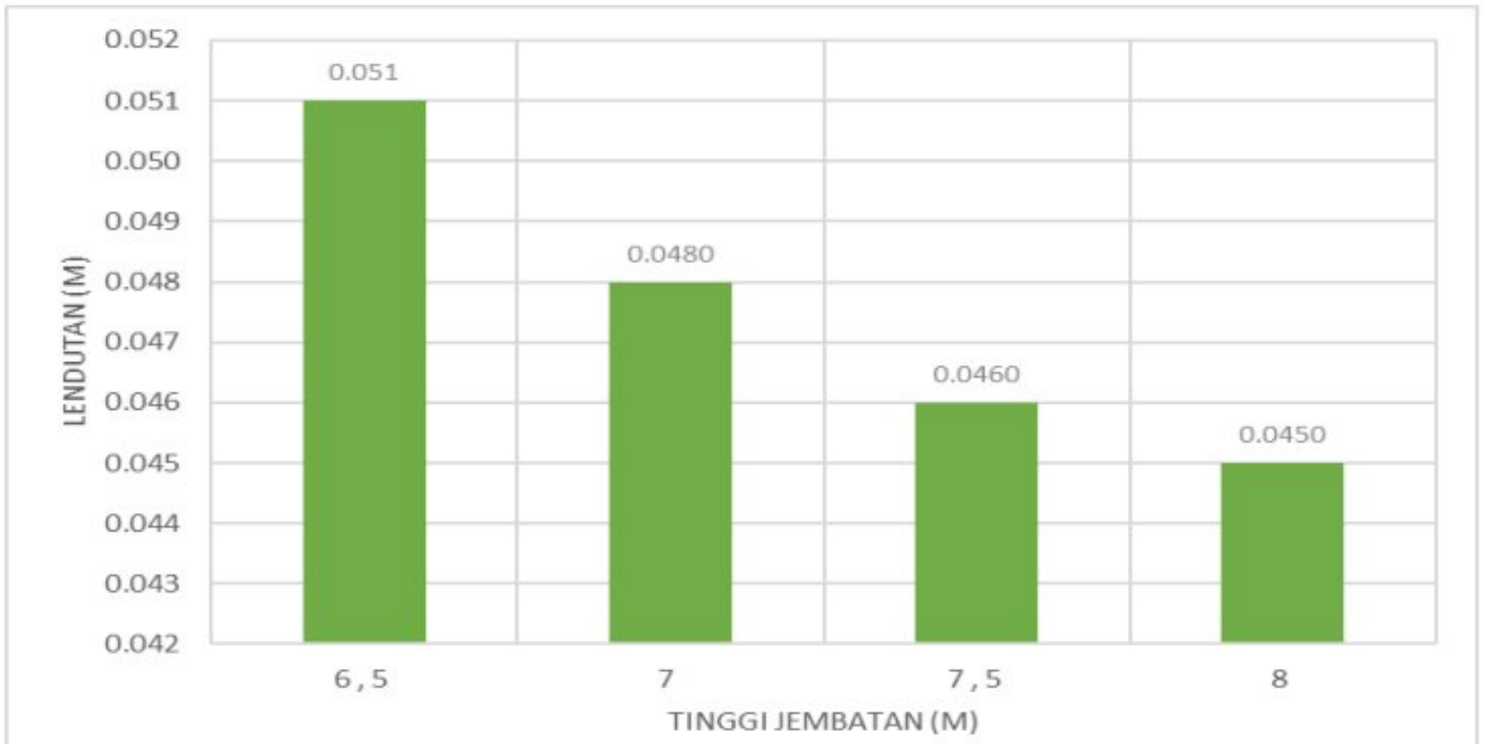
5.6 Perbandingan Lendutan Struktur

Struktur jembatan ini menggunakan bahan baja sebagai strukturnya, dimana baja adalah bahan bangunan yang memiliki sifat elastik. Bahan yang memiliki sifat elastik jika diberi beban dapat melendut. Lendutan pada rangka baja sangat di pengaruhi oleh kekakuan lenturnya.

Pada permodelan ini dapat dibandingkan nilai lendutan maksimum yang terjadi pada join 105 yang terletak di tengah jembatan dengan Kombinasi KUAT 1 di semua variasi jembatan. Perbandingan lendutan maksimum dapat dilihat pada Tabel 5.24 dan Gambar 5.25 berikut

Tabel 5.24 Lendutan Maksimum

Tinggi Jembatan (m)	Lendutan (m)
6,5	0,051
7	0,048
7,5	0,046
8	0,045



Gambar 5.25 Grafik Lendutan Maksimum

Pada gambar 5.25 dapat dilihat bahwa pada grafik perbandingan nilai lendutan, semakin tinggi jembatan maka lendutan yang terjadi pada struktur akan semakin kecil. Semakin tinggi jembatan maka nilai kekakuan struktur akan semakin besar atau struktur semakin kak

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

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

1. Gaya aksial terbesar pada batang atas, batang diagonal, dan batang bawah terletak pada variasi tinggi jembatan 6,5 m, yaitu sebesar 16716,99 kN pada batang atas, 5686,68 kN pada batang diagonal, dan 11450,28 kN pada batang bawah. Gaya aksial yang bekerja pada struktur secara garis besar semakin kecil seiring dengan pertambahan tinggi jembatan.
2. Berat struktur yang paling berat terletak pada variasi 6,5m, yaitu sebesar 7932,786 kN. Semakin tinggi jembatan, maka berat struktur jembatan akan semakin kecil. Hal ini dipengaruhi oleh pemilihan profil, Perbedaan profil sangat berpengaruh terhadap berat struktur di tiap permodelannya
3. Jembatan dengan tinggi 8m merupakan jembatan yang paling efisien terhadap kebutuhan rangka baja dari ke empat variasi tinggi jembatan. Kebutuhan profil baja jembatan tinggi 8m lebih efisien sebesar 12% terhadap tinggi jembatan 6,5m.
4. Lendutan maksimum yang terbesar terdapat pada permodelan jembatan dengan tinggi jembatan 6,5 m sebesar 0,051 m. Semakin tinggi jembatan maka nilai kekakuan struktur akan semakin besar, sehingga semakin bertambah tinggi jembatan maka lendutan yang dialami struktur akan semakin kecil.

6.2 Saran

Berdasarkan kesimpulan di atas, dapat diusulkan beberapa saran agar penelitian makin kompleks, antara lain sebagai berikut

1. Penelitian ini hanya membandingkan variasi tinggi jembatan pada jembatan *warren,* pada penelitian selanjutnya dapat dilakukan perbandingan bentang jembatan agar dapat lebih mengetahui sifat dari jembatan *warren*
2. Dilakukan perhitungan Rencana Anggaran Biaya (RAB) untuk dapat mengetahui dengan detail biaya yang paling ekonomis terletak pada variasi tinggi jembatan yang mana
3. Penelitian ini hanya berfokus pada struktur atas jembatan saja, selanjutnya bisa dilakukan perhitungan struktur bawah jembatan agar hasil penelitian dapat lebih detail dan bagus

DAFTAR PUSTAKA

American Institute of Steel Construction. 2011. *Steel Construction Manual 14th ed*, AISC. United States of America

Badan Pengembangan Sumber Daya Manusia Kementerian Pekerjaan Umum. 2018. *Kriteria Perencanaan Jembatan dan Pembebanan Jembatan.* Kementrerian Pekerjaan Umum. Jakarta.

Badan Standarisasi Indonesia. 2016. *SNI-1725-2016 Pembebanan untuk Jembatan*. Badan Standar Nasional. Jakarta.

Badan Standarisasi Indonesia. 2015. *SNI-1729-2016 Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*.Badan Standar Nasional. Jakarta.

Badan Standarisasi Indonesia. 2016. *SNI-2833-2008 Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa*. Badan Standar Nasional. Jakarta.

Badan Standarisasi Indonesia. 2016. *SNI-2833-2016 Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa*. Badan Standar Nasional. Jakarta.

Boon, Garrett. 2016. *Bridge Height.*(Online). (https://www.garrettsbridges.com/design/bridge-height/. Diakses 27 Juni 2021).

Dewobroto, W. 2016. *Struktur Baja*. Edisi ke-2. Jurusan Teknik Sipil UPH. Jakarta.

Dewobroto, Wiryanto. 2017. *Komputer Rekayasa Struktur dengan SAP2000*. Lumina Press.

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

Robby. 2019. *Desain Jembatan Lemah Abang Menggunakan Rangka Baja Tipe Warren Dengan Lantai Jembatan Di Bawah*. Tugas Akhir (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta

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

Sugiyono. 2008. *Metode Penelitian Kuantitatif Kualitatif dan R&D*. Bandung : ALFABETA