TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PENGARUH VARIASI TINGGI LENGKUNG TERHADAP PANJANG BENTANG 120 METER PADA JEMBATAN RANGKA TIPE MENERUS STUDI KASUS : JEMBATAN DIAN PULAU–TETOAT (*COMPARATIVE STUDY OF THE INFLUENCE OF ARCH HEIGHT VARIATION TO 120 METER SPAN ON STEEL THROUGH ARCH BRIDGE CASE STUDY : DIAN PULAU-TETOAT BRIDGE)*

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

Fildzah Adhania Johanes Paransa
13511178

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2020

TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PENGARUH VARIASI TINGGI LENGKUNG TERHADAP PANJANG BENTANG 120 METER PADA JEMBATAN RANGKA TIPE MENERUS STUDI KASUS : JEMBATAN DIAN PULAU–TETOAT (*COMPARATIVE STUDY OF THE INFLUENCE OF ARCH HEIGHT VARIATION TO 120 METER SPAN ON STEEL THROUGH ARCH BRIDGE CASE STUDY : DIAN PULAU-TETOAT BRIDGE)*

Disusun Oleh

Fildzah Adhania Johanes Paransa
13511178

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

Diuji pada tanggal 17 September 2020

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing	**Penguji I**	**Penguji II**
Ir. Surhayatma, M.T.	**Dr. Ir. Lalu Makrup, M.T.**	**Astriana Hardawati S.T., M.Eng.**
NIK: 865110201	**NIK: 885110106**	**NIK: 165111301**

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T.
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 perundangundangan yang berlaku.

Yogyakarta, Agustus 2020

Yang membuat pernyataan,



Fildzah Adhania J. Paransa

(13511178)

그래도 믿고 있어 믿기지 않지만

I still believe even though it's unbelievable

길을 잃는단 건

To lose your path

그 길을 찾는 방법

Is the way to find that path

— 방탄소년단, *Lost* (2017) —

KATA PENGANTAR



Assalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh

Alhamdulillahirabbil'alamin, segala puji dan syukur kepada Allah Subhanahu wa Ta'ala atas limpahan rahmat dan hidayah-Nya kepada penulis sehingga Tugas Akhir dengan judul "Studi Perbandingan Pengaruh Variasi Tinggi Lengkung Terhadap Panjang Bentang 120 Meter Pada Jembatan Rangka Tipe Menerus (Studi Kasus : Jembatan Dian Pulau–Tetoat)" dapat terselesaikan. Shalawat serta salam senantiasa tercurah kepada Nabi Muhammad Shallallahu 'alaihi wa salam sebagai suri tauladan bagi umatnya.

Tugas Akhir merupakan salah satu syarat yang harus ditempuh untuk menyelesaikan pendidikan tingkat Strata Satu (S1) pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Dalam penyelesaian Tugas Akhir ini tidak sedikit hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Selanjutnya, izinkanlah penulis mengucakpan terimakasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Ir. H. Suharyatma, M.T., selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan bimbingan, ilmu, nasihat dan saran selama penyusunan tugas akhir. Terimakasih atas kesempatan dan kepercayaan yang Bapak berikan hingga tugas akhir ini dapat selesai.
2. Bapak Dr. Ir. Lalu Makrup, M.T., dan Ibu Astriana Hardawati S.T., M.Eng., selaku Dosen Penguji Tugas Akhir yang telah memberikan arahan serta masukan yang membangun hingga tugas akhir ini dapat menjadi lebih baik.
3. Ibu Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

4. Ibu Wiwik Saptorini, Ibu Prima Juanita Romadhona, S.T., M. Sc., dan Bapak Pradipta Nandi Wardhana, S.T., M. Eng. yang telah memberi atensi, semangat, dan mengembalikan kepercayaan diri penulis dalam menyelesaikan tugas akhir.
5. Seluruh dosen, pengajar, laboran, asisten, staf serta karyawan Prodi Teknik Sipil UII yang telah memberikan ilmu dan memfasilitasi kegiatan pembelajaran penulis selama masa kuliah.
6. Bapak Agung dan Mas Jaka, yang telah memberikan ilmu tambahan mengenai program SAP2000, semoga ilmunya selalu menjadi berkah dan bermanfaat bagi banyak orang.
7. Papa-Mama tercinta, Ir. Muslah J. Paransa, M.Si., dan Ir. Mirta H. E. Pontoh, yang selalu penulis rindukan, yang telah berkorban begitu banyak bagi penulis. Terimakasih tiada akhir atas doa, didikan, kasih sayang, kesabaran, nasihat, semangat, dan segala dukungan yang diberikan dengan penuh keikhlasan kepada penulis. Thank you for loving me so much unconditionally.
8. 방탄소년단, 나의 빛이 돼줘서 화양연화의 그 꽃이 돼줘서 고마워요 💜
9. Kamil, Abi, Rafi, Fakih, Raina, Nailah, Aqilah, Thasya, Hannan, semua adik-adikku tersayang yang selalu menjadi penghiburan di kala penulis rindu akan rumah.
10. Kakak Lisa, terimakasih telah hadir sebagai sosok kakak yang penulis dambakan. Thanks for always being there for me, 언니... 사랑합니다.
11. Oma Mami, Opa Papi, Oma dan Opa di Manado, serta seluruh keluarga besar J. Paransa – Pontoh – Latuconsina. I'm forever grateful to have you all as my support system.
12. Adwa & Hanifah. It's never easy for me to understand why certain things happened in life the way they are. But...one of the reasons I'm able to gain strength and find the meaning about acceptance, is because of you... Know that words will never be enough to express how happy I am whenever I see or hear you laugh. Thank you for bringing so much joy to my days through your cute little smiles! I'll love you always.

13. Hariyadi, Wafi, Sahid, Moko, Vido, Agus, Taris, Syamsul, Iqbal, Toni, Pandu, Hary, dan Rendy: terimakasih telah menjadi sahabat sekaligus saudara dan keluarga baru selama di tanah rantau. Terimakasih juga teruntuk Irfan, Yaya, Lilis, Yunia, Astrid Lea, Felis, Acit, Indah, Mentari, Ditha, Teman-teman Kelas C, Warga Rukar, serta segenap kawan seangkatan Teknik Sipil UII 2013. Everyone, thank you for the good times and memories. Wishing you all the best of luck on everything you do!
14. Seluruh pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu, penulis ucapkan terimakasih banyak.
15. Dan yang terakhir...to my dear self, thank you for surviving.

Semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi siapa saja yang membacanya.

Wassalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh

Yogyakarta, Agustus 2020

Fildzah Adhania J. Paransa

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL **i**

HALAMAN PENGESAHAN **ii**

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI **iii**

HALAMAN DEDIKASI **iv**

KATA PENGANTAR **v**

DAFTAR ISI **viii**

DAFTAR TABEL **xi**

DAFTAR GAMBAR **xiii**

DAFTAR NOTASI **xvi**

ABSTRAK **xxi**

ABSTRACT **xxii**

BAB I PENDAHULUAN **1**

1.1. LATAR BELAKANG 1

1.2. RUMUSAN MASALAH 3

1.3. TUJUAN PENELITIAN 3

1.4. MANFAAT PENELITIAN 4

1.5. BATASAN PENELITIAN 4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA **8**

2.1. PENELITIAN TERDAHULU 8

2.1.1. Ragil Wahyudi (2017) 8

2.1.2. Fitri Maisyarah (2017) 8

2.1.3 Rani Retnoningtyas (2017) 9

2.2. PANJANG BENTANG DAN TINGGI LENGKUNG JEMBATAN 10

2.2.1. Merritt dan Brockenbrough (1972) 10

2.2.2. Struyk, H. J. *et al.* (1984) 10

2.2.3. Wen, L. Q. *et al.* (2010) 11

2.3. KEASLIAN PENELITIAN 12

BAB III LANDASAN TEORI 14
3.1. TINJAUAN UMUM 14
3.2. STRUKTUR JEMBATAN 15
3.3. TIPE JEMBATAN PELENGKUNG 16
3.4. ELEMEN STRUKTUR ATAS JEMBATAN PELENGKUNG 18
3.5. PEMBEBANAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN 19
3.5.1. Beban Permanen 20
3.5.2. Beban Transien 22
3.6. KOMBINASI PEMBEBANAN 30
3.7. PERENCANAAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN 31
3.7.1. Desain dan Analisis Menggunakan SAP2000 v.20 31
3.7.2. Perhitungan Kekuatan Penampang 32
BAB IV METODE PENELITIAN 46
4.1. METODE PENELITIAN 46
4.2. DATA JEMBATAN 47
4.3. PEMODELAN STRUKTUR JEMBATAN 49
4.4. TAHAPAN PENELITIAN 51
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN 54
5.1. TINJAUAN UMUM 54
5.1.1. Data Teknis Jembatan 56
5.1.2. Data Material Jembatan 59
5.2. PEMBEBANAN STRUKTUR 60
5.2.1. Beban Permanen 60
5.2.2. Beban Lalu Lintas 64
5.2.3. Beban Lingkungan 72
5.2.4. Rekaipitulasi Pembebanan Struktur 84
5.3. ANALISIS STRUKTUR JEMBATAN 85
5.3.1. Hasil Analisis Jembatan I 88
5.3.2. Hasil Analisis Jembatan II 89
5.3.3. Hasil Analisis Jembatan III 90

5.3.4. Rekaipitulasi Hasil Analisis Jembatan 92
5.4. DESAIN PENAMPANG STRUKTUR JEMBATAN 98
5.4.1. Hasil Desain Penampang Profil Jembatan 99
5.4.2. Kebutuhan Material Baja 101
5.4.3. Kontrol Desain Penampang Profil Jembatan 102
5.5. PERBANDINGAN RESPON STRUKTUR JEMBATAN 152
5.5.1. Perbandingan Respon Struktur Batang Bawah (BC) 153
5.5.2. Perbandingan Respon Struktur Batang Atas (TC) 156
5.5.3. Perbandingan Respon Struktur Batang Diagonal (DC) 159
5.5.4. Perbandingan Respon Struktur Batang Tegak (VC) 162
5.6. PERBANDINGAN KEBUTUHAN MATERIAL BAJA 168
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 170
6.1. KESMPULAN 170
6.2. SARAN 171
DAFTAR PUSTAKA 173

DAFTAR TABEL

Tabel	2.1.	Persamaan dan Perbedaan Penelitian	13
Tabel	3.1.	Bagian Struktur Jembatan	16
Tabel	3.2.	Elemen Struktur Atas Jembatan Pelengkung	18
Tabel	3.3.	Berat Isi untuk Beban Mati	21
Tabel	3.4.	Nilai V_o dan Z_o Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu	25
Tabel	3.5.	Tekanan Angin Dasar	26
Tabel	3.6.	Kombinasi Pembebanan dan Nilai Faktor Beban	31
Tabel	3.7.	Rasio Tebal-terhadap-Lebar Elemen Tekan Komponen Struktur yang Menahan Tekan Aksial	33
Tabel	3.8.	Rasio Tebal-terhadap-Lebar Elemen Tekan Komponen Struktur Menahan Lentur	35
Tabel	3.9.	Pemilihan untuk Penerapan Profil Komponen Struktur Tekan	38
Tabel	3.10.	Pemilihan untuk Penerapan Profil Komponen Struktur Lentur	41
Tabel	4.1.	Variasi Model Jembatan Berdasarkan Nilai *Span-To-Rise Ratio*	49
Tabel	5.1.	Data Teknis Jembatan	56
Tabel	5.2.	Data Material Struktur Rangka Baja Jembatan	59
Tabel	5.3.	Data Berat Jenis Material	60
Tabel	5.4.	Perhitungan Pembebanan Tiang Sandaran dan *Railing*	61
Tabel	5.5.	Perhitungan Beban Mati Tambahan	62
Tabel	5.6.	Rekapitulasi Beban Angin pada Struktur	76
Tabel	5.7.	Rekapitulasi Pembebanan	84
Tabel	5.8.	Kombinasi Pembebanan	85
Tabel	5.9.	Gaya Dalam pada Batang Bawah (BC)	92
Tabel	5.10.	Gaya Dalam pada Batang Atas (TC)	94

Tabel	5.11.	Gaya Dalam pada Batang Diagonal (DC)	95
Tabel	5.12.	Gaya Dalam pada Batang Tegak (VC)	97
Tabel	5.13.	Desain Penampang Profil Batang Bawah (BC)	99
Tabel	5.14.	Desain Penampang Profil Batang Atas (TC)	99
Tabel	5.15.	Desain Penampang Profil Batang Diagonal (DC)	100
Tabel	5.16.	Desain Penampang Profil Batang Tegak (VC)	100
Tabel	5.17.	Desain Penampang Profil Lainnya	101
Tabel	5.18.	Kebutuhan Material Baja	101
Tabel	5.19.	Properti Penampang W14X665 pada BC-1	103
Tabel	5.20.	Geometri Penampang W14X665 pada BC-1	103
Tabel	5.21.	Hasil Analisis Penampang W14X665 pada BC-1	103
Tabel	5.22.	Properti Penampang W14X665 pada TC-1	115
Tabel	5.23.	Geometri Penampang W14X455 pada TC-1	116
Tabel	5.24.	Hasil Analisis Penampang W14X455 pada TC-1	116
Tabel	5.25.	Properti Penampang W14X233 pada DC-1	128
Tabel	5.26.	Geometri Penampang W14X233 pada DC-1	129
Tabel	5.27.	Hasil Analisis Penampang W14X455 pada TC-1	129
Tabel	5.28.	Properti Penampang W14X808 pada VC-1	141
Tabel	5.29.	Geometri Penampang W14X808 pada VC-1	142
Tabel	5.30.	Hasil Analisis Penampang W14X808 pada VC-1	142
Tabel	5.31.	Perbandingan Rasio Respons Struktur Jembatan	167
Tabel	6.1.	Rekapitulasi Hasil Perbandingan Pengaruh Variasi Tinggi Lengkung Jembatan Dian Pulau-Tetoat	171

DAFTAR GAMBAR

Gambar	1.1.	Tampak Memanjang Jembatan yang Ditinjau	6
Gambar	1.2.	Tampak Melintang Jembatan	7
Gambar	2.1.	Bagan Dari Suatu Jembatan Busur	10
Gambar	2.2.	Sketsa Gambar Penelitian yang Dilakukan Oleh Wen dkk	11
Gambar	2.3.	Perbandingan Koefisien Stabilitas Terhadap Perubahan *Rise-To-Span Ratio*	12
Gambar	3.1.	Bagian Struktur Jembatan	15
Gambar	3.2.	Jembatan *Deck Arch*	16
Gambar	3.3.	Jembatan *Through Arch*	17
Gambar	3.4.	Jembatan *Half-Through*	17
Gambar	3.5.	Elemen Struktur Atas Jembatan Pelengkung	19
Gambar	3.6.	Rencana Pembebanan	20
Gambar	3.7.	Faktor Beban Dinamis	22
Gambar	3.8.	Beban Lajur "D"	23
Gambar	3.9.	Prosedur Analisis Tahan Gempa	27
Gambar	3.10.	Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun	29
Gambar	4.1.	Lokasi Jembatan Objek Penelitian Tugas Akhir	47
Gambar	4.2.	Model Jembatan I dengan f = 15 m	50
Gambar	4.3.	Model Jembatan II dengan f = 20 m	50
Gambar	4.4.	Model Jembatan III dengan f = 24 m	50
Gambar	4.5.	*Flowchart* Tahapan Penelitian Tugas Akhir	52
Gambar	5.1.	Pemodelan Jembatan I (f = 15 m) pada SAP2000	54
Gambar	5.2.	Pemodelan Jembatan II (f = 20 m) pada SAP2000	55
Gambar	5.3.	Pemodelan Jembatan III (f = 24 m) pada SAP2000	55
Gambar	5.4.	Tampak Memanjang Jembatan I (f = 15 m)	57
Gambar	5.5.	Tampak Memanjang Jembatan II (f = 20 m)	57

Gambar	5.6.	Tampak Memanjang Jembatan III (f = 24 m)	58
Gambar	5.7.	Tampak Melintang Dek Jembatan	59
Gambar	5.8.	Detail Tiang Sandaran dan *Railing*	61
Gambar	5.9.	Distribusi Beban Permanen pada Jembatan I	63
Gambar	5.10.	Distribusi Beban Permanen pada Jembatan II	63
Gambar	5.11.	Distribusi Beban Permanen pada Jembatan III	63
Gambar	5.12.	Menentukan Nilai Faktor Beban Dinamis (*FBD*)	64
Gambar	5.13.	Beban Lajur "*D*"	65
Gambar	5.14.	Tampak Melintang Distribusi Beban lajur (*TD*) pada *Stringer*	65
Gambar	5.15.	Distribusi Beban Lajur (*BTR* dan *BGT*) pada Jembatan I	67
Gambar	5.16.	Distribusi Beban Lajur (*BTR* & *BGT*) pada Jembatan II	67
Gambar	5.17.	Distribusi Beban Lajur (*BTR* & *BGT*) pada Jembatan III	68
Gambar	5.18.	Distribusi Geban Rem pada Jembatan I	70
Gambar	5.19.	Distribusi Geban Rem pada Jembatan II	70
Gambar	5.20.	Distribusi Geban Rem pada Jembatan III	70
Gambar	5.21.	Distribusi Beban Pejalan Kaki pada Jembatan I	71
Gambar	5.22.	Distribusi Beban Pejalan Kaki pada Jembatan I	72
Gambar	5.23.	Distribusi Beban Pejalan Kaki pada Jembatan I	72
Gambar	5.24.	Distribusi Beban Angin pada Jembatan I	77
Gambar	5.25.	Distribusi Beban Angin pada Jembatan II	77
Gambar	5.26.	Distribusi Beban Angin pada Jembatan III	77
Gambar	5.27.	Akselerogram Gempa El Centro 1940	78
Gambar	5.28.	*Database* PEER Rekaman Gempa El Centro 1940	79
Gambar	5.29.	*Time History of the Ground Acceleration* Gempa El Centro 1940	80
Gambar	5.30.	Alur Pembacaan Data Gempa	81
Gambar	5.31.	Mendefenisikan Fungsi *Time History*	81
Gambar	5.32.	Mengunggah *File* Akselerogram dan Mengisi Data *Fungsi Time History*	82
Gambar	5.33.	*Data Load Case Time History*	83

Gambar	5.34.	Fitur *Frame Releases* pada SAP2000	86
Gambar	5.35.	Pembagian Segmen Jembatan	87
Gambar	5.36.	Kodefikasi Elemen Rangka Jembatan	87
Gambar	5.37.	NFD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan I	88
Gambar	5.38.	SFD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan I	88
Gambar	5.39.	BMD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan I	89
Gambar	5.40.	NFD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan II	89
Gambar	5.41.	SFD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan II	90
Gambar	5.42.	BMD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan II	90
Gambar	5.43.	NFD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan III	91
Gambar	5.44.	SFD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan III	91
Gambar	5.45.	BMD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan III	91
Gambar	5.46.	Penampang Profil W14X665	102
Gambar	5.47.	Penampang Profil W14X665	115
Gambar	5.48.	Penampang Profil W14X233	128
Gambar	5.49.	Penampang Profil W14X808	141
Gambar	5.50.	Grafik Perbandingan Gaya Aksial pada Batang Bawah	153
Gambar	5.51.	Grafik Perbandingan Gaya Geser pada Batang Bawah	154
Gambar	5.52.	Grafik Perbandingan Momen pada Batang Bawah	155
Gambar	5.53.	Grafik Perbandingan Gaya Aksial pada Batang Atas	156
Gambar	5.54.	Grafik Perbandingan Gaya Geser pada Batang Atas	157
Gambar	5.55.	Grafik Perbandingan Momen pada Batang Atas	158
Gambar	5.56.	Grafik Perbandingan Gaya Aksial pada Batang Diagonal	159
Gambar	5.57.	Grafik Perbandingan Gaya Geser pada Batang Diagonal	160
Gambar	5.58.	Grafik Perbandingan Momen pada Batang Diagonal	161
Gambar	5.59.	Grafik Perbandingan Gaya Aksial pada Batang Tegak	162
Gambar	5.60.	Grafik Perbandingan Gaya Geser pada Batang Tegak	163
Gambar	5.61.	Grafik Perbandingan Momen pada Batang Tegak	164
Gambar	5.62.	Diagram Perbandingan Kebutuhan Material Baja Berdasarkan Berat Struktur Jembatan	168

DAFTAR NOTASI

Ab_{15}	=	Luas area beban angin (m^2)
A_e	=	Luas neto efektif (mm^2)
A_g	=	Luas bruto dari komponen struktur (mm^2)
Ag	=	Luas penampang (mm^2)
ASTM A992	=	*American Society for Testing and Materials* spesifikasi A992 (f_y = 50 ksi, f_u = 65 ksi)
b	=	Lebar yang ditinjau (m)
BC	=	*Bottom Chords* atau Batang Bawah
b_f	=	Lebar sayap (mm)
BGT	=	Beban Garis Terpusat
BMD	=	*Bending Momen Diagram* atau diagram bidang momen
bt	=	Lebar trotoar (m)
BTR	=	Beban Terbagi Rata
c	=	Koefisien c
C_b	=	Faktor modifikasi tekuk torsi-lateral untuk diagram momen nonmerata bila kedua ujung segmen yang dibreising
C_w	=	Konstanta pilin (mm^6)
d	=	Tinggi total profil (mm)
DC	=	*Diagonal Chords* atau Batang Diagonal
DFBK	=	Desain Faktor Beban dan Ketahanan
E	=	Modulus elastisitas baja (200000 MPa)
EQ	=	Gaya gempa
EW_S	=	Beban angin pada stuktur
f	=	Tinggi pelengkung jembatan (m)
f'_c	=	Kuat tekan beton (MPa)
FBD	=	Faktor Beban Dinamis
F_{cr}	=	Tegangan kritis (MPa)
F_e	=	Tegangan tekuk kritis elastis (MPa)

f_r	=	Tegangan residu (70 MPa)
f_u	=	Tegangan tarik baja (MPa)
f_y	=	Tegangan leleh baja (MPa)
g	=	Percepatan gravitasi (9,81 m/detik^2)
G	=	Modulus elastis geser baja (77200 MPa)
h	=	Tinggi fokus busur lengkung jembatan (m)
h	=	Tebal yang ditinjau (m)
h	=	Tinggi badan (mm)
H	=	Tinggi total jembatan (m)
H	=	*Hanger* atau Penggantung
h_o	=	Jarak antar titik berat sayap (mm)
I_x	=	Momen inersia di sumbu x (mm^4)
I_y	=	Momen inersia di sumbu y (mm^4)
J	=	Konstanta torsi (mm^4)
K	=	Faktor panjang efektif
KL/r	=	Rasio kelangsingan efektif
kN	=	Kilonewton
kPa	=	Kilopascal
ksi	=	*Kilopound per square inch*
K_z	=	Faktor panjang efektif untuk tekuk torsi
L	=	Panjang bentang jembatan (m)
L	=	Panjang batang (mm)
L	=	Panjang bentang profil (mm)
L/f	=	*span to rise ratio*
L_b	=	Panjang antar titik-titik, baik yang dibreising melawah perpindahan lateral sayap tekan atau dibreising melawan puntir penampang melintang (mm)
L_p	=	Batas panjang bentang pendek (mm)
L_r	=	Batas panjang bentang menengah (mm)
LRFD	=	*Load Resistance Factor Design*
MA	=	Beban mati tambahan

M_A	=	Nilai mutlak momen pada titik ¼ dari segmen tanpa dibreising (Nmm)
M_B	=	Nilai mutlak momen pada titik ½ dari segmen tanpa dibreising (Nmm)
M_C	=	Nilai mutlak momen pada titik ¾ dari segmen tanpa dibreising (Nmm)
M_n	=	Kekuatan lentur nominal (kNm)
M_p	=	Momen plastis (kNm)
MPa	=	Megapascal = N/mm^2
M_r	=	Momen batas tekuk (kNm)
MS	=	Berat sendiri
M_u	=	Nilai mutlak momen maksimum dalam segmen tanpa dibreising (Nmm)
M_u	=	Kekuatan lentur perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (Nmm)
M_y	=	Momen leleh (kNm)
NFD	=	*Normal Force Diagram* atau diagram gaya aksial
p	=	Intensitas *BGT* (49 kN/m)
P_B	=	Tekanan angin dasar (MPa)
P_D	=	Tekanan angin rencana (MPa)
PEER	=	*Pacific Earthquake Engineering Research*
PGA	=	*Peak Ground Acceleration* atau nilai puncak percepatan batuan dasar
P_n	=	Kekuatan tarik nominal (kN)
P_n	=	Kekuatan tekan nominal (kN)
P_u	=	Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N)
q	=	Intensitas *BTR* dalam arah memanjang jembatan (kPa)
Q	=	Faktor reduksi neto untuk semua elemen tekan langsing
r	=	Radius girasi (mm)
R_n	=	Kekuatan nominal

r_{ts}	=	Radius girasi efektif (mm)
R_u	=	Kekuatan perlu menggunakan kombinasi beban DFBK
S	=	Modulus penampang elastis (mm^3)
SAP2000	=	*Structural Analysis Program 2000*
SFD	=	*Shear Force Diagram* atau diagram gaya geser
SNI	=	Standar Nasional Indonesia
ta	=	Tebal lapisan aspal + overlay (m)
TB	=	Gaya akibat rem
TB	=	*Tie Beam* atau *Main Girder* atau Gelagar Utama
TC	=	*Top Chords* atau Batang Atas
TD	=	Beban lajur "D"
t_f	=	Tebal sayap (mm)
th	=	Tebal genangan air hujan (m)
TP	=	Beban pejalan kaki
ts	=	Tebal slab lantai (m)
tt	=	Tebal slab trotoar (m)
t_w	=	Tebal badan (mm)
V_0	=	Kecepatan gesekan angin, berupa karakteristik meteorologi untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)
V_{10}	=	Kecepatan angin rencana pada elevasi 10 m di atas permukaan tanah atau permukaan air rencana (km/jam)
V_B	=	Kecepatan dasar angin rencana (90 sampai 126 km/jam)
VC	=	*Vertical Chords* atau Batang Tegak
V_{DZ}	=	Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, *Z* (km/jam)
w	=	Berat jenis (kN/m^3)
w_a	=	Berat jenis aspal (22 kN/m^3)
w_c	=	Bera jenis beton (24 kN/m^3)
w_c'	=	Berat jenis beton bertulang (24 kN/m^3)
w_s	=	Berat jenis baja (77 kN/m^3)
w_w	=	Berat jenis genangan air (9,81 kN/m^3)

Z	=	Elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau permukaan air dimana beban angin dihitung (Z > 10 m)
Z	=	Modulus penampang plastis (mm^3)
Z_o	=	Panjang gesekan di hulu jembatan, berupa karakteristik meteorologi (mm)
λ	=	Rasio tebal-terhadap-lebar
λ_p	=	Batas kelangsingan elemen kompak
λ_r	=	Batasan rasio tebal-terhadap-lebar
ϕ	=	Faktor ketahanan
ϕ_b	=	Faktor ketahanan lentur (0,90)
$\phi_b M_n$	=	Kekuatan lentur desain
ϕ_c	=	Faktor ketahanan untuk tekan (0,90)
$\phi_c P_n$	=	Kekuatan tekan desain
ΦP_n	=	Kekuatan aksial desain
ϕP_n	=	Kekuatan tarik desain
ϕR_n	=	Kekuatan desain
ϕ_t	=	Faktor reduksi tarik (penampang bruto = 0,90, penampang neto = 0,75)

ABSTRAK

Jembatan pelengkung rangka baja tipe menerus (*steel through arch bridge*) merupakan jembatan setengah lingkaran dengan lantai jembatan berada sejajar *springline* lengkungannya. Struktur pelengkung tergolong lebih efisien daripada jembatan balok karena pelengkung tidak mengalami gaya tarik. Tanpa adanya gaya tarik yang diterima oleh pelengkung memungkinkan jembatan pelengkung dapat dibuat lebih panjang dari jembatan balok. Dalam perancangan jembatan pelengkung, rasio panjang bentang dan tinggi lengkung (*span-to-rise ratio*) adalah parameter penting bagi kekuatan struktur jembatan dan kebutuhan materialnya.

Tujuan penelitian ini yaitu untuk memahami pengaruh tinggi lengkung jembatan terhadap perilaku struktur jembatan dan kebutuhan material, serta untuk menentukan tinggi lengkung yang efisien bagi jembatan pelengkung rangka baja tipe menerus sepanjang (L) 120 meter. Respons struktur yang diamati berupa gaya aksial, gaya geser, dan momen lentur terhadap struktur penyusun rangka utama pelengkung jembatan. Adapun kebutuhan material baja diperoleh dari berat sendiri jembatan.

Penelitian ini membandingkan tiga model jembatan dengan variasi tinggi lengkung (f) antara lain Jembatan I sebesar 15 meter, Jembatan II sebesar 20 meter, dan Jembatan III sebesar 24 meter. Pemodelan jembatan beserta analisisnya dikerjakan melalui program SAP2000 v.20. dengan metode *Load and Resistance Factor Design*. Pemeriksaan *output* SAP2000 kemudian dihitung secara manual mengikuti standar yang berlaku.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa respons struktur yang terjadi pada Jembatan I cenderung lebih besar dibandingkan jembatan lainnya, sedangkan Jembatan III membutuhkan material baja terbanyak. Semakin tinggi jembatan maka respons struktur menurun dan berdampak pada struktur yang semakin berat. Sehingga nilai *span-to-rise ratio* yang efisien untuk jembatan dalam penelitian ini ialah berkisar $\frac{L}{f} = 6$.

Kata kunci: Jembatan pelengkung, Rangka baja, *Steel through arch bridge*, Rasio panjang-bentang-dan-tinggi-lengkung, SAP2000.

ABSTRACT

Steel through arch bridge is a semi-circular bridge which the deck is in parallel to the arch springline. Curved structures are classified as more efficient than beam bridges because they do not experience tensile forces. Without the tensile force received by the arch, it is possible for the arch bridge to be longer in span than the beam bridge. In designing an arch bridge, the span-to-rise ratio is an important parameter for the bridge structural strength and the steel material needed.

The purpose of this study is to understand the arch height influence to the bridge structural behavior and material requirements, and also to determine the efficient arch height for steel through arch bridge of 120-meter span (L). The structural responses observed in this study are axial force, shear force, and bending moment on the main structural component of the bridge arch. The steel material requirements are obtained from the bridge's own self weight.

This study compares three bridge models with various arch height (f), namely Bridge I by 15 meters, Bridge II by 20 meters, and Bridge III by 24 meters. Bridge modeling and analysis is done through SAP2000 v.20 program with Load and Resistance Factor Design method. The output from SAP2000 is then examined and calculated manually following the applicable standards.

The results of this study show that the structural responses occurred on Bridge I tend to be greater than other bridges, while Bridge III required the most steel material. The higher the bridge, the structural responses are decreasing and it also impacts on a heavier structure. So that, the efficient span-to-rise ratio for the bridges in this study is around $\frac{L}{f} = 6$.

Keywords: *Arch bridge, Steel truss, Steel through arch bridge, Span-to-rise ratio, SAP2000.*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1. LATAR BELAKANG

Pembangunan di Indonesia sudah seharusnya merata di seluruh pelosok negeri serta memberikan manfaat sebesar-besarnya bagi masyarakat. Salah satu wujud pembangunan nasional adalah pembangunan infrastruktur yang memadai, sehingga pendayagunaan sumber daya dapat dioptimalkan untuk mendukung laju pertumbuhan ekonomi dan pengembangan suatu wilayah baik perkotaan maupun pedesaan. Seiring dengan meningkatnya pertumbuhan ekonomi di segala bidang, maka kebutuhan akan prasarana sebagai penunjang percepatan pertumbuhan ekonomi akan bertambah dan dirasakan mendesak, khususnya dalam peningkatan layanan prasarana transportasi. Jalan dan jembatan adalah bagian dari sistem transportasi darat yang mempunyai peranan sangat penting terutama dalam mendukung bidang ekonomi, sosial, budaya, dan lingkungan agar tercapai keeimbangan dan pemerataan pembangunan antar daerah, sebagaimana diamanatkan dalam Undang-Undang No. 38 Tahun 2004.

Dalam rangka memenuhi kebutuhan masyarakat akan pelayanan sarana transportasi, pemerintah Provinsi Maluku melalui Dinas Pekerjaan Umum membantu Kabupaten Maluku Tenggara dalam mendukung realisasi percepatan pembangunan prasarana dasar dan peningkatan transportasi darat secara terprogram. Salah satu pendekatan tersebut diimplementasikan melalui pembangunan Jembatan Dian Pulau-Tetoat.

Dian Pulau-Tetoat merupakan dua desa yang terpisahkan oleh selat pada wilayah Kecamatan Kei Kecil, Maluku Tenggara. Desa Dian dan Desa Tetoat sangat berpotensi untuk dikembangkan sebagai kawasan pertanian dan argoindustri. Penghubung transportasi darat yang ada saat ini antara Desa Dian dan Desa Tetoat berupa jembatan gantung yang dibangun pada tahun 1995 untuk lalu lintas ringan (hanya dapat dilalui pejalan kaki dan kendaraan bermotor roda dua). Adapun jembatan tersebut mengalami kerusakan berat antara lain bagian rangka

bawah jembatan mengalami kerusakan akibat korosif, terdapat beberapa rangka yang telah terputus, dan kabel ikatan penahan angin sudah tidak ada. Sedangkan penggantung relatif masih kuat dan tetap berfungsi sebagai pengikat dan pemikul beban. Tetapi kondisi tersebut sangat membahayakan pelintas jembatan, baik pengguna kendaraan roda dua maupun pejalan kaki karena lendutan dan getaran yang disebabkan oleh beban yang melintas dapat berakibat jembatan roboh. Sehingga, pemerintah Provinsi Maluku melalui Dinas Pekerjaan Umum membangun jembatan baru bertipe pelengkung baja guna menghubungkan Dian Pulau-Tetoat dan kawasan strategis lainnya di Kabupaten Maluku Tenggara. Sebagaimana jembatan merupakan bagian penting yang diperlukan dalam sistem jaringan transportasi darat karena dapat menunjang aksesibilitas dan pembangunan suatu daerah, maka keberadaan Jembatan Dian Pulau-Tetoat sangat dibutuhkan demi bermanfaat bagi masyarakat sekitar dalam peningkatan kesejahteraan.

Berdasarkan Kamus Besar Bahasa Indonesia (KBBI), jembatan didefenisikan sebagai suatu struktur konstruksi yang berguna mengubungkan lintasan transportasi yang terhalang oleh sungai, jurang, selat, teluk, lembah, jalan raya, atau perlintasan lainnya. Jembatan pelengkung ialah jembatan dengan pelengkung sebagai elemen pendukung utamanya. Struktur pelengkung (*arch rib*) jembatan akan meneruskan beban jembatan berupa gaya gravitasi (arah vertikal) maupun gaya tekan (*thrust*) arah horizontal yang harus ditahan abutmen. Oleh karena itu jembatan pelengkung harus terbuat dari bahan yang mampu menahan gaya tekan. Konstruksi jembatan pelengkung modern banyak terbuat dari rangka baja. Selain memenuhi kebutuhan struktural, jembatan yang terbuat dari rangka baja juga dapat memenuhi kebutuhan metode konstruksi, waktu konstruksi, serta ekonomis.

Retnioningtyas (2017) menyatakan bahwa panjang bentang (L) dan tinggi pelengkung (f) merupakan parameter utama dalam mendesain jembatan pelengkung. Nilai rasio panjang bentang dan tinggi pelengkung jembatan (*span to rise ratio*), L/f berperan dalam menentukan perilaku struktur jembatan. Adapun menurut Chen dan Duan (2014), semakin besar nilai rasio L/f akan menimbulkan gaya tekan horizontal yang besar pada pelengkung, sehingga membutuhkan

abutmen yang sangat kuat. Sedangkan semakin kecil nilai rasio *L/f*, maka semakin kecil gaya tekan yang ditimbulkan dan panjang lengkung akan meningkat.

Dengan latar belakang tersebut, penulis akan meneliti pengaruh variasi tinggi lengkung jembatan rangka baja dengan panjang bentang 120 m terhadap perilaku struktur dan kebutuhan material jembatan. Perilaku struktur yang akan ditinjau yakni gaya-gaya dalam komponen struktur jembatan antara lain gaya aksial, gaya geser dan momen. Objek penelitian ini yaitu jembatan pelengkung rangka baja Dian Pulau-Tetoat di Kecamatan Kei Kecil, Maluku Tenggara yang bertipe menerus (*through arch bridge)*. Analisis dan pemodelan struktur jembatan dalam penelitian ini dikerjakan dengan bantuan program komputer SAP2000 v20.

1.2. RUMUSAN MASALAH

Berdasarkan latar belakang yang telah dipaparkan sebelumnya, rumusan masalah pada penelitian ini sebagai berikut.

1. Bagaimana pengaruh variasi tinggi pelengkung terhadap perilaku struktur (gaya-gaya dalam) jembatan baja tipe menerus dengan panjang bentang 120 m?
2. Bagaimana pengaruh variasi tinggi pelengkung terhadap kebutuhan material baja pada jembatan tipe menerus dengan panjang bentang 120 m?
3. Berapa tinggi lengkung efisien untuk panjang bentang 120 m pada jembatan baja bertipe menerus?

1.3. TUJUAN PENELITIAN

Tujuan dari tugas akhir Studi Perbandingan Pengaruh Variasi Tinggi Lengkung Terhadap Panjang Bentang 120 Meter Pada Jembatan Rangka Tipe Menerus (Studi Kasus Jembatan Dian Pulau–Tetoat) adalah:

1. mengetahui perilaku struktur jembatan pelengkung baja tipe menerus dengan bentang 120 m terhadap variasi tinggi pelengkung,
2. mengetahui kebutuhan material baja jembatan pelengkung tipe menerus dengan bentang 120 m terhadap variasi tinggi pelengkung, dan

3. mengetahui tinggi lengkung jembatan yang efisien untuk panjang bentang 120 m pada jembatan baja tipe menerus.

1.4. MANFAAT PENELITIAN

Dari analisis ini diketahui pengaruh variasi tinggi pelengkung jembatan baja tipe menerus terhadap panjang bentang 120 m sehingga dapat dihasilkan rancangan yang efisien. Hasil penelitian ini diharapkan dapat menjadi referensi dan berguna bagi semua lapisan masyarakat dalam merencanakan jembatan pelengkung rangka baja tipe menerus (*through arch bridge*) untuk jalan raya.

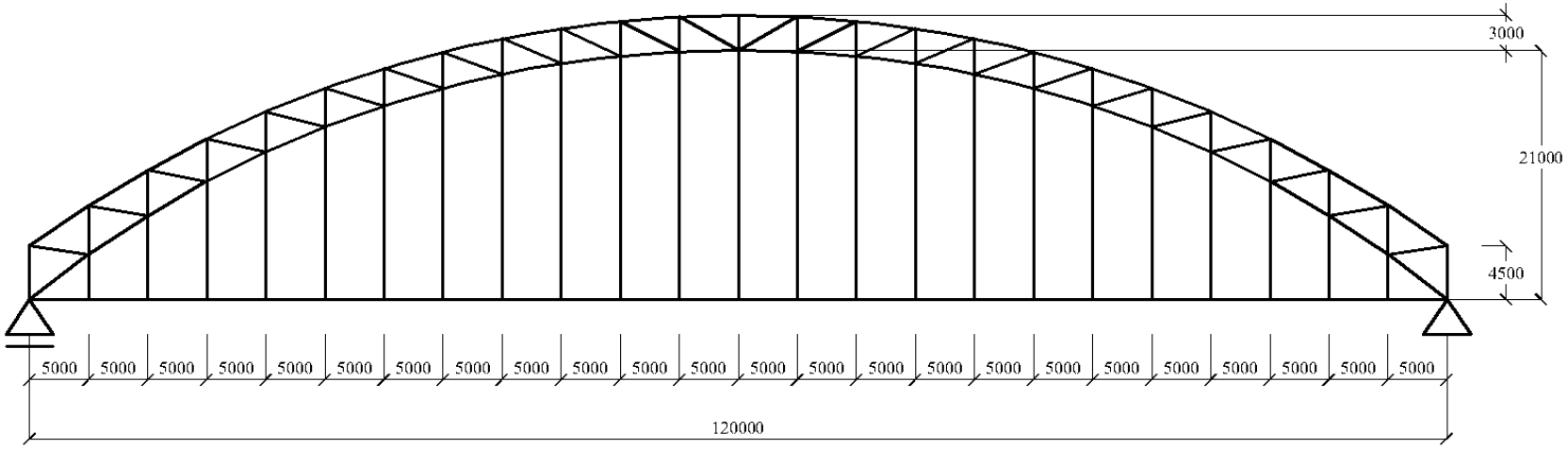
1.5. BATASAN PENELITIAN

Adapun agar tugas akhir ini tidak meluas permasalahannya dan dapat terarah dengan baik sesuai tujuan awal penelitian, maka perlu ditetapkan batasan penelitian. Batasan-batasan dalam penelitian ini antara lain sebagai berikut.

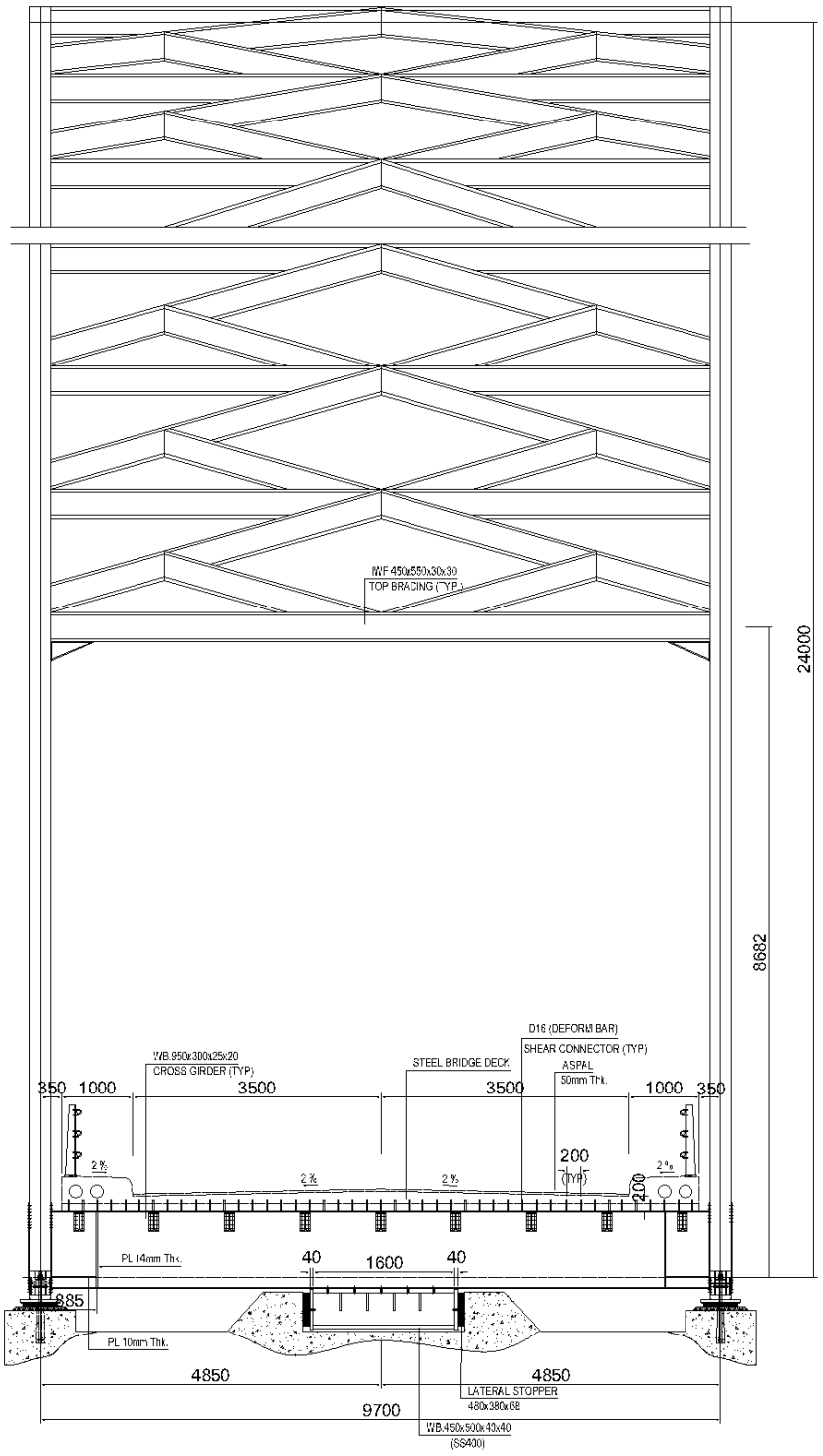
1. Jembatan yang ditinjau adalah jembatan pelengkung Dian Pulau-Tetoat yang terletak di Kecamatan Kei Kecil, Maluku Tenggara.
2. Jembatan Dian Pulau-Tetoat merupakan jembatan pelengkung rangka baja (*steel through arch bridge*) kelas A berdasarkan Standar Pekerjaan Jalan dan Jembatan Volume II, Direktorat Jendral Bina Marga tahun 2005.
3. Analisis hanya dilakukan untuk bangunan struktur atas jembatan, khususnya rangka utama pelengkung jembatan.
4. Jembatan Dian Pulau-Tetoat memiliki satu buah bentang dengan panjang 120 meter, dan lebar jembatan (lantai kendaraan beserta trotoar) 9,7 meter. Tinggi total jembatan ialah 24 meter, dengan tinggi lengkung bawah 21 meter. Adapun tampak memanjang jembatan dapat dilihat pada Gambar 1.1.
5. Jembatan memiliki dua lajur kendaraan selebar 7 meter, dan trotoar pada dua sisi masing-masing selebar 1 meter. Tampak melintang jembatan dapat dilihat pada Gambar 1.2.
6. Analisis dilakukan pada tiga model jembatan pelengkung rangka baja dengan tinggi pelengkung yang berbeda. Variasi tinggi pelengkung (*f*) jembatan antara

lain 15 m, 20 m, dan 24 m sesuai perbandingan yang disarankan Struyk, H. J. *et al*. dalam buku Jembatan.

7. Perilaku struktur yang dikaji berupa gaya-gaya dalam (gaya aksial, gaya geser, dan momen lentur) yang terjadi pada struktur utama rangka pelengkung meliputi batang atas, batang bawah, batang tegak, dan batang diagonal.
8. Analisis mengabaikan desain sambungan, gaya-gaya yang terjadi pada elemen penyusun dek jembatan, elemen melintang, serta reaksi pada penggantung (*hanger*) jembatan.
9. Pembebanan gempa pada struktur dihitung dengan beban gempa dinamik metode riwayat waktu (*time history*).
10. Lantai jembatan berupa *steel deck* yang selanjutnya memakai perkerasan campuran.
11. Elemen struktur utama rangka baja pelengkung jembatan menggunakan profil *wide-flange* ASTM A992 bermutu f_y = 50 ksi = 345 MPa dan f_u = 65 ksi = 450 MPa.
12. Digunakan jembatan pelengkung dengan tumpuan sendi dan rol.
13. Tidak memperhitungkan Rencana Anggaran Biaya (RAB).
14. Analisis dibantu oleh *software* SAP2000 v.20 dengan metode LRFD (*Load Resistance Factor Design*).
15. Perhitungan kontrol hasil *output software* SAP2000 mengacu pada SNI 1729:2015 Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.
16. Perhitungan pembebanan mengacu pada SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan.
17. Perhitungan pembebanan gempa mengacu pada SNI 2833:2008 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan dan SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa.



Gambar 1. 1. Tampak Memanjang Jembatan yang Ditinjau



Gambar 1. 2. Tampak Melintang Jembatan

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1. PENELITIAN TERDAHULU

Adapun penelitian terdahulu mengenai jembatan pelengkung yang pernah dilakukan dan penulis jadikan acuan tugas akhir ini antara lain sebagai berikut.

2.1.1. Ragil Wahyudi (2017)

Tugas akhir yang berjudul "Studi Perbandingan Desain Struktur Atas Jembatan Rangka Baja dengan Tipe *Through Arch Bridge*" merupakan penelitian tentang pengaruh tinggi lengkung jembatan rangka baja terhadap respon struktur dan kebutuhan material. Objek penelitian tersebut berlokasi pada jembatan Kebon Agung II Sleman, Daerah Istimewa Yogyakarta. Jembatan Kebon Agung II memiliki panjang total 224 meter, dengan bentang utama sepanjang 210 meter. Dalam analisis yang dilakukannya, Wahyudi menggunakan bantuan *software* SAP2000 dengan dua variasi tinggi lengkung jembatan rangka baja yaitu 30 meter (model jembatan 1) dan 42 meter (model jembatan 2). Hasil yang diperoleh dari kedua model jembatan tersebut ialah model jembatan 1 memiliki gaya-gaya dalam yang lebih kecil pada batang profil struktur utama pelengkungnya dibandingkan dengan model jembatan 2. Pola kecenderungan perbandingan gaya-gaya dalam pada kedua jembatan relatif sama. Adapun model jembatan 1 membutuhan material profil baja yang lebih besar dibandingkan model jembatan 2, dengan rasio perbandingan 1 : 0,849.

2.1.2. Fitri Maisyarah (2017)

Tugas akhir yang berjudul "Studi Perbandingan Tinggi Busur Terhadap Bentang Utama Pada Jembatan Busur Rangka Baja Tipe *A Half-Through Arch Bridge*" merupakan penelitian tentang pengaruh variasi tinggi lengkung jembatan rangka baja terhadap respon struktur jembatan yang dapat mempengaruhi nilai kebutuhan material. Jembatan yang dijadikan sebagai objek penelitian ialah Jembatan Kutai Kartanegara ing Martadipura yang berlokasi di Kalimantan Timur. Jembatan rangka baja tersebut merupakan jembatan tipe I kelas A dengan panjang

total jembatan 470 meter. Adapun panjang bentang lengkung rangka utama ialah 270 meter, dan bentang rangka pendekat masing-masing sepanjang 100 meter. Analisis dilakukan dengan memodelkan dua buah jembatan pada *software* SAP2000 v.14 dengan tinggi busur 40,57 meter (model jembatan 1) dan 52 meter (model jembatan 2). Berdasarkan hasil analisis, diperoleh model jembatan 1 memiliki respon struktur (gaya-gaya dalam) yang lebih besar dibandingkan model jembatan 2. Berat struktur atas model jembatan 1 yaitu sebesar 54298,553 kN dan model jembatan 2 sebesar 51145,658 kN, dengan nilai rasio kebutuhan material profil baja adalah 1 : 0,94. Sehingga Maisyarah berkesimpulan bahwa model jembatan yang lebih efektif ialah model jembatan 2 dengan tinggi lengkung 52 meter dan panjang bentang utama 270 meter.

2.1.3. Rani Retnoningtyas (2017)

Tesis yang berjudul "Pengaruh Rasio Bentang dan Tinggi Jembatan Pelengkung Beton Bertulang Untuk Jalan Rel Terhadap Gaya-Gaya Dalam" merupakan penelitian yang membahas tentang nilai perbandingan panjang bentang (*L*) dan tinggi lengkung (*f*) jembatan (*span to rise ratio*) yang optimal untuk jembatan jalan rel. Penelitian tersebut menganalisis rasio panjang bentang dan tinggi lengkung jembatan dengan memperhatikan faktor kekuatan, layan, dan stabilitas. Analisis yang dilakukan meninjau pengaruh *span to rise ratio* (*L/f*) guna memperoleh gaya-gaya dalam, reaksi tumpuan, dan lendutan yang minimal sehingga dapat menjadi referensi dalam merancang jembatan pelengkung beton bertulang untuk jalan rel. Adapun jembatan yang ditinjau merupakan jembatan bertipe *open spandrel arch*, dengan bentang 90 meter dan lebar rel kereta api yang dipakai 1,067 meter. Nilai *L/f* yang digunakan bervariasi antara 2 sampai dengan 10. Penelitian tersebut menghasilkan gaya-gaya dalam yang sangat dipengaruhi oleh berat struktur, beban yang bekerja, serta rasio *L/f*. Hasil analisis diperoleh bahwa semakin besar nilai rasio *L/f* maka semakin besar nilai reaksi horisontal, hal tersebut berpengaruh pada kebutuhan abutmen dan daya dukung tanah yang semakin kuat. Sehingga disarankan jembatan pelengkung beton bertulang untuk jalan rel memiliki nilai rasio panjang bentang dan tinggi pelengkung jembatan (*L/f*) antara 4 sampai 6 agar optimal.

2.2. PANJANG BENTANG DAN TINGGI LENGKUNG JEMBATAN

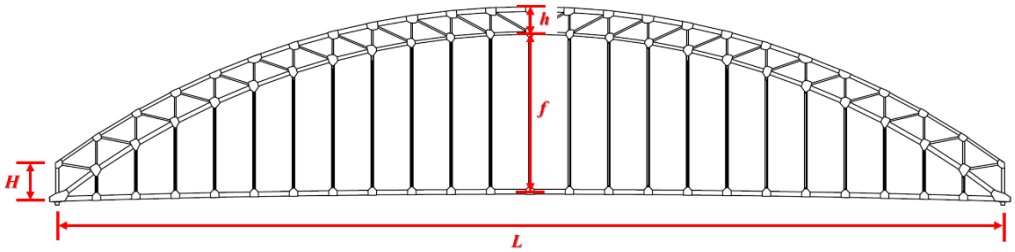
Rasio panjang bentang dan tinggi lengkung (*span to rise ratio*) jembatan ialah salah satu elemen penting dalam perancangan jembatan pelengkung. Meskipun rasio tersebut bergantung pada jarak bebas yang dibutuhkan di bawah pelengkung, namun sangat berpengaruh pada kekuatan internal jembatan dan reaksi tumpuan. Berikut ini merupakan beberapa tinjauan pustaka yang berkaitan dengan panjang bentang dan tinggi lengkung jembatan.

2.2.1. Merritt dan Brockenbrough (1972)

Dalam bukunya "*Structural Steel Designer's Handbook*", Merritt dan Brockenbrough menyebutkan bahwa, nilai perbandingan panjang bentang dan tinggi lengkung (*L/f*) yang umumnya digunakan yaitu antara 5 sampai dengan 6. Rasio tersebut dapat berlaku pada jembatan pelengkung rangka dengan tinggi pelengkung diukur hingga lengkung bagian bawah (*bottom chord*).

2.2.2. Struyk, H. J. *et al.* (1984)

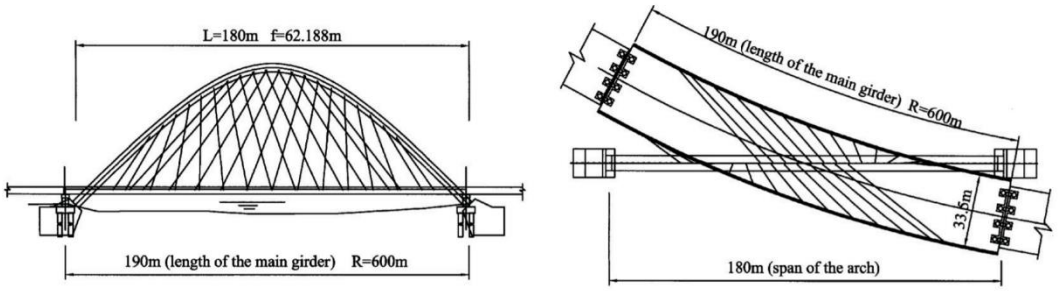
Struyk dkk menjelaskan dalam buku yang berjudul "Jembatan" bahwa untuk jembatan dengan lantai kendaraan berada di bawah busur, bentuk jembatan yang baik dapat diperoleh dengan nilai tinggi lengkung berkisar antara $f = \frac{L}{5}$ sampai $f = \frac{L}{8}$, dengan nilai $h = \frac{L}{25}$ sampai $h = \frac{L}{45}$. Bagan dari suatu jembatan busur dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2. 1. Bagan Dari Suatu Jembatan Busur
(Sumber: Struyk, H. J. et al., 1984)

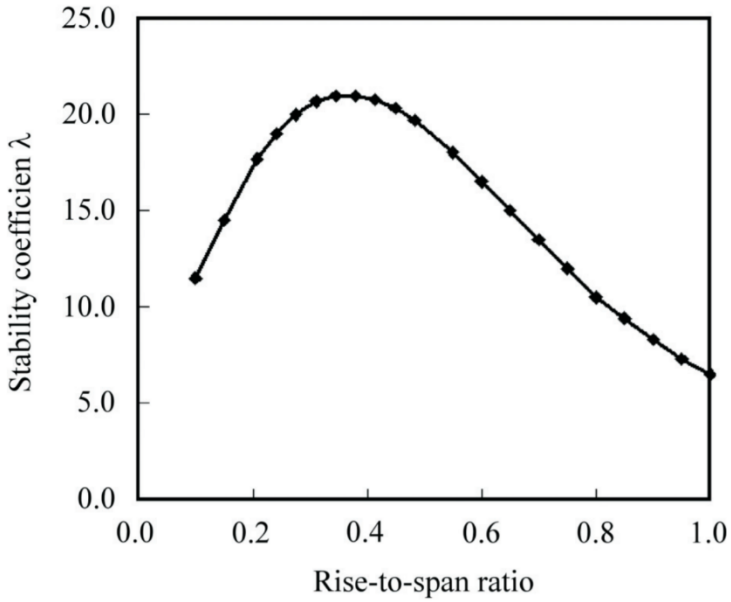
2.2.3. Wen, L. Q. *et al.* (2010)

Berdasarkan penelitian yang berjudul "*Stability Analysis of Special-Shape Arch Bridge*", Wen dkk menganalisis jembatan pelengkung parabola khusus dari baja dengan bentang 180 meter. Jembatan tersebut merupakan jembatan jalan raya, sketsa jembatan dapat dilihat pada Gambar 2.2. Analisis yang dilakukan yaitu dengan metode elemen hingga, dan stabilitas jembatan (pembebanan, ketahanan lentur pelengkung, kekakuan *arch rib*, kekakuan girder, dan *span-to-rise ratio*) dianalisis menggunakan metode *eigen value*.



Gambar 2. 2. Sketsa Gambar Penelitian Yang Dilakukan Oleh Wen Dkk
(Sumber: Wen, L. Q. et al., 2010)

Dalam studi ini, perbandingan tinggi lengkung dan panjang bentang (*rise-to-span ratio, f/L*) jembatan yang asli ialah 0,345. Berbagai perubahan *rise-to-span ratio* jembatan digunakan antara 0,1 – 1,0. Apabila nilai rasio *f/L* terlalu besar, peningkatan tinggi pelengkung mengakibatkan bertambahnya panjang pelengkung (*arch rib*). Hal tersebut akan berdampak pada berkurangnya kekakuan struktural dan meningkatkan berat sendiri stuktur, sehingga stabilitas pelengkung berkurang. Bila nilai rasio *f/L* terlalu kecil, maka lengkungan akan terlalu datar. Pada keadaan tersebut gaya tekan akan meningkat, menyebabkan lengkungan rentan dan tidak stabil. Gambar 2.3. menunjukkan grafik perubahan nilai *rise-to-span ratio* jembatan terhadap koefisien stabilitas. Dalam grafik tersebut dapat dilihat bahwa nilai *rise-to-span* ratio asli jembatan, yakni 0,345 merupakan angka yang layak.



Gambar 2. 3. Perbandingan Koefisien Stabilitas Terhadap Perubahan *Rise-To-Span Ratio*
(Sumber: Wen, L. Q. et al., 2010)

2.3. KEASLIAN PENELITIAN

Tugas akhir ini dikerjakan dengan membandingkan variasi tinggi pelengkung pada jembatan rangka baja Dian Pulau-Tetoat yang bertipe *through arch bridge* dengan panjang bentang 120 meter. Analisis perbandingan tersebut meninjau perilaku struktur jembatan dan kebutuhan material profil rangka baja, sehingga dapat diketahui tinggi lengkung jembatan yang efektif untuk panjang jembatan *through arch bridge* yang telah ditentukan (120 m). Berdasarkan tinjauan pada penelitian terdahulu, studi perbandingan pengaruh variasi tinggi lengkung jembatan tipe *steel through arch bridge* terhadap panjang bentang 120 meter belum pernah dilakukan. Adapun terdapat beberapa persamaan dan perbedaan antara tugas akhir ini dan penelitian-penelitian yang sudah dilakukan sebelumnya. Hal tersebut tertera pada Tabel 2.1. berikut ini.

Tabel 2. 1. Persamaan dan Perbedaan Penelitian

Peneliti / Parameter	Ragil Wahyudi (2017)	Fitri Maisyarah (2017)	Rani Retnoningtyas (2017)
Judul Penelitian	Studi Perbandingan Desain Struktur Atas Jembatan Rangka Baja dengan Tipe *Through Arch Bridge*	Studi Perbandingan Tinggi Busur Terhadap Bentang Utama Pada Jembatan Busur Rangka Baja Tipe *A Half-Through Arch Bridge*	Pengaruh Rasio Bentang dan Tinggi Jembatan Pelengkung Beton Bertulang Untuk Jalan Rel Terhadap Gaya-Gaya Dalam
Hasil Penelitian	• Gaya-gaya dalam lebih kecil pada jembatan dengan tinggi pelengkung 30 m (jembatan 1) daripada 42 m (jembatan 2). • Jembatan 1 membutuhkan material baja yang lebih banyak daripada jembatan 2, dengan rasio 1 : 0,849.	• Gaya-gaya dalam lebih besar pada jembatan dengan tinggi pelengkung 40,75 m (jembatan 1) daripada 52 m (jembatan 2). • Jembatan 1 lebih berat strukturnya sehingga membutuhkan material baja yang lebih banyak daripada jembatan 2, dengan rasio 1 : 0,94.	• Semakin besar nilai *span to rise ratio* (*L/f*) maka semakin besar nilai reaksi horisontal, maka mempengaruhi kebutuhan abutmen dan daya dukung tanah. • Nilai *L/f* yang optimal untuk jembatan pelengkung beton bertulang jalan rel adalah 4 sampai 6.
Persamaan Penelitian	• Objek penelitian berupa jembatan pelengkung rangka baja bertipe *through arch bridge*. • Tinjauan analisis yaitu pengaruh tinggi lengkung jembatan terhadap respon struktur dan kebutuhan material. • Analisis menggunakan bantuan *software* SAP2000.	• Tinjauan analisis yaitu pengaruh tinggi lengkung jembatan terhadap respon struktur dan kebutuhan material. • Analisis menggunakan bantuan *software* SAP2000 • Menggunakan metode *time history* dalam analisis pembebanan gempa.	• Tinjauan analisis yaitu pengaruh tinggi lengkung jembatan terhadap perilaku struktur dan kebutuhan material.
Perbedaan Penelitian	• Panjang bentang utama jembatan 210 m. • Jumlah dan variasi nilai tinggi pelengkung jembatan (30 m dan 42 m).	• Objek penelitian berupa jembatan pelengkung rangka baja bertipe *a-half through arch bridge*. • Panjang bentang jembatan 100 m + 270 m + 100 m. • Jumlah dan variasi nilai tinggi pelengkung jembatan (40,52 m dan 42 m).	• Objek penelitian berupa pelengkung beton bertulang untuk jalan rel bertipe *open spandrel arch*. • Panjang bentang jembatan 90 m. • Jumlah dan variasi nilai *span to rise ratio* (*L/f*) antara 2 sampai 10.

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1. TINJAUAN UMUM

Jembatan dapat dideskripsikan sebagai struktur bangunan yang menghubungkan rute atau lintasan transportasi yang terpisah oleh suatu penghalang seperti sungai, selat, jurang jalan raya, jalan kereta api, atau hambatan lainnya. Berdasarkan sistem strukturnya, jembatan dibedakan antara lain sebagai:

- jembatan pelengkung (*arch bridge*),
- jembatan gelagar (*beam girder*),
- jembatan *cable-stayed*,
- jembatan gantung (*suspension bridge*), dan
- jembatan rangka (*trusss bridge*).

Pada tugas akhir ini, jembatan yang ditinjau merupakan jembatan pelengkung (*arch bridge*). Jembatan pelengkung ialah jembatan yang berstruktur setengah lingkaran dan memiliki penopang pada setiap ujung lengkungannya. Jembatan ini bekerja dengan cara meneruskan berat jembatan dan beban yang bekerja menjadi gaya tekan. Beban tersebut kemudian ditahan oleh abutmen di kedua sisi. Ketika menahan berat sendiri dan beban lalu litas, bagian pelengkung jembatan menerima gaya tekan, oleh karena itu jembatan pelengkung perlu dirancang menggunakan bahan yang tahan terhadap gaya tersebut. Jembatan pelengkung dirancang menggunakan material beton bertulang ataupun baja sehingga dapat menahan gaya tarik yang disebabkan oleh perbandingan gaya tekan akibat struktur melengkung (Bina Marga, 2011).

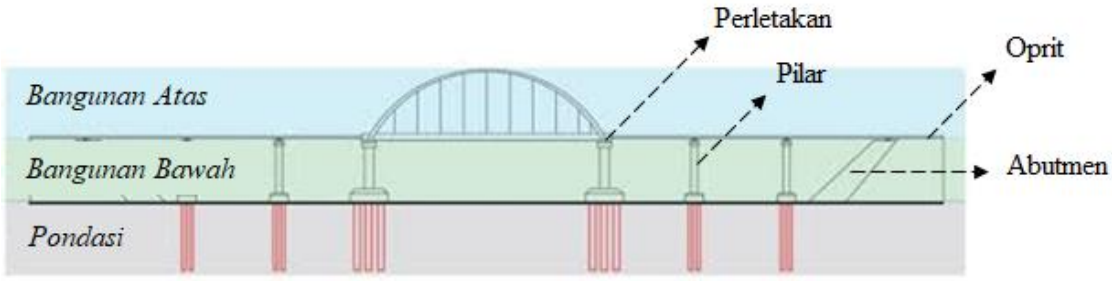
Struktur pelengkung tergolong lebih efisien daripada jembatan balok karena pelengkung tidak mengalami gaya tarik. Tanpa adanya gaya tarik yang diterima oleh pelengkung memungkinkan jembatan pelengkung dapat dibuat lebih panjang dari jembatan balok. Meski demikian, jembatan pelengkung juga perlu dibatasi kekuatan strukturnya. Menurut Chen dan Wang (2009) rasio tinggi lengkung dan bentang (*f/L*) merupakan parameter penting dalam jembatan pelengkung. Semakin

tinggi lengkung jembatan (semakin besar sudut pelengkung), maka gaya tekan akan semakin kecil, dan bentang jembatan akan menjadi pendek. Jika jembatan akan dirancang berbentang panjang, maka pelengkung jembatan harus direndahkan (sudut pelengkung diperkecil), sehingga gaya tekan menjadi besar dan membutuhkan abutmen yang lebih kuat. Rasio tinggi lengkung dan bentang (*f/L*) yang direkomendasikan untuk jembatan bentang panjang ialah sekitar 1/5.

Bentuk jembatan pelengkung memiliki struktur yang kuat dan nilai estetika yang tinggi, namun pembangunan jembatan pelengkung tergolong lebih sulit daripada jembatan balok. Konstruksi jembatan pelengkung membutuhkan metode pelaksanaan yang rumit dan sangat tergantung pada situasti lokasi yang akan dibangun, struktur jembatan pelengkung belum dikatakan selesai apabila kedua bentang belum bertemu di tengah-tengah.

3.2. STRUKTUR JEMBATAN

Struktur bangunan jembatan bergantung dari aspek bentuk, tipe dan kondisi lapangan. Berdasarkan Pengantar dan Prinsip Perencanaan Bangunan Bawah Jembatan 1988, struktur jembatan secara umum dikategorikan menjadi tujuh bagian pokok seperti pada Gambar 3.1. dan fungsinya dalam Tabel 3.1. Pada tugas akhir ini, penelitian dilakukan hanya pada bangunan atas jembatan dengan tipe pelengkung rangka baja lantai bawah sesuai dengan batasan masalah di bab sebelumnya.



Gambar 3. 1. Bagian Struktur Jembatan

Tabel 3. 1. Bagian Struktur Jembatan

No.	Bagian Jembatan	Fungsi
1	Bangunan Atas	Menerima beban lalu lintas kemudian mendistribusikannya ke bagian bangunan bawah jembatan.
2	Bangunan Bawah	Memikul beban-beban bangunan atas dan meneruskannya ke pondasi.
3	Perletakan	Menumpu pada abutment dan pilar, berfungsi menyalurkan semua beban dari bangunan atas ke bangunan bawah jembatan.
4	*Abutment*	Sebagai pemikul semua beban hidup dan mati lalu menyalurkannya ke pondasi.
5	Jalan Pendekat (Oprit)	Sebagai jalan pada kedua ujung jembatan bagi kendaraan yang akan memasuki jembatan.
6	Pilar	Sebagai penyokong bagian bangunan atas, dan menyalurkan beban ke pondasi.
7	Pondasi	Menerima beban bangunan jembatan dan mendistribusikannya ke tanah dasar.

3.3. TIPE JEMBATAN PELENGKUNG

Bentuk struktur utama yang melengkung menyebabkan jembatan memerlukan lantai kerja untuk lalu lintas kendaraan. Lantai kerja tersebut bisa diletakkan di atas, di bawah, atau di antara struktur utamanya. Tipe jembatan pelengkung berdasarkan letak lantai kendaraannya (*deck girder*) pada Manual Jembatan Pelengkung Baja Direktorat Jenderal Bina Marga Tahun 2011 antara lain terbagi sebagai berikut.

1. Jembatan Pelengkung Dek (*Deck Arch Bridge*)

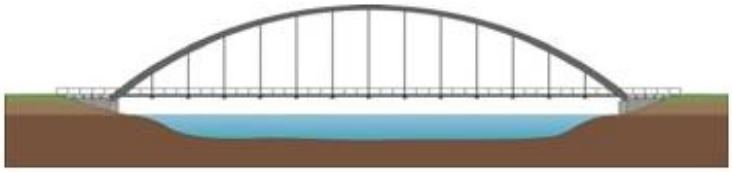
   Jembatan pelengkung dek ialah jembatan yang lantai jembatannya (dek) berada di atas lengkung, dan dapat digunakan pada bentang ± 518 meter. Jembatan ini dirancang untuk menahan kombinasi gaya aksial dan momen akibat lalu lintas jembatan. Jembatan ini dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3. 2. Jembatan *Deck Arch*
(Sumber: Bildwörterbuch.com, 2018)

2. Jembatan Pelengkung Menerus (*Through Arch Bridge*)

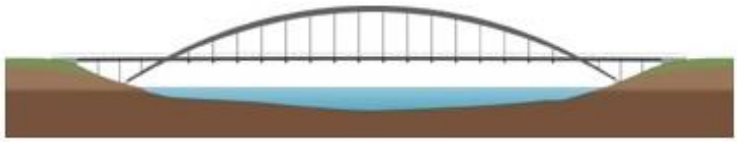
Jembatan pelengkung menerus merupakan jembatan dengan lantai jembatan berada sejajar dengan *springline* lengkungannya. Beban lalu lintas jembatan ditahan oleh lantai jembatan yang kemudian diteruskan ke bagian utama pelengkung melalui penggangtung (*hanger*) yang menghubungkan keduanya. Jembatan ini dapat dilihat pada Gambar 3.2.



Gambar 3. 3. Jembatan *Through Arch*
(Sumber: Bildwörterbuch.com, 2018)

3. Jembatan Pelengkung Setengah Menerus (*Half-Through Arch Bridge*)

Jembatan ini pada dasarnya hampir sama dengan tipe pelengkung menerus, hanya saja posisi lantai jembatan tipe setengah menerus berada di tengah antara *springline* dan bagian atas lengkung. Artinya dasar lengkung berada di bawah dek tetapi puncak lengkung terletak di atas dek. Untuk lebih jelasnya, jembatan tipe *half-through* dapat dilihat pada Gambar 3.3.



Gambar 3. 4. Jembatan *Half-Through*
(Sumber: Bildwörterbuch.com, 2018)

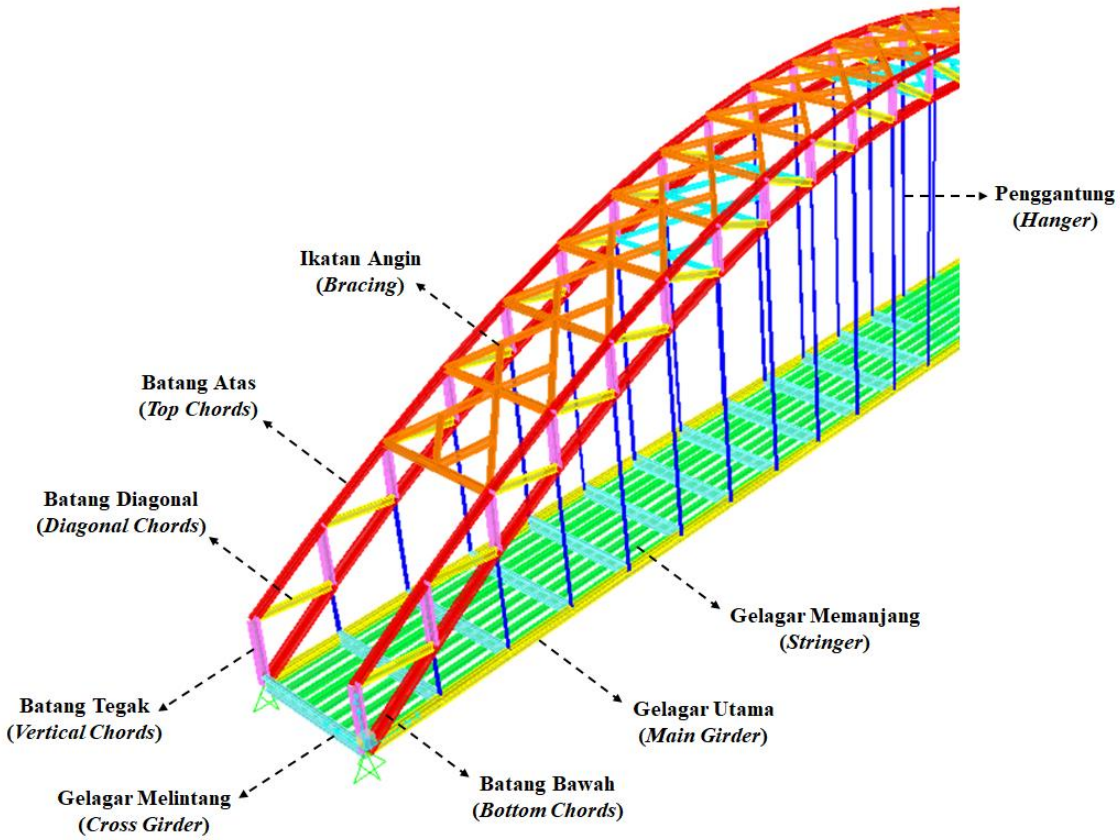
Adapun dalam tugas akhir ini jembatan yang ditinjau berupa jembatan pelengkung tipe menerus (*through arch bridge*) yang berbahan baja, dan hanya meliputi struktur atas jembatan.

3.4. ELEMEN STRUKTUR ATAS JEMBATAN PELENGKUNG

Elemen atau bagian struktur atas (s*uperstructure*) jembatan pelengkung baja tipe menerus (*steel through arch*) beserta penjelasanya dapat disajikan pada tabel beserta gambar di bawah ini.

Tabel 3. 2. Elemen Struktur Atas Jembatan Pelengkung

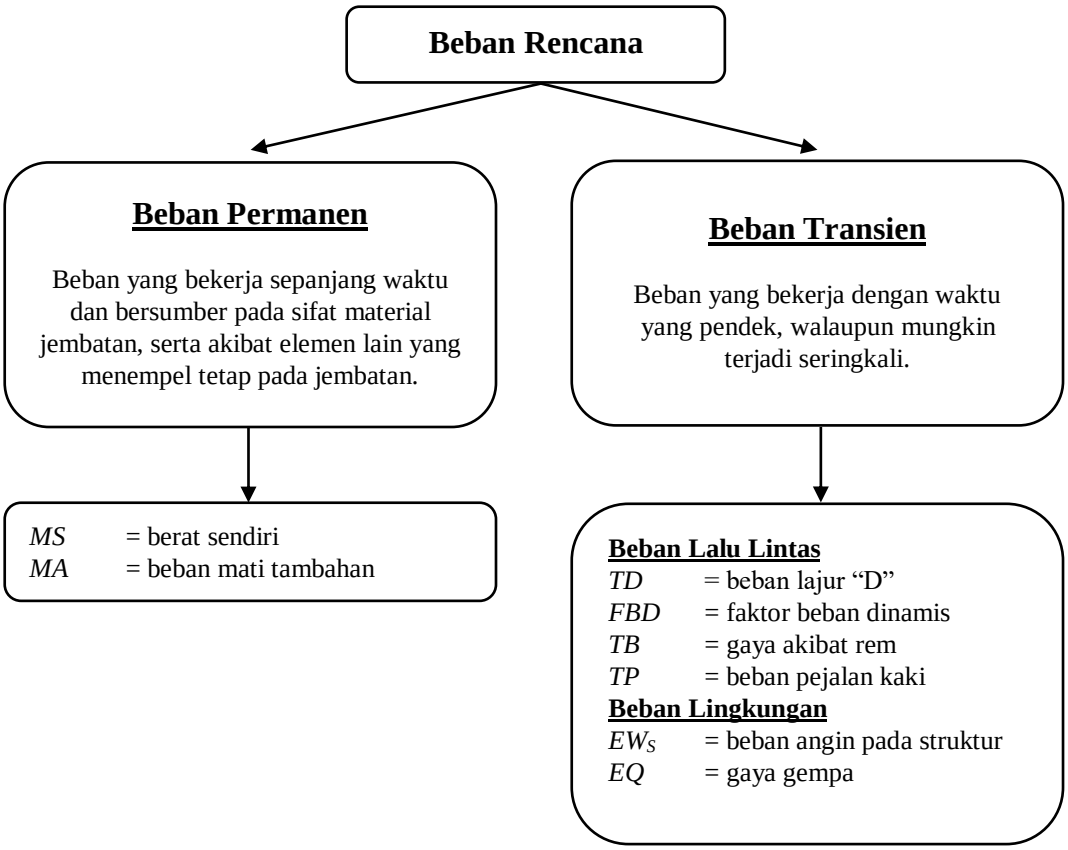
Elemen Struktur Atas		Keterangan
Pelengkung (*Arch*)	Batang Atas (*Top Chords*)	Elemen melengkung yang menyerupai busur/setengah lingkaran yang terletak di atas dek jembatan dan berfungsi sebagai penghubung utama bentang jembatan. Berfungsi untuk menerima gaya aksial tekan.
	Batang Bawah (*Bottom Chords*)	Elemen melengkung yang menyerupai busur/setengah lingkaran yang terletak di bawah batang atas dan berfungsi sebagai penghubung antara bentang jembatan. Berfungsi untuk menerima gaya aksial tekan.
	Batang Tegak (*Vertical Chords*)	Elemen yang menghubungkan batang atas dan batang bawah pelengkung jembatan.
	Batang Diagonal (*Diagonal Chords*)	Elemen yang menghubungkan batang atas dan batang bawah pelengkung jembatan.
Penggantung (*Hanger*)		Komponen penghubung dek jembatan ke lengkungan. Berfungsi untuk menerima gaya aksial tarik akibat memikul gelagar utama beserta beban di atasnya.
Sistem Pelat Lantai	Pelat Lantai	Elemen yang menerima beban dari lalu lintas kendaraan kemudian meneruskannya ke balok/gelagar.
	Gelagar Memanjang (*Stringer*)	Elemen memanjang yang menerima beban dari pelat lantai dan meneruskannya ke gelagar melintang.
	Gelagar Melintang (*Cross Girder*)	Elemen melintang yang menerima beban dari pelat lantai dan *stringer* kemudian meneruskannya ke gelagar utama.
	Gelagar Utama (*Main Girder*)	Elemen memanjang yang menerima beban vertikal dari gelagar melintang dan beban horizontal dari pelengkung.
Ikatan Angin (*Bracing*)		Komponen yang menghubungkan bagian dalam dari lengkungan yang berfungsi menyalurkan beban lateral dan geser sehingga menjadi lebih stabil.



Gambar 3. 5. Elemen Struktur Atas Jembatan Pelengkung

3.5. PEMBEBANAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN

Perancangan jembatan harus diperhatikan seefektif dan seefisien mungkin, sehingga memenuhi keamanan, keselamatan dan kenyamanan bagi para pengguna jembatan. Keamanan jembatan menjadi faktor utama yang harus diperhatikan dalam merancang sebuah jembatan. Jembatan harus didesain agar memiliki ketahanan dalam menopang beban-beban yang bekerja terhadapnya. Perhitungan pembebanan pada analisis perbandingan pengaruh panjang bentang terhadap tinggi lengkung jembatan Dian Pulau – Tetoat tipe menerus (*steel through arch bridge*) mengacu pada Standar Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725:2016), Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan (SNI 2833:2008), dan Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa. (SNI 2833:2016). Beban rencana yang diperhitungkan dalam penelitian dapat dilihat pada bagan berikut ini.



Gambar 3. 6. Rencana Pembebanan

3.5.1. Beban Permanen

Beban permanen jembatan merupakan beban yang diterima struktur jembatan secara konstan selama masa layannya dan bersumber pada sifat material yang digunakan dalam jembatan. Beban permanen dalam tugas akhir ini terdiri dari berat sendiri struktur jembatan, dan beban mati tambahan. Adapun setiap bangunan harus dihitung massanya berdasarkan dimensi dan berat jenis bahan. Perkalian antara massa dengan percepatan gravitasi merupakan rumus untuk menghitung berat bangunan (Kumalasari, 2018). Percepatan gravitasi (g) yang digunakan yaitu 9,81 m/detik^2. Besarnya berat isi dan kerapatan massa untuk berbagai jenis bahan disajikan dalam Tabel 3.3.

Tabel 3. 3. 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	2245
2	Besi tuang (*cast iron*)	71	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (*compacted sand, silt or clay*)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (*rolled gravel, macadam or ballast*)	18,8 – 22,8	1920 – 2315
5	Beton aspal (*asphalt concrete*)	22	2245
6	Beton ringan (*low density*)	12,25 – 19,6	1250 – 2000
7	Beton $f'_c < 35$ MPa	22 – 25	2320
	Beton $35 < f'_c < 105$ MPa	$22 + 0{,}0022\, f'_c$	$2240 + 2{,}29\, f'_c$
8	Baja (*steel*)	78,5	7850
9	Kayu (*ringan*)	7,8	800
10	Kayu keras (*hard wood*)	11	1125

Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan (2016)

1. Berat Sendiri (*MS*)

Berat sendiri ialah berat dari elemen struktural ditambah elemen nonstruktural yang dianggap satu kesatuan bekerja tetap pada jembatan, termasuk di dalamnya berat material jembatan itu sendiri. Perhitungan berat sendiri menggunakan persamaan berikut.

$$MS = b \times h \times w \qquad (3.1.)$$

dengan:

MS = berat sendiri (kN/m)

b = lebar yang ditinjau (m)

h = tebal yang ditinjau (m)

w = berat jenis (kN/m^3)

2. Beban Mati Tambahan (*MA*)

Beban mati tambahan ialah berat seluruh beban nonstruktural yang dapat berubah selama umur jembatan. Menurut SNI 1725:2016, berat tersebut antara lain:

a. Ketebalan yang diizinkan untuk pelapisan kembali permukaan

   Jembatan harus direncanakan untuk bisa memikul beban aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali di kemudian hari.

b. Sarana lain di jembatan

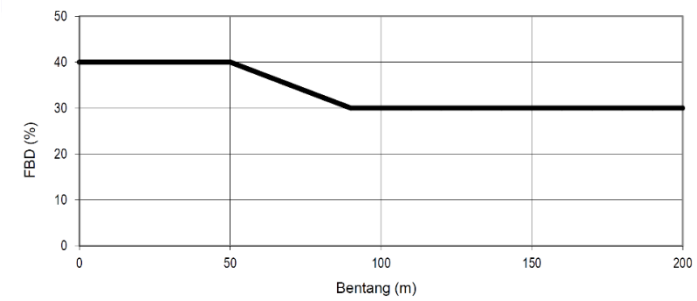
   Efek dari alat pelengkap dan sarana umum yang ditempatkan pada jembatan seperti berat pipa, saluran air, dan lain-lain harus ditinjau seakurat mungkin, sehingga keadaan yang paling membahayakan dapat diperhitungkan.

3.5.2. Beban Transien

Beban transien ialah beban yang bekerja dengan waktu yang pendek, walaupun mungkin terjadi seringkali. Beban transien pada tugas akhir ini terdiri dari beban lalu lintas dan beban lingkungan. Kelompok beban lalu lintas meliputi faktor beban dinamis, beban lajur, beban rem, dan beban pejalan kaki. Sedangkan beban lingkungan antara lain beban angin dan beban gempa.

1. Faktor Beban Dinamis (*FBD*)

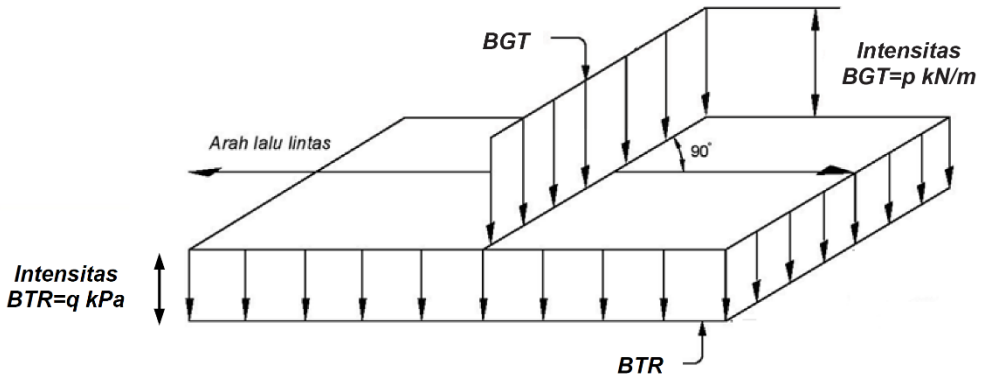
Faktor beban dinamis merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Untuk pembebanan lajur "D", *FBD* ialah fungsi panjang bentang ekuivalen seperi pada Gambar 3.4. Panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang pada bentang tunggal. Namun untuk beban pejalan kaki atau beban terbagi rata, *FBD* tidak perlu diterapkan.



Gambar 3. 7. Faktor Beban Dinamis
(Sumber: SNI 1725:2016)

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

Beban lajur terdiri dari beban terbagi rata (*BTR*) dan beban garis terpusat (*BGT*) seperti pada Gambar 3.5. Pendistribusian beban lajur harus disusun searah melintang jembatan sehingga menghasilkan momen maksimum dan geser arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal tersebut dilakukan dengan pertimbangan *TD* tersebar pada seluruh lebar balok dengan intensitas 100%.



Gambar 3. 8. Beban Lajur "D"
(Sumber: SNI 1725:2016)

a. Beban Terbagi Rata (*BTR*)

Beban terbagi rata memiliki intensitas *q* kPa yang tergantung pada panjang total (*L*) yang dibebani. Intensitas tersebut dinyatakan dengan rumus di bawah ini.

$L \leq 30$ m → $q = 9{,}0$ kPa (3.2.)

$L > 30$ m → $q = 9{,}0 \times \left(0{,}5 + \frac{15}{L}\right)$ kPa (3.3.)

dengan:

L = panjang total jembatan yang dibebani (m)

q = intensitas *BTR* dalam arah memanjang jembatan (kPa)

b. Beban Garis Terpusat (*BGT*)

Beban garis terpusat dengan intensitas *p* kN/m harus diletakkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas. Besarnya nilai intensitas *p* ialah 49,0 kN/m. Untuk memperoleh momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, *BGT*

kedua yang identik perlu diposisikan dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

3. Gaya Rem (*TB*)

Gaya rem ialah gaya yang terjadi sebab adanya gesekan antara ban kendaraan dan lantai jembatan. Dalam Standar Pembebanan Jembatan, SNI 1725:2016, gaya rem harus diambil yang terbesar dari 25% berat gandar truk desain, atau 5% berat truk rencana ditambah *BTR*. Gaya rem diletakkan pada semua lajur rencana dan diasumsikan bekerja pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan secara horizontal pada masing-masing arah longitudinal.

4. Pembebanan untuk Pejalan Kaki (*TP*)

Berdasarkan SNI 1725:2016, totoar yang lebih lebar dari 600 mm harus memikul beban pejalan kaki sebesar 5 kPa dan bekerja bersamaan dengan beban kendaraan. Apabila trotoar dapat dinaiki, maka beban pejalan kaki dianggap tidak bekerja bersamaan dengan beban kendaraan. Seandainya di masa depan trotoar beralih fungsi menjadi lajur kendaraan, maka beban hidup kendaraan harus berlaku pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk rancangan elemen jembatan lainnya.

5. Beban Angin Pada Struktur (*EWS*)

a. Tekanan Angin Horizontal

Dalam Standar Pembebanan Jembatan, SNI 1725:2016, tekanan angin diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 sampai 126 km/jam.

Beban angin dianggap tersalur merata pada permukaan yang terjangkau oleh angin. Luas bagian permukaan ialah luas dari semua elemen meliputi sistem lantai dan *railing* yang tegak lurus dengan arah angin. Arah ini perlu divariasikan agar memperoleh pengaruh yang paling riskan terhadap jembatan.

Jembatan dengan bagian yang elevasinya lebih tinggi dari 10 meter di atas permukaan tanah atau air, harus dihitung kecepatan angin rencananya (V_{DZ}) menggunakan persamaan berikut.

$$V_{DZ} = 2{,}5 \times V_o \times \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_o}\right) \quad (3.4.)$$

dengan:

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

V_{10} = kecepatan angin rencana pada elevasi 10 m di atas permukaan tanah atau permukaan air rencana (km/jam)

V_B = kec. angin rencana yakni 90 sampai 126 km/jam pada elevasi 1 m

Z = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau permukaan air dimana beban angin dihitung (Z > 10 m)

V_0 = kecepatan gesekan angin, berupa karakteristik meteorologi sebagaimana ditentukan dalam Tabel 3.4. untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)

Z_o = panjang gesekan di hulu jembatan, berupa karakteristik meteorologi sebagaimana ditentukan dalam Tabel 3.4. (mm)

Adapun besarnya nilai V_{10} dapat diperoleh dari grafik kecepatan angin dasar untuk periode ulang, dan survei angin pada lokasi jembatan. Bila tidak ada data yang lebih baik, dapat diasumsikan bahwa $V_{10} = V_B$ = 90 sampai dengan 126 km/jam.

Tabel 3. 4. Nilai V_o dan Z_o Untuk Berbagai Variasi Kondisi Permukaan Hulu

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

Sumber: SNI 1725:2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan (2016)

b. Beban Angin Pada Struktur

Kecepatan angin rencana dasar yang berbeda dapat digunakan untuk kombinasi pembebanan yang tidak meliputi kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan, apabila kondisi setempat membenarkan.

Tekanan arah angin rencana diasumsikan horizontal, dan dapat ditetapkan menggunakan Persamaan 3.5.

$$P_D = P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \quad (3.5)$$

dengan:

P_D = tekanan angin rencana (MPa)

P_B = tekanan angin dasar seperti yang ditentukan dalam Tabel 3.5 (MPa)

V_{DZ} = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana (km/jam)

V_B = kecepatan angin rencana yaitu 90 – 126 km/jam pada elevasi 1000 mm

Tabel 3. 5. 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 untuk Jembatan (2016)

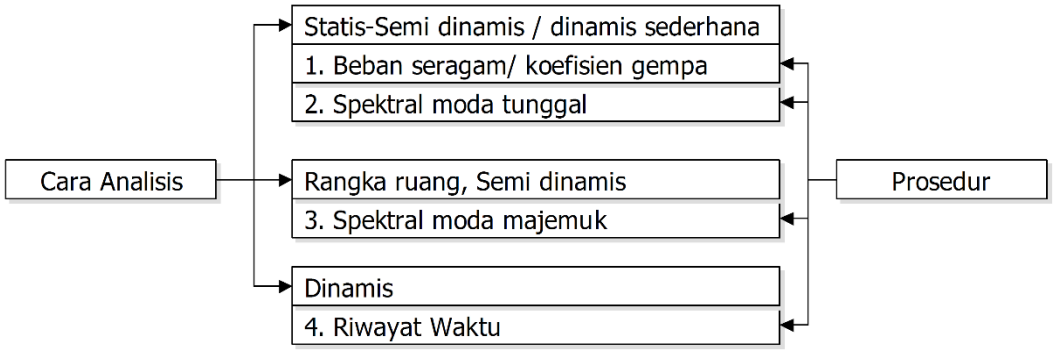
Adapun ketentuan total gaya akibat beban angin pada bidang tekan tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/m^2. Sedangkan pada bidang hisap, total gaya beban angin tidak boleh kurang dari 2,2 kN/m^2.

6. Beban Gempa (*EQ*)

Berdasarkan SNI 2833:2016, jembatan perlu direncanakan supaya memiliki probabilitas kecil untuk runtuh tetapi dapat mengalami kerusakan yang signifikan serta gangguan terhadap pelayanan karena gempa. Gempa arah horizontal yang sejajar dan tegak lurus dengan sumbu memanjang jembatan merupakan gempa yang berbahaya. Sedangkan gempa arah vertikal umunya lebih kecil dan dapat diabaikan pada perkara struktur tertentu. Maisyarah (2017) menyimpulkan bahwa bentuk struktur berupa pelengkung pada jembatan rangka baja ialah letak kekuatannya terhadap beban gempa. Komponen pelengkung dan penggantung menyebabkan

jembatan memiliki pengaruh getaran yang paling kecil serta dapat menyerap energi akibat perpindahan selama gempa terjadi.

Pemilihan prosedur analisis beban gempa tergantung pada tipe jembatan, besarnya koefisien akselerasi, dan tingkat kecermatan. Sesuai SNI 2833:2008, terdapat empat prosedur analisis tahan gempa (Gambar 3.6.). Struktur jembatan yang ditinjau dalam penelitian ini tergolong struktur rumit karena struktur utama jembatan berbentuk pelengkung. Oleh karena itu, perlu dilakukan analisis dinamis cara respon spektra berdasarkan analisis riwayat waktu, serta cara integral langsung yang menggunakan rumus pergerakan *equation of motion*.

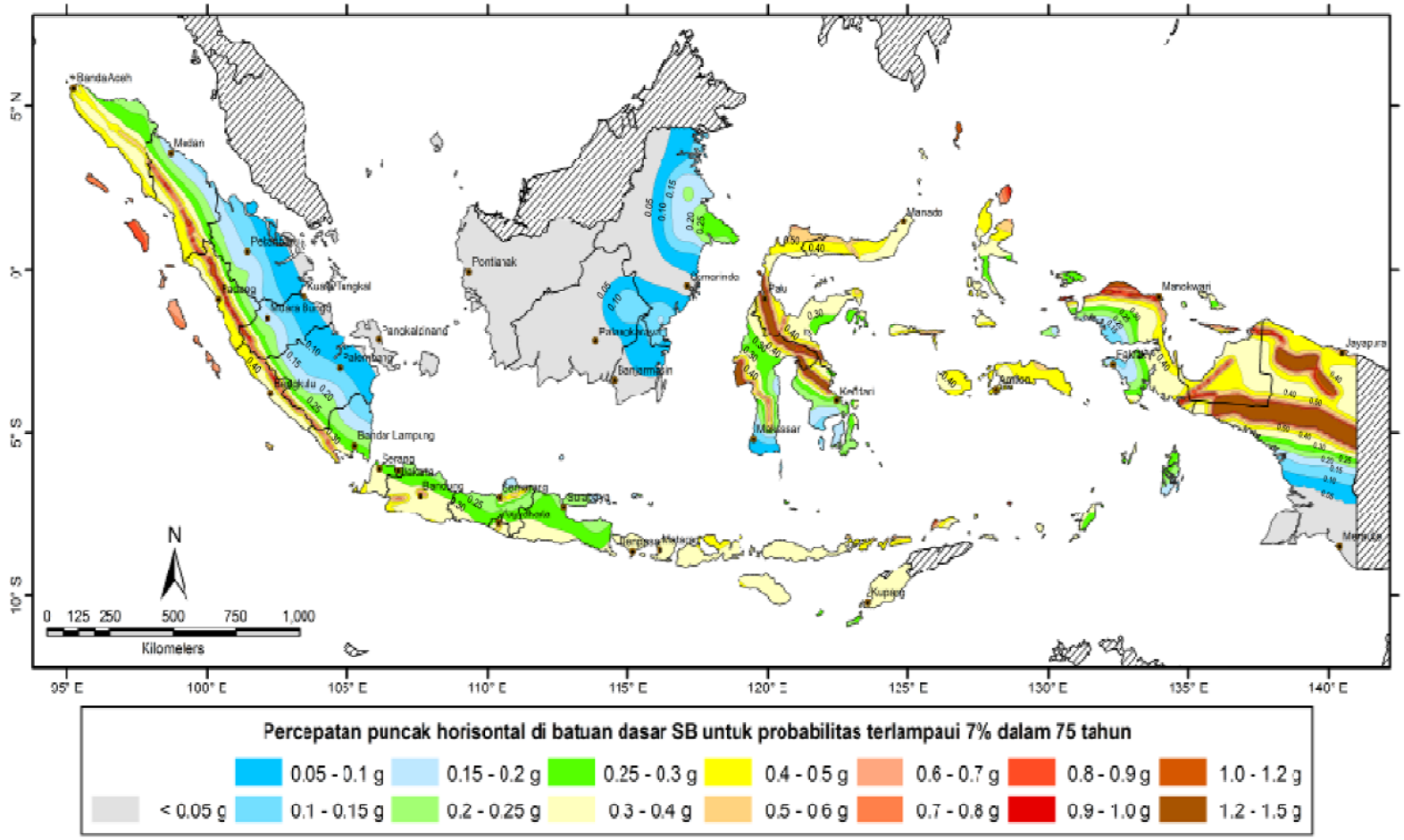


Gambar 3. 9. Prosedur Analisis Tahan Gempa
(Sumber: SNI 2833:2008)

Pada penelitian ini digunakan cara analisis dinamis cara riwayat waktu (*time history*). Prosedur tersebut dibutuhkan untuk jembatan dengan struktur utama geometri yang rumit atau berdekatan dengan patahan gempa aktif. Menurut Standar Ketahanan Gempa untuk Jembatan SNI 2833:2008, analisis dinamis dilakukan untuk jenis jembatan dengan kemampuan rumit sebagai berikut:

- bentang utama melebihi 200 m;
- jembatan fleksibel dengan periode panjang yang melebihi 1,5 detik;
- jembatan dengan pilar tinggi yang melebihi 30 meter;
- jembatan pelengkung, struktur kabel (*cable-stayed*), jembatan gantung, jembatan yang menggunakan isolasi dasar.

SNI 2833:2016 tentang Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa menyatakan bahwa analisis *time history* memerlukan data gempa besar tipikal yang umumnya terjadi di luar lokasi jembatan. Dengan pertimbangan gerakan tanah di lokasi penelitian sukar diperkirakan dengan akurat, maka gerakan gempa masukan dapat dikerjakan dengan pendekatan gerakan tanah tiruan (simulasi). Gerakan gempa masukan yaitu berupa gelombang akselerasi dengan amplitudo yang dimodifikasi berdasarkan wilayah frekuensi (*frequency zone*) agar sesuai akselerasi standar respon spektra. Gempa tipikal harus ditetapkan bersumber pada kondisi tanah dan topografi yang serupa dengan lokasi jembatan, sehingga dapat dilakukan modifikasi amplitudo. Hal tersebut dilakukan dengan cara membagi nilai puncak percepatan batuan dasar (*peak ground acceleration*) wilayah Dian Pulau-Tetoat sebagai lokasi objek penelitian dengan nilai puncak percepatan batuan dasar gempa besar tipikal tertentu di luar lokasi jembatan. *Peak ground acceleration* (PGA) merupakan percepatan tanah maksimum yang terjadi selama gempa bumi di suatu tempat. PGA sama dengan nilai amplitudo dari percepatan absolut terbesar yang dicatat pada akselerogram saat gempa bumi berlangsung di suatu lokasi tertentu. Nilai PGA dalam tugas akhir ini (wilayah Dian Pulau-Tetoat, Maluku Tenggara) ditentukan berdasarkan peta percepatan puncak di batuan dasar (Gambar 3.7.) yang bersumber pada SNI 2833:2016.



Gambar 3. 10. Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun
(Sumber: SNI 2833:2016)

3.6. KOMBINASI PEMBEBANAN

Berdasarkan beberapa kemungkinan gaya atau beban yang bekerja secara bersamaan pada jembatan, kombinasi pembebanan harus ditentukan agar mengetahui beban-beban apa saja yang menimbulkan perilaku struktur yang signifikan. Pada tugas akhir ini, kombinasi pembebanan diperhitungkan dalam keadaan batas kekuatan dan ekstrim.

Keadaan batas kekuatan disyaratkan untuk memastikan jembatan kuat dan stabil ketika memikul kombinasi pembebanan yang terjadi selama masa layan jembatan. Sedangkan keadaan batas ekstrim dihitung untuk memastikan struktur jembatan dapat menahan dampak dari gempa besar.

Kombinasi pembebanan dan nilai faktor beban yang digunakan sesuai SNI 1725:2016 dapat dilihat pada Tabel 3.6. dengan penjelasan masing-masing kombinasi sebagai berikut.

Kuat I = kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin.

Kuat II = kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus tanpa memperhitungkan beban angin.

Kuat III = kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam sampai 126 km/jam.

Kuat IV = kombinasi pembebanan dengan memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.

Kuat V = kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam sampai 126 km/jam.

Ekstrem I = kombinasi pembebanan gempa.

Tabel 3. 6. Kombinasi Pembebanan dan Nilai Faktor Beban

Kelompok Pembebanan			Faktor Beban					
			Kuat I	**Kuat II**	**Kuat III**	**Kuat IV**	**Kuat V**	**Ekstrem I**
Beban Permanan	Berat sendiri	*MS*	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
	Beban mati tambahan	*MA*	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Beban Transien	Beban lajur	*TD*	2,00	2,00	-	-	-	0,50
	Gaya akibat rem	*TB*	1,80	1,40	-	-	-	0,50
	Beban pejalan kaki	*TP*	1,80	1,40	-	-	-	0,50
	Beban angin pada struktur	EW_S	-	-	1,40	-	0,40	-
	Gaya gempa	*EQ*	-	-	-	-	-	1,00

3.7. PERENCANAAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN

Dalam tugas akhir ini struktur atas jembatan yang ditinjau merupakan pelengkung rangka baja tipe menerus. Metode analisis yang dipakai yaitu cara LRFD (*Load Resistance Factor Design*) dengan bantuan *software* SAP2000. Selain itu dilakukan juga perhitungan manual kekuatan penampang sesuai acuan SNI 1729:2015 guna mengontrol hasil desain dan analisis. Perencanaan struktur atas jembatan meliputi sistem pelat lantai (*deck*) jembatan, penggantung (*hanger*), serta struktur rangka pelengkungnya (*arch rib*).

3.7.1. Desain dan Analisis Menggunakan SAP2000 v.20

Desain dan analisis struktur dikerjakan oleh *software* SAP2000 v.20 yang menghasilkan reaksi tumpuan, gaya-gaya dalam, serta lendutan. Pemodelan struktur dilakukan dalam tiga dimensi, serta arah bidang gambar berada pada sumbu global x dan y.

3.7.2. Perhitungan Kekuatan Penampang

Setelah desain dan analisis dengan SAP2000, kekuatan penampang jembatan ditinjau secara perhitungan manual dengan ketentuan Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBK) yang mengacu pada SNI 1729:2015. Perencanaan dengan ketentuan tersebut harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan desain setiap komponen struktural sama atau melebihi kekuatan perlu yang ditentukan berdasarkan kombinasi beban. Desain harus dilakukan sesuai persamaan berikut.

$$R_u \leq \phi\, R_n \qquad (3.6.)$$

dengan :

R_u = kekuatan perlu menggunakan kombinasi beban DFBK

R_n = kekuatan nominal

ϕ = faktor ketahanan

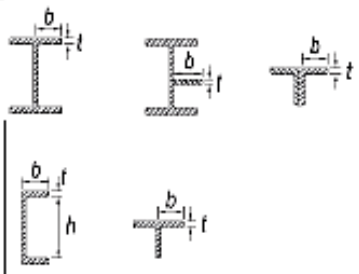
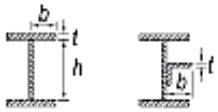
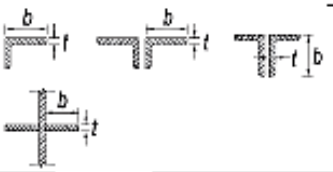
ϕR_n = kekuatan desain

1. Klasifikasi Penampang

Untuk kondisi tekan, penampang digolongkan sebagai elemen-tidak-langsing atau elemen-langsing. Penampang dengan elemen langsing, rasio tebal-terhadap-lebar (λ) melebihi dari batasan rasio (λ_r) yang ditentukan pada Tabel 3.7. Apabila rasio tersebut kurang dari batasannya, maka disebut dengan penampang tidak langsing.

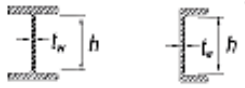
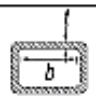
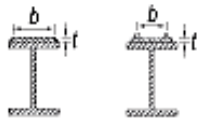
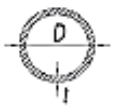
Untuk kondisi lentur, penampang diklasifikasikan sebagai penampang kompak, tidak-kompak, atau penampang elemen-langsing. Untuk penampang kompak, sayap-sayapnya harus menyatu dengan bagian badan, dan rasio tebal-terhadap-lebar (λ) tidak boleh melebihi batas kelangsingan elemen kompak (λ_p) dari Tabel 3.8. Sedangkan bila rasio tebal-terhadap-lebar (λ) melebihi λ_p tetapi tidak melebihi batas kelangsingan untuk elemen tidak kompak (λ_r) dari Tabel 3.8., maka disebut penampang tidak kompak.

Tabel 3. 7. Rasio Tebal-terhadap-Lebar Elemen Tekan Komponen Struktur yang Menahan Tekan Aksial

	Kasus	Deskripsi elemen	Rasio tebal-terhadap-lebar	Batasan rasio tebal-terhadap-lebar	Contoh
Elemen tanpa pengaku	1	Sayap dari Profil I canai panas, pelat yang diproyeksikan dari profil I canai panas; kaki berdiri bebas dari sepasang siku disambung dengan kontak menerus, sayap dari kanal, dan sayap dari T	b/t	$0{,}56\sqrt{E/F_y}$	
	2	Sayap dari profil I tersusun dan pelat atau kaki siku yang diproyeksikan dari profil I tersusun	b/t	$0{,}64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
	3	Kaki dari siku tunggal, kaki dari siku ganda dengan pemisah, dan semua elemen tak-diperkaku lainnya	b/t	$0{,}45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	stem dari T	b/t	$0{,}75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

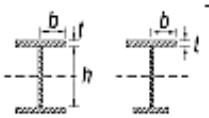
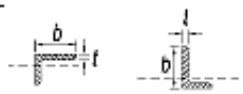
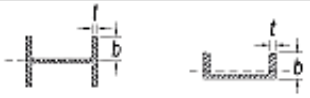
Sumber: SNI 1729:2015 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (2015)

Lanjutan Tabel 3.7. Rasio Tebal-terhadap-Lebar Elemen Tekan Komponen Struktur yang Menahan Tekan Aksial

	Kasus	Deskripsi elemen	Rasio tebal-terhadap-lebar	Batasan rasio tebal-terhadap-lebar	Contoh
Elemen yang diperkaku	5	badan dari profil I simetris ganda dan kanal	b/t	$1{,}49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	dinding PSB persegi dan boks dari ketebalan merata	b/t	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Pelat penutup sayap dan pelat diafragma antara deretan sarana penyambung atau las	b/t	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Semua elemen diperkaku lainnya	b/t	$1{,}49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	PSB bulat	D/t	$0{,}11\frac{E}{F_y}$	

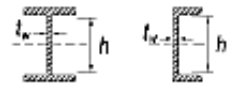
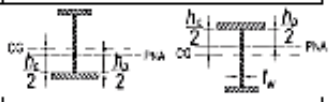
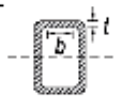
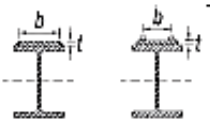
Sumber: SNI 1729:2015 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (2015)

Tabel 3. 8. Rasio Tebal-terhadap-Lebar Elemen Tekan Komponen Struktur Menahan Lentur

	Kasus	Deskripsi elemen	Rasio Ketebalan-terhadap-Lebar	Batasan Rasio Tebal-Lebar		Contoh
				λ_p (kompak)	λ_r (nonkompak)	
Elemen tanpa pengaku	10	Sayap dari profil I canai panas, kanal, dan T	b/t	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1{,}0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	sayap dari profil tersusun bentuk I simetris ganda dan tunggal	b/t	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	[a] [b] $0{,}95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$	
	12	kaki dari siku tunggal	b/t	$0{,}54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0{,}91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	sayap dari semua profil I dan kanal dalam lentur pada sumbu lemah	b/t	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1{,}0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Badan dari T	d/t	$0{,}84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1{,}03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Sumber: SNI 1729:2015 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (2015)

Lanjutan Tabel 3.8. Rasio Tebal-terhadap-Lebar Elemen Tekan Komponen Struktur Menahan Lentur

	Kasus	Deskripsi elemen	Rasio Ketebalan-terhadap-Lebar	Batasan Rasio Tebal-Lebar		Contoh
				λ_p (kompak)	λ_r (nonkompak)	
Elemen yang diperkaku	15	Badan dari profil I simetris ganda dan kanal	h/t_w	$3{,}76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Badan dari profil I simetris tunggal	h_c/t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0{,}54\frac{M_p}{M_y}-0{,}0\right.}$ [c]	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Sayap dari PSB persegi dan boks ketebalan merata	b/t	$1{,}12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Pelat penutup sayap dan pelat diafragma antara deretan sarana penyambung atau las	b/t	$1{,}12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Badan dari PSB persegi dan boks	h/t	$2{,}42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20	PSB bulat	D/t	$0{,}07\frac{E}{F_y}$	$0{,}31\frac{E}{F_y}$	

[a] $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 0,35 maupun lebih besar dari 0,76 untuk tujuan perhitungan.

[b] $F_L = 0{,}7F_y$ untuk lentur sumbu major dari badan kompak dan nonkompak komponen struktur profil I tersusun $S_{nt}/S_{xc} \geq 0{,}7 : F_L = F_y S_{nt}/S_{xc} \geq 0{,}5F_y$ untuk lentur sumbu major dari badan kompak dan nonkompak komponen struktur profil I tersusun dengan $S_{nt}/S_{xc} < 0{,}7$.

[c] M_y = momen pada leleh serat terluar. M_p = momen lentur plastis, kip-in. (N-mm)
E = modulus elastis baja = 29 000 ksi (200 000 MPa)
F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan, ksi (MPa)

Sumber: SNI 1729:2015 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (2015)

2. Komponen Struktur Tarik

Menurut SNI 1729:2015, kekuatan tarik desain (ϕP_n) harus diambil nilai terendah berdasarkan keadaan batas di bawah ini.

a. Untuk leleh tarik pada penampang bruto, dengan faktor reduksi ϕ_t = 0,90 :

$$P_n = f_y\, A_g \tag{3.7}$$

b. Untuk keruntuhan tarik pada penampag neto, faktor reduksi ϕ_t = 0,75:

$$P_n = f_u\, A_e \tag{3.8}$$

dengan:

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

A_e = luas neto efektif (mm^2)

f_y = tegangan leleh (MPa)

f_u = tegangan tarik (MPa)

3. Komponen Struktur Tekan

Dewobroto (2016) menyatakan bahwa kestabilan dalam merencanakan komponen struktur tekan harus diperhatikan terkait adanya bahaya tekuk (*buckling*) pada komponen-komponen tekan langsing. Komponen struktur tekan pada jembatan rangka banyak ditemui pada bagian kolom, terdiri atas profil tunggal ataupun profil tersusun yang digabung dengan memakai pelat kopel.

Kekuatan tekan desain ($\phi_c P_n$) ditentukan oleh kekuatan tekan nominal (P_n) terendah yang diperoleh berdasarkan pada keadaan batas dari tekuk lentur dan tekuk torsi, dengan nilai faktor ketahanan untuk tekan (ϕ_c) yaitu 0,90. Persamaan untuk memperoleh kekuaran tekan nominal adalah sebagai berikut.

$$P_n = F_{cr} \times A_g \tag{3.9.}$$

dengan :

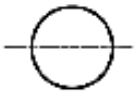
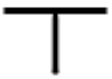
P_n = kekuatan tekan nominal (kN)

F_{cr} = tegangan kritis (MPa)

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

Adapun pemilihan untuk penerapan profil komponen struktur tekan mengacu pada Tabel 3.9.

Tabel 3. 9. Pemilihan untuk Penerapan Profil Komponen Struktur Tekan

Penampang Melintang	Tanpa Elemen Langsing		Dengan Elemen Langsing	
	Penampang pada Bab E	Keadaan Batas	Penampang pada Bab E	Keadaan Batas
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E6 E3 E4	FB FTB	E6 E7	LB FB FTB
	E5		E5	
	E3	FB	N/A	N/A
Bentuk tidak smetris selain siku tunggal	E4	FTB	E7	LB FTB
FB = tekuk lentur, TB = tekuk torsi, FTB = tekuk torsi-lentur, LB = tekuk lokal				

Sumber: SNI 1729:2015 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (2015)

a. Panjang Efektif

Berdasarkan SNI 1729:2015, faktor panjang efektif (*K*) dari semua komponen struktur untuk perhitungan kelangsingan harus diambil sebesar 1,0. Untuk komponen struktur yang dirancang berdasarkan tekan, rasio kelangsingan efektif (*KL/r*) sebaiknya tidak melebihi 200.

$$\frac{KL}{r} < 200 \qquad (3.10.)$$

dengan :

K = faktor panjang efektif

L = panjang batang (mm)

r = radius girasi (mm)

b. Tekuk Lentur Dari Komponen Struktur Tanpa Elemen Langsing

Tekuk lentur dipengaruhi oleh kelangsingian efektif elemen. Kekuatan tekannya ditentukan oleh tegangan kritis (F_{cr}) penampang. Nilai tegangan kritis diturunkan dari teori tekuk Euler. Tekuk akan terjadi pada sumbu penampang yang memberikan nilai kelangsingan yang besar, yaitu pada sumbu yang memiliki nilai momen inersia yang kecil, atau sumbu yang memiliki jari-jari girasi yang kecil. Tegangan kritis ditentukan sebagai berikut.

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

$$F_{cr} = 0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}} \qquad (3.11.)$$

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

$$F_{cr} = 0{,}877\ F_e \qquad (3.12.)$$

Dimana F_e merupakan tegangan tekuk kritis elastis dengan rumus di bawah ini.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \qquad (3.13.)$$

c. Tekuk Torsi dan Tekuk Torsi-Lentur Dari Komponen Struktur Tanpa Elemen Langsing

Tekuk torsi terjadi dengan berputarnya penampang sepanjang sumbu longitudinal batang. Perhitungan tekuk torsi Untuk komponen struktur simetris ganda, tegangan kritis (F_{cr}) harus ditentukan sesuai persamaan 3.11. atau 3.12., sedangkan tegangan tekuk kritis elastis (F_e) dihitung menggunakan persamaan di bawah ini.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right] \frac{1}{I_x + I_y} \qquad (3.14.)$$

dengan :

F_e = tegangan tekuk kritis elastis (MPa)

E = modulus elastisitas baja (MPa)

C_w = konstanta pilin (mm^6)

K_z = faktor panjang efektif untuk tekuk torsi

L = panjang bentang profil (mm)

G = modulus elastisitas geser baja (MPa)

J = konstanta torsi (mm^4)

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

d. Komponen Struktur Dengan Elemen Langsing

Tegangan kritis pada komponen struktur dengan elemen langsung ditentukan sebagai berikut.

1) Bila $\frac{KL}{r} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{Qfy}}$ (atau $\frac{QFy}{Fe} \leq 2{,}25$)

$$F_{cr} = Q\,[0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}]\,Fy \qquad (3.15.)$$

2) Bila $\frac{KL}{r} > 4{,}71\sqrt{\frac{E}{Qfy}}$ (atau $\frac{QFy}{Fe} > 2{,}25$)

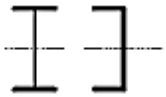
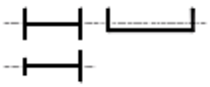
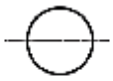
$$F_{cr} = 0{,}877\,F_e \qquad (3.16.)$$

dengan Q = faktor reduksi neto untuk semua elemen tekan langsing.

4. Komponen Struktur Lentur

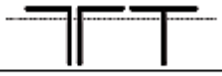
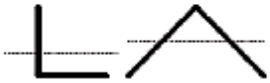
Kekuatan lentur desain ($\phi_b M_n$) ditentukan oleh kekuatan lentur nominal (M_n) terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh (momen plastis) dan tekuk torsi-lateral, dengan nilai faktor ketahanan lentur (ϕ_b) yaitu 0,90. Adapun pemilihan untuk penerapan profil komponen struktur lentur mengacu pada Tabel 3.10.

Tabel 3. 10. Pemilihan untuk Penerapan Profil Komponen Struktur Lentur

Pasal dalam Bab F	Penampang Melintang	Kelangsingan Sayap	Kelangsingan Badan	Keadaan Batas
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB

Sumber: SNI 1729:2015 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (2015)

Lanjutan Tabel 3. 10. Pemilihan untuk Penerapan Profil Komponen Struktur Lentur

Pasal dalam Bab F	Penampang Melintang	Kelangsingan Sayap	Kelangsingan Badan	Keadaan Batas
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Bentuk Tidak-Simetris, selain siku tunggal	N/A	N/A	Semua keadaan batas
Y = pelelehan, LTB = tekuk torsi-lateral, FLB = tekuk lokal sayap, WLB = tekuk lokal badan, TFY = pelelehan sayap tarik, LLB = tekuk lokal kaki, LB = tekuk lokal, C = kompak, NC = nonkompak, S = langsing				

Sumber: SNI 1729:2015 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (2015)

a. Kondisi Pelelehan

Ketika semua daerah dalam penampang melampaui regangan lelehnya, dan dinamakan kondisi plastis. Tahanan momen nominal dalam kondisi ini dinamakan momen plastis (M_p), yang besarnya didefenisikan sebagai tegangan leleh dikali modulus penampang plastis. Adapaun momen yang dipertimbangkan yakni momen arah sumbu lemah. Kuat lentur plastis (M_p) ialah momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh, harus diambil yang lebih kecil dari f_y x Z atau 1.5 M_y. Berikut adalah persamaan untuk menghitung kekuatan lentur nominal (M_n) pada kondisi pelelehan untuk komponen struktur profil I kompak simetris ganda di sumbu major.

$$M_n = M_p = f_y Z_y \qquad (3.17.)$$

dengan Z_y = modulus penampang plastis di sumbu y (mm^3).

b. Tekuk Torsi-Lateral

Tekuk torsi lateral terjadi ketika beban yang diberikan menyebabkan perpindahan lateral dan puntiran pada elemen struktur. Terjadi tidaknya tekuk lateral ditentukan dari panjang bentang elemen struktur. Untuk komponen struktur profil I kompak simetris ganda di sumbu major, perhitungan kuat lentur nominal pada kondisi ini diklasifikasikan menurut panjang bentang penampang.

1) Bila $L_b \leq L_p$, keadaan batas dari tekuk torsi-lateral tidak boleh digunakan.
2) Bila $L_p < L_b \leq L_r$,

$$M_n = C_b \left[M_p - \left(M_p 0{,}7 F_y S_y \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.18.)$$

3) Bila $L_b > L_r$,

$$M_n = F_{cr} S_y \leq M_p \quad (3.19.)$$

dengan:

$$L_p = 1{,}76\, r_y \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad (3.20.)$$

$$L_r = 1{,}95 r_{ts} \frac{E}{0{,}7\, F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0{,}7 F_y}{E} \right)^2}} \quad (3.21.)$$

$$r_{ts}{}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (3.22.)$$

$$C_b = \frac{12{,}5 M_u}{2{,}5 M_u + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (3.23.)$$

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

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

L_p = batas panjang bentang pendek (mm)

L_r = batas panjang bentang menengah (mm)

r_{ts} = radius girasi efektif (mm)

E = modulus elastisitas baja (MPa)

f_y = tegangan leleh (MPa)

J = konstanta torsi (mm^4)

c = koefisien c

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

h_o = jarak antar titik berat sayap (mm)

I_y = momen inersia sumbu y (mm^4)

C_w = konstanta pilin (mm^6)

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

M_u = nilai mutlak momen maksimum dalam segmen tanpa dibreising (Nmm)

M_A = nilai mutlak momen pada titik ¼ dari segmen tanpa dibreising (Nmm)

M_B = nilai mutlak momen pada titik ½ dari segmen tanpa dibreising (Nmm)

M_C = nilai mutlak momen pada titik ¾ dari segmen tanpa dibreising (Nmm)

F_{cr} = tegangan kritis (MPa)

5. Komponen Struktur yang Menahan Lentur dan Gaya Aksial

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

Komponen struktur yang menahan gaya aksial dan lentur harus direncanakan memenuhi kententuan berikut.

1) Bila $\frac{Pu}{\emptyset Pn} \geq 0{,}2$

$$\frac{Pu}{\emptyset Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\emptyset Mnx} + \frac{Muy}{\emptyset Mny}\right) \leq 1{,}0 \qquad (3.25.)$$

2) Bila $\frac{Pu}{\emptyset Pn} < 0{,}2$

$$\frac{Pu}{2\,\emptyset Pn} + \left(\frac{Mux}{\emptyset Mnx} + \frac{Muy}{\emptyset Mny}\right) \leq 1{,}0 \qquad (3.26.)$$

dengan:

P_u = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N)

ΦP_n = kekuatan aksial desain (N)

M_u = kekuatan lentur perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (Nmm)

ΦM_n = kekuatan lentur desain (Nmm)

x = indeks sehubungan dengan sumbu kuat lentur

y = indeks sehubungan dengan sumbu lemah lentur

Φ = faktor ketahanan (tekan = 0,90; lentur = 0,90)

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

Interaksi lentur dan gaya tarik pada komponen struktur simetris ganda dan komponen simetris tunggal yang dipaksa melentur terhadap sumbu geometris (x dan/atau y) perlu dibatasi oleh persamaan di bawah ini.

1) Bila $\frac{Pu}{\emptyset Pn} \geq 0{,}2$

$$\frac{Pu}{\emptyset Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\emptyset Mnx} + \frac{Muy}{\emptyset Mny}\right) \leq 1{,}0 \qquad (3.27.)$$

2) Bila $\frac{Pu}{\emptyset Pn} < 0{,}2$

$$\frac{Pu}{2\,\emptyset Pn} + \left(\frac{Mux}{\emptyset Mnx} + \frac{Muy}{\emptyset Mny}\right) \leq 1{,}0 \qquad (3.28.)$$

dengan:

P_u = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N)

ΦP_n = kekuatan aksial desain (N)

M_u = kekuatan lentur perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (Nmm)

ΦM_n = kekuatan lentur desain (Nmm)

x = indeks sehubungan dengan sumbu kuat lentur

y = indeks sehubungan dengan sumbu lemah lentur

Φ = faktor ketahanan (tarik = Pasal D2 SNI 1729:2015; lentur = 0,90)

BAB IV
METODE PENELITIAN

4.1. METODE PENELITIAN

Suatu proses penelitian membutuhkan analisis yang teliti. Untuk dapat melakukan analisis yang baik, diperlukan informasi, teori, konsep dasar, serta alat bantu yang memadai. Selain itu metodologi penelitian sangat penting demi kelancaran menjawab permasalahan yang telah dirumuskan.

Informasi penting yang dibutuhkan pada penelitian ini mencakup data teknis jembatan dan gambar kerja (*shop drawing*). Data dikumpulkan dengan metode pengumpulan data sekunder dari pihak terkait. Data teknis jembatan beserta gambar kerjanya diperoleh dengan mengajukan permohonan data kepada Dinas Pekerjaan Umum (PU) Provinsi Maluku.

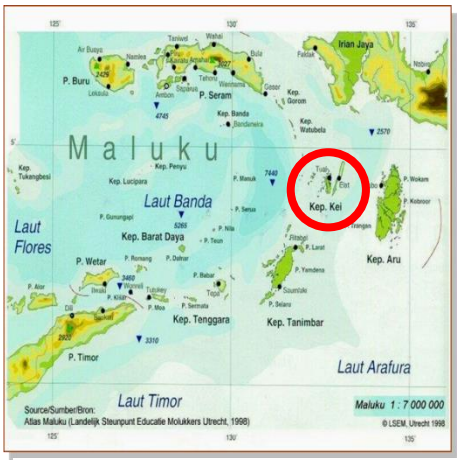
Analisis struktur dilakukan untuk memperoleh respon struktur atau gaya-gaya dalam jembatan. Respon struktur yang ditinjau antara lain gaya aksial, gaya geser dan momen lentur jembatan. Selanjutnya, respon struktur tersebut digunakan sebagai parameter yang membandingkan pengaruh variasi tinggi lengkung terhadap panjang bentang jembatan dalam penelitian ini.

Metode yang dipakai dalam analisis dan perhitungan struktur adalah *Load and Resistance Factor Deisgn* (LRFD). Dalam penelitian ini, pemodelan dan analisis struktur jembatan dikerjakan dengan bantuan *Structural Analysis Program* (SAP2000) v.20. Sedangkan *premilinary design* beserta hasil analisis diolah dalam perhitungan struktur secara manual menggunakan *software* Microsoft Excel. Seluruh rangkaian analisis dan perhitungan struktur harus mengacu pada standar-standar yang berlaku. Beberapa pedoman yang digunakan dalam proses penelitian ini antara lain:

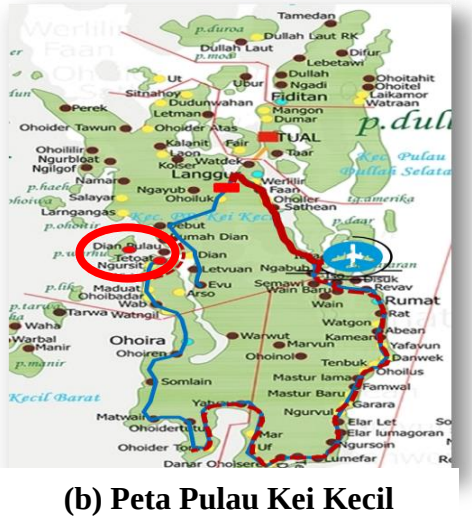
1. SNI 1725:2016 (Standar Pembebanan untuk Jembatan),
2. SNI 2833:2008 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan),
3. SNI 2833:2016 (Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa), dan
4. SNI 1729:2015 (Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural).

4.2. DATA JEMBATAN

Jembatan Dian Pulau-Tetoat merupakan jembatan kedua yang dibangun melintasi selat anatra Pulau Dian dan Tetoat untuk menggantikan jembatan gantung (eksisting) yang telah rusak. Jembatan ini merupakan sarana penghubung antar Desa Dian daengan Desa Tetoat. Lokasi jembatan dapat dilihat lebih jelas pada Gambar 4.1.



(a) Peta Provinsi Maluku



(b) Peta Pulau Kei Kecil



(c) Peta lokasi jembatan Dian Pulau-Tetoat

Gambar 4. 1. Lokasi Jembatan Objek Penelitian Tugas Akhir

(Sumber: Google Images, Google Earth, 2020)

Secara garis besar, data umum jembatan yang dilakukan untuk penelitian dapat dilihat sebagai berikut.

1. Nama jembatan : Jembatan Dian Pulau-Tetoat
2. Lokasi : Kecamatan Kei Kecil, Kabupaten Maluku Tenggara.
3. Tipe struktur jembatan : Jembatan pelengkung rangka baja
4. Tipe pelengkung : Lengkung menerus (*through arch*)
5. Fungsi jembatan : Jembatan jalan raya
6. Kelas jalan : A tipe I
7. Tumpuan jembatan : Sendi - Rol
8. Panjang jembatan : 120 meter
9. Lebar total jembatan : 9 meter
10. Lebar perkerasan : 7 meter (3,5 meter x 2 lajur)
11. Lebar trotoar : 2 meter (1,0 meter x 2 sisi)
12. Tinggi fokus busur (*h*) : 3 meter
13. Tinggi lengkung eksisting (*f*) : 21 meter
14. Tinggi total jembatan eksisting (*H*) : 24 meter

Penelitian ini bertujuan agar mengetahui pengaruh variasi tinggi lengkung terhadap panjang bentang jembatan, sehingga ditentukan tiga variasi tinggi lengkung (*f*) yang berkisar antara $f = \frac{L}{5}$ sampai $f = \frac{L}{8}$ sesuai dengan buku "Jembatan" karya Struyk, H. J. tahun 1984. Model jembatan yang akan direncanakan beserta variasi tingginya adalah sebagai berikut.

1. Jembatan I : tinggi lengkung f = 15 m, tinggi total jembatan H = 18 m.
2. Jembatan II : tinggi lengkung f = 20 m, tinggi total jembatan H = 23 m.
3. Jembatan III : tinggi lengkung f = 24 m, tinggi total jembatan H = 27 m.

Adapun material struktur rangka baja jembatan dalam penelitian ini menggunakan standar yang dimiliki SAP2000 v.20 yakni ASTM A992, dengan tegangan leleh baja f_y = 35 ksi = 345 MPa dan tegangan ultimate f_u = 65 ksi = 450 MPa. Sedangkan dalam perencanaan struktur rangka batang, penampang yang digunakan pada komponen rangka utama pelengkung di masing-masing model jembatan ialah penampang *wide-flange*.

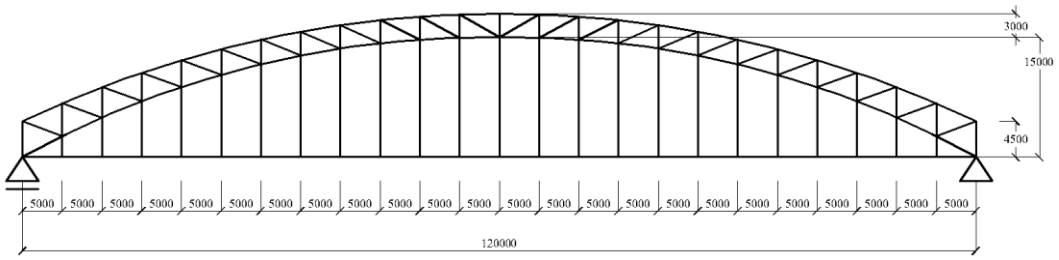
4.3. PEMODELAN STRUKTUR JEMBATAN

Pemodelan struktur jembatan Dian Pulau - Tetoat dilakukan dengan SAP2000. Dalam pemodelan struktur pelengkung dipakai poligon multi segmen agar mendekati bentuk pelengkung yang ditinjau. Beban pada jembatan diberikan sesuai dengan peraturan pembebanan yang berlaku. Jembatan tersebut dibuat pemodelannya dengan memvariasi nilai tinggi lengkung jembatan terhadap panjang bentang jembatan (120 m).

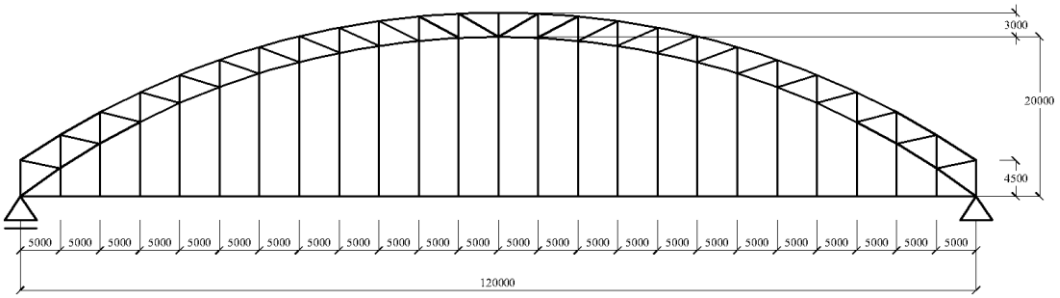
Setiap varisi nilai tinggi lengkung dibuat pemodelan strukturnya (lihat Tabel 4.1. dan Gambar 4.2. sampai Gambar 4.4.) kemudian dianalisis gaya-gaya dalam yang terjadi. Adapun respons struktur yang dikaji dalam penelitian ini ialah respons struktur maksimum akibat kombinasi beban pada struktur rangka utama pelengkung jembatan yang terdiri dari batang bawah (*bottom chords*), batang atas (*top chords*), batang diagonal (*diagonal chords*), dan batang tegak (*vertical chords*). Nilai-nilai tersebut dianalisis pola kecenderungannya kemudian ditentukan perbandingan yang baik (efektif) untuk jembatan pelengkung rangka baja tipe menerus dengan panjang bentang L = 120 meter. Secara teori, semakin tinggi lengkung jembatan maka nilai reaksi horizontal pada perletakkan akan semakin kecil. Semakin kecil reaksi horizontal yang terjadi, berarti dapat memperkecil beban pada perletakkan. Hal tersebut akan mempengaruhi berkurangnya nilai momen yang berlaku pada komponen struktur lengkung jembatan. Bertambahnya tinggi jembatan diiringi dengan perpanjangan lengkung (*arch rib*) jembatan itu sendiri, sehingga dapat menambah berat struktur, material baja, serta biaya konstruksi.

Tabel 4. 1. Variasi Model Jembatan Berdasarkan Nilai *Span-To-Rise Ratio*

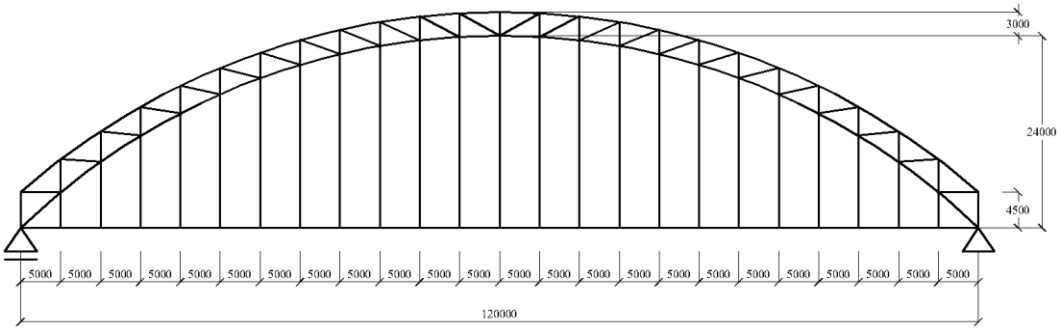
Model Jembatan	I	II	III
L/f	8,00	6,00	5,00
f (m)	15,00	20,00	24,00



Gambar 4. 2. Model Jembatan I dengan *f* = 15 m



Gambar 4. 3. Model Jembatan II dengan *f* = 20 m



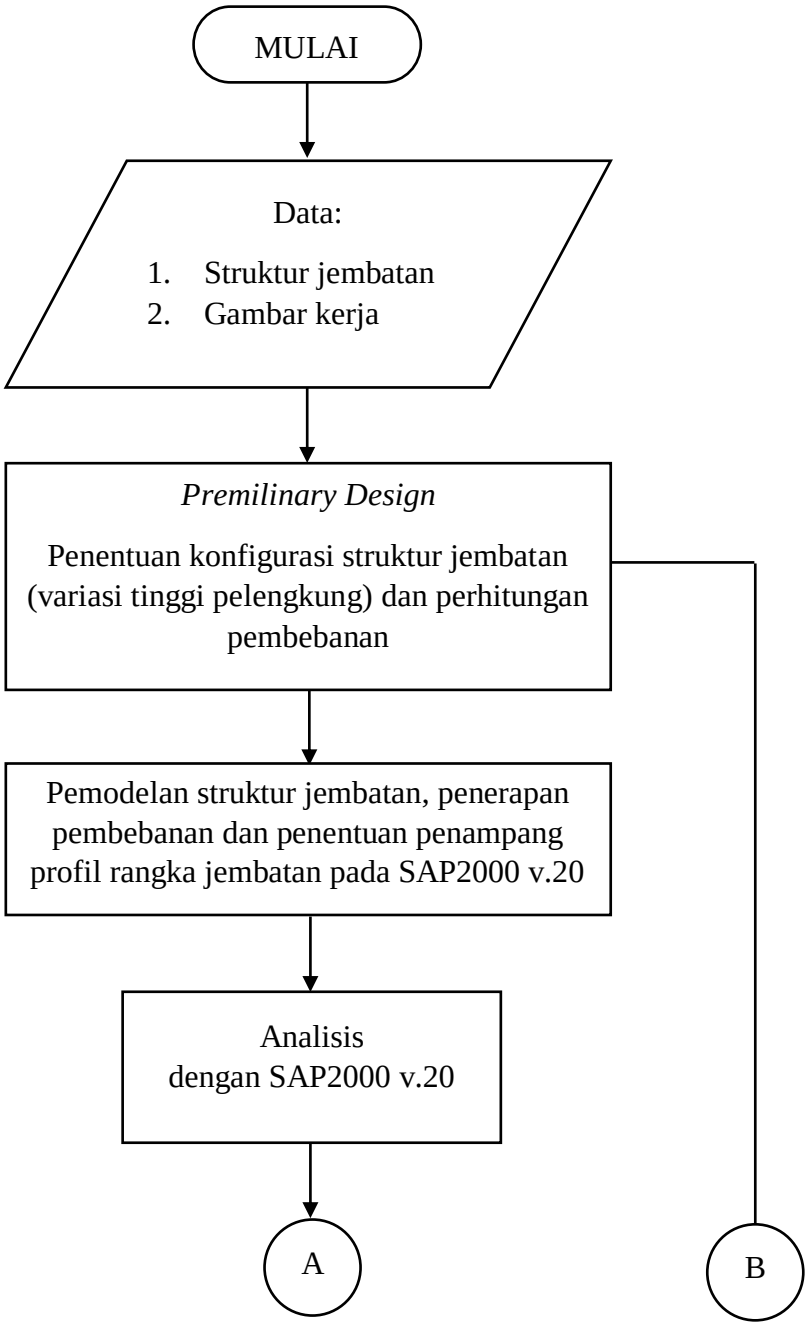
Gambar 4. 4. Model Jembatan III dengan *f* = 24 m

4.4. TAHAPAN PENELITIAN

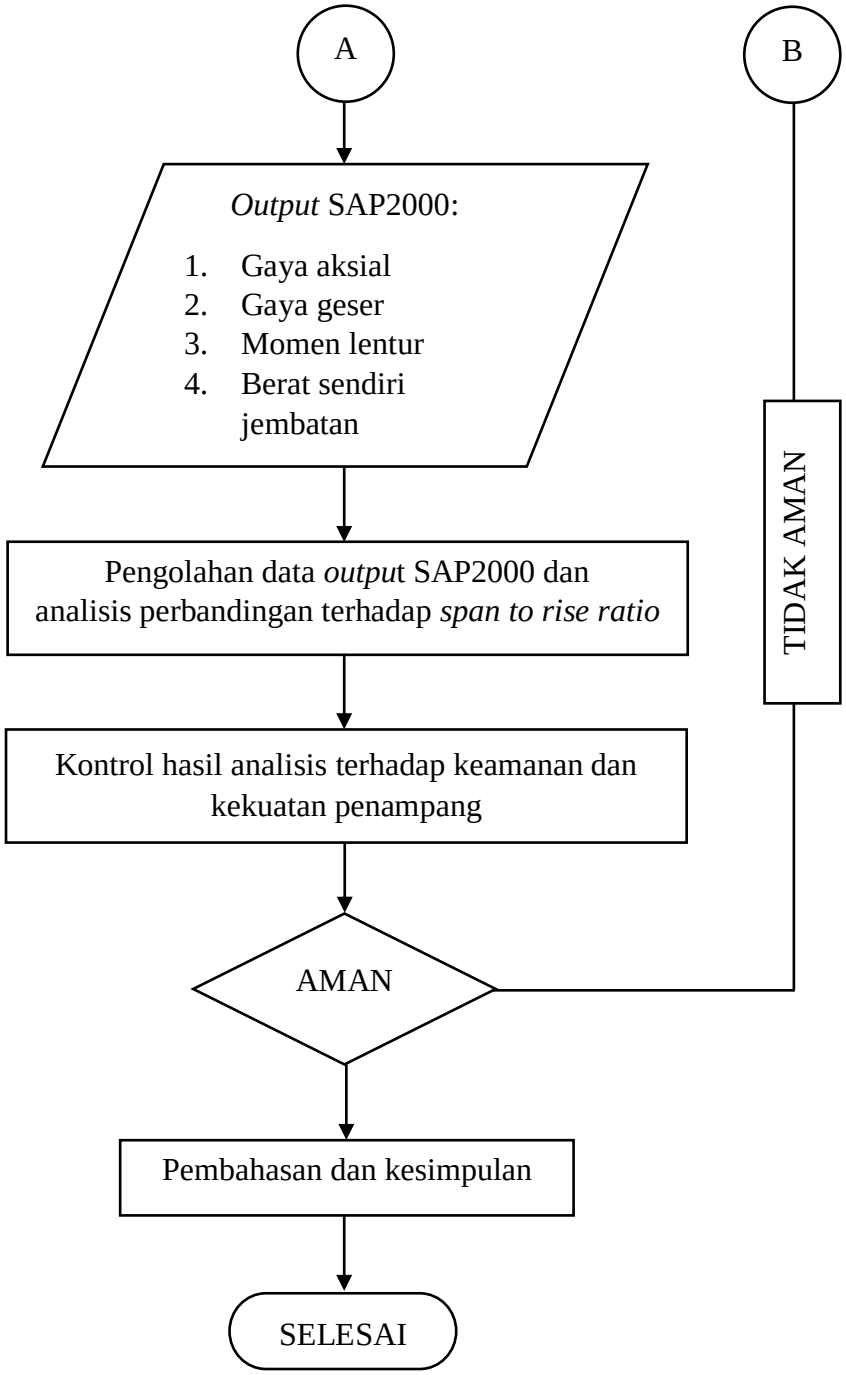
Tahapan penelitian tugas akhir pada jembatan Dian Pulau-Tetoat dilakukan sebagai berikut.

1. Menentukan konfigurasi struktur jembatan.
2. Menghitung beban yang bekerja pada jembatan sesuai SNI 1725:2016, SNI 2833:2008 dan SNI 2833:2016.
3. Memodelkan struktur jembatan secara tiga dimensi (3D) beserta menerapkan pembebanannya menggunakan SAP2000 v.20 dengan variasi tinggi jembatan pelengkung yang telah ditentukan.
4. Menentukan penampang profil rangka jembatan menggunakan fitur *auto select frame* dengan cara *trial and error* pada SAP2000 v.20.
5. Menganalisis struktur jembatan untuk tiap variasi tinggi dengan SAP2000 v.20.
6. Menganalisis perbandingan nilai *output* SAP2000 berupa gaya-gaya dalam (gaya aksial, gaya geser, dan momen) terhadap nilai rasio bentang dan tinggi jembatan pelengkung (*span to rise ratio*).
7. Melakukan perhitungan manual kontrol hasil analisis tehadap keamanan dan kekuatan penampang.
8. Pembahasan.
9. Menyimpulkan hasil penelitian.

Bagan alir dari tahapan penelitian yang dilakukan pada jembatan Dian Pulau-Tetoat dapat dilihat pada Gambar 4.6. berikut.



Gambar 4. 5. *Flowchart* Tahapan Penelitian Tugas Akhir



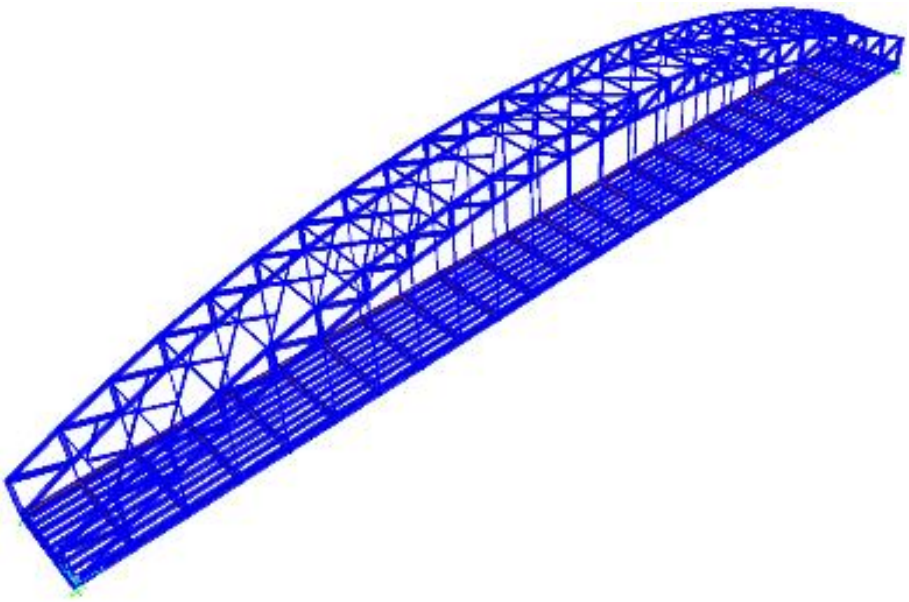
Lanjutan Gambar 4. 5. *Flowchart* Tahapan Penelitian Tugas Akhir

BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

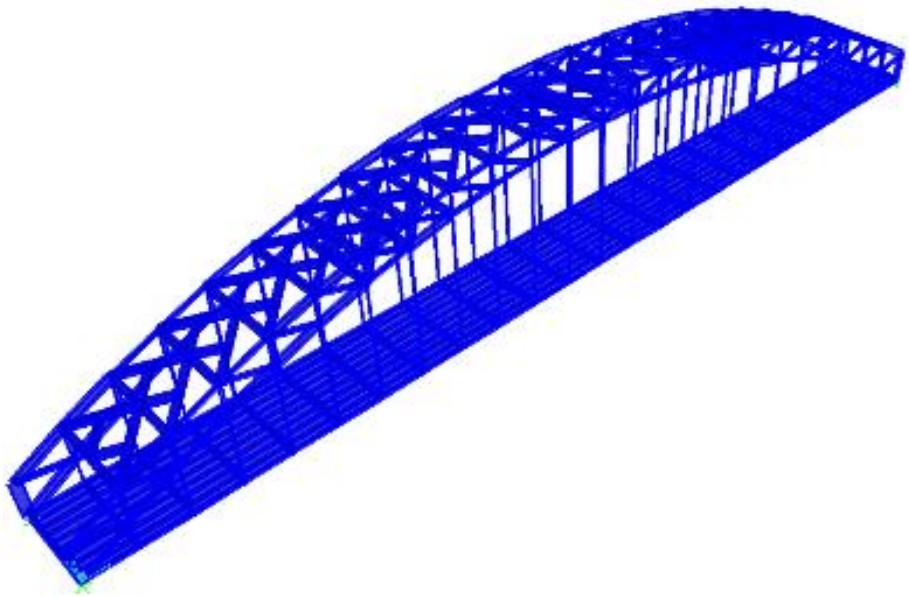
5.1. TINJAUAN UMUM

Analisis struktur dilakukan untuk memperoleh respon struktur atau gaya-gaya dalam jembatan. Respon struktur yang ditinjau antara lain gaya aksial, gaya geser dan momen jembatan. Selanjutnya, respon struktur tersebut dibutuhkan sebagai parameter yang membandingkan pengaruh variasi tinggi lengkung terhadap panjang bentang jembatan dalam penelitian ini. Analisis struktur dan pemodelan jembatan dalam tugas akhir ini dikerjakan dengan bantuan program SAP2000 v.20. *Output* yang dihasilkan kemudian diolah dalam perhitungan struktur menggunakan program Microsoft Excel. Adapun panduan analisis dan perhitungan struktur menggunakan metode *Load and Resistance Factor Deisgn* (LRFD) yang mengacu pada SNI 1725:2016 dan SNI 1729:2015.

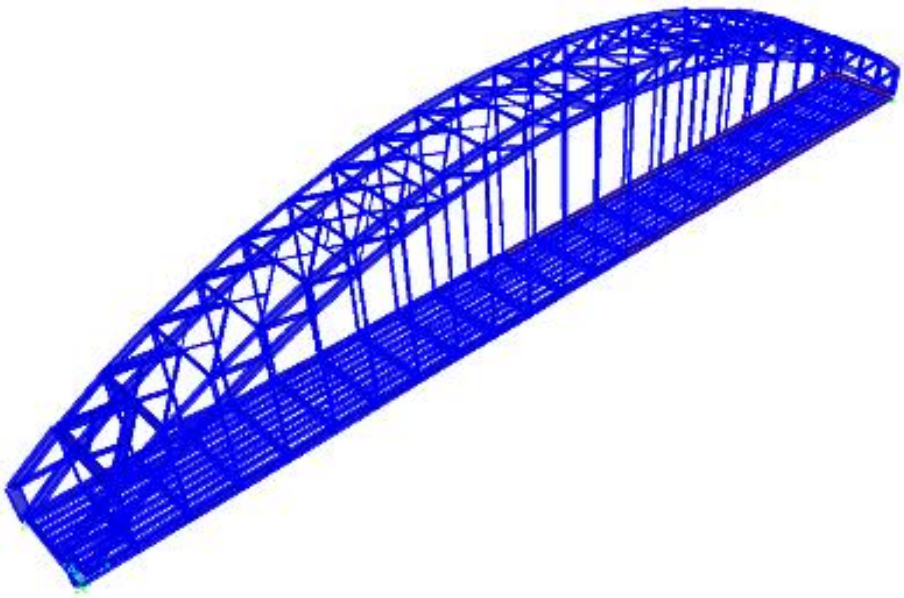
Objek penelitian dalam tugas akhir ini yaitu Jembatan Dian Pulau-Tetoat yang bertipe pelengkung menerus dan menggunakan struktur baja (*steel through arch bridge*). Pemodelan jembatan sesuai variasi tingginya adalah sebagai berikut.



Gambar 5. 1. Pemodelan Jembatan I (*f* = 15 m) pada SAP2000



Gambar 5. 2. Pemodelan Jembatan II (*f* = 20 m) pada SAP2000



Gambar 5. 3. Pemodelan Jembatan III (*f* = 24 m) pada SAP2000

5.1.1. Data Teknis Jembatan

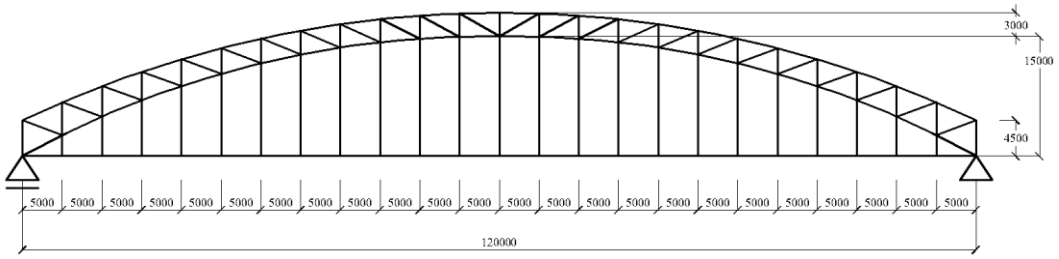
Data Jembatan Dian Pulau-Tetoat yang digunakan tertera dalam Tabel 5. 1. Data ketiga model jembatan adalah sama, yang berbeda ialah tinggi lengkung jembatan (*f*).

Tabel 5. 1. Data Teknis Jembatan

Data Teknis Jembatan		**Jembatan I (*f* = 15 m)**	**Jembatan II (*f* = 20 m)**	**Jembatan III (*f* = 24 m)**
Nama Jembatan		Jembatan Dian Pulau-Tetoat		
Lokasi		Kec. Kei Kecil, Kabupaten Maluku Tenggara		
Tipe Struktur Jembatan		Jembatan Pelengkung Rangka Baja		
Tipe Pelengkung Jembatan		Lengkung Menerus (*Through Arch*)		
Fungsi Jembatan		Jembatan Jalan Raya		
Kelas Jalan		A Tipe I		
Tumpuan Jembatan		Sendi - Rol		
Panjang Jembatan	*L*	120 m	120 m	120 m
Lebar Jembatan	*b*	9 m	9 m	9 m
Lebar Trotoar	*b t*	1 m	1 m	1 m
Lebar Lalu Lintas		7 m	7 m	7 m
Tinggi Lengkung	*f*	15 m	20 m	24 m
Tinggi Fokus Busur	*h*	3 m	3 m	3 m
Total Tinggi Jembatan	*H*	18 m	23 m	27 m
Tebal Slab Trotoar	*tt*	0,25 m	0,25 m	0,25 m
Tebal Slab Lantai	*ts*	0,20 m	0,20 m	0,20 m
Tebal Lapisan Aspal + Overlay	*ta*	0,10 m	0,10 m	0,10 m
Tebal Genangan Air Hujan	*th*	0,05 m	0,05 m	0,05 m

Perencanaan variasi tinggi lengkung jembatan bersumber pada buku "Jembatan" karya Struyk, H. J. Dalam buku tersebut, Struyk dkk menjelaskan bahwa untuk jembatan dengan lantai kendaraan berada di bawah busur, bentuk jembatan yang baik dapat diperoleh dengan nilai tinggi lengkung berkisar antara $f = \frac{L}{5}$ sampai $f = \frac{L}{8}$, dengan nilai $h = \frac{L}{25}$ sampai $h = \frac{L}{45}$. Perhitungan perencanaan struktur pelengkung jembatan adalah sebagai berikut.

1. Jembatan I (*f* = 15 m)



Gambar 5. 4. Tampak Memanjang Jembatan I (*f* = 15 m)

Cek Syarat Tinggi Lengkung (*f*) = $\frac{1}{8} \leq \frac{f}{L} \leq \frac{1}{5}$

= $\frac{1}{8} \leq \frac{15}{120} \leq \frac{1}{5}$

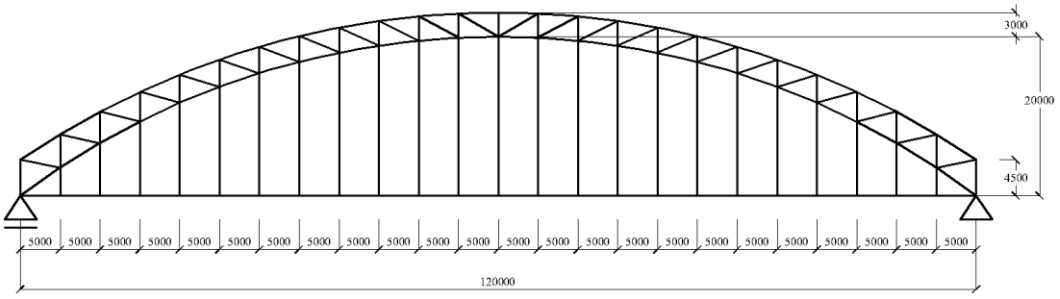
= $0{,}125 \leq 0{,}125 \leq 0{,}200$ …✓ OK!

Cek Syarat Tampang Legkung (*h*) = $\frac{1}{45} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{25}$

= $\frac{1}{45} \leq \frac{3}{120} \leq \frac{1}{25}$

= $0{,}022 \leq 0{,}025 \leq 0{,}040$ …✓ OK!

2. Jembatan II (*f* = 20 m)



Gambar 5. 5. Tampak Memanjang Jembatan II (*f* = 20 m)

Cek Syarat Tinggi Lengkung (*f*) = $\frac{1}{8} \leq \frac{f}{L} \leq \frac{1}{5}$

= $\frac{1}{8} \leq \frac{20}{120} \leq \frac{1}{5}$

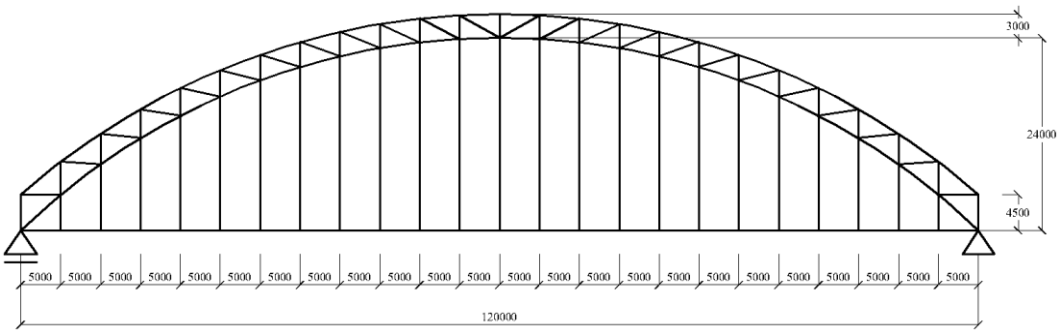
= $0{,}125 \leq 0{,}167 \leq 0{,}200$ …✓ OK!

Cek Syarat Tampang Legkung (h) = $\frac{1}{45} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{25}$

= $\frac{1}{45} \leq \frac{3}{120} \leq \frac{1}{25}$

= $0{,}022 \leq 0{,}025 \leq 0{,}040$ …✓ OK!

3. Jembatan III (f = 24 m)



Gambar 5. 6. Tampak Memanjang Jembatan III (f = 24 m)

Cek Syarat Tinggi Lengkung (f) = $\frac{1}{8} \leq \frac{f}{L} \leq \frac{1}{5}$

= $\frac{1}{8} \leq \frac{24}{120} \leq \frac{1}{5}$

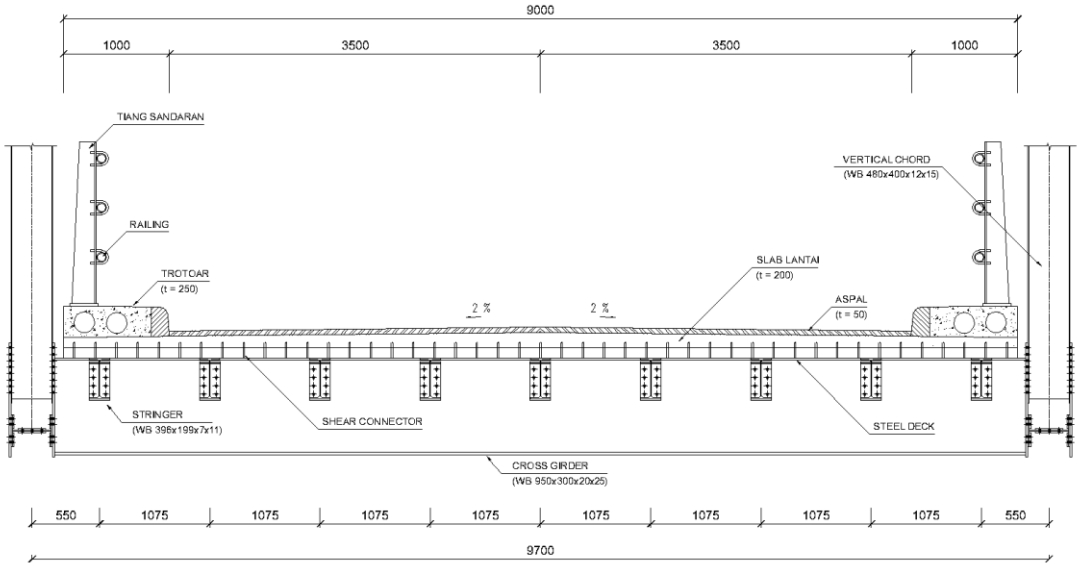
= $0{,}125 \leq 0{,}200 \leq 0{,}200$ …✓ OK!

Cek Syarat Tampang Legkung (h) = $\frac{1}{45} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{25}$

= $\frac{1}{45} \leq \frac{3}{120} \leq \frac{1}{25}$

= $0{,}022 \leq 0{,}025 \leq 0{,}040$ …✓ OK!

Adapun dek jembatan meliputi gelagar utama (*main girder*), gelagar melintang (*cross girder*), dan gelagar memanjang (*stringer*). Perencanaan dek jembatan untuk ketiga model jembatan adalah sama, rinciannya ditunjukkan pada Gambar 5. 7.



Gambar 5. 7. Tampak Melintang Dek Jembatan

5.1.2 Data Material Jembatan

Data material struktur rangka baja jembatan dalam perhitungan analisis tugas akhir ini menggunakan material standar yang dimiliki SAP2000 v.20 yakni ASTM A992. Saat ini ASTM A992 merupakan jenis baja struktural yang paling banyak tersedia untuk penampang *wide-flange*. Rincian data material yang digunakan adalah sebagai berikut.

Tabel 5. 2. Data Material Struktur Rangka Baja Jembatan

Material Property Data			***Unit***
Modulus Elastisitas Baja	E	200000	MPa
Modulus Elastis Geser Baja	G	77200	MPa
Tegangan Leleh Baja	f_y	50	ksi
		345	MPa
Tegangan Ultimate Baja	f_u	65	ksi
		450	MPa
Tegangan Residu	f_r	70	MPa

Tabel 5. 3. Data Berat Jenis Material

Specific Gravity			***Unit***
Baja	w_s	77	kN/m^3
Beton	w_c	24	kN/m^3
Beton Bertulang	w_c'	24	kN/m^3
Aspal	w_a	22	kN/m^3
Genangan Air	w_w	9,81	kN/m^3

5.2. PEMBEBANAN STRUKTUR

Struktur jembatan dalam tugas akhir ini dihitung dengan merujuk pada Standar Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725:2016). Beban jembatan terbagi menjadi dua jenis yaitu beban permanen dan beban transien. Beban permanen terdiri dari berat sendiri dan beban mati tambahan. Adapun beban transien merupakan beban yang bekerja dengan waktu yang pendek, walaupun mungkin terjadi seringkali. Kategori beban transien adalah beban lalu lintas dan beban lingkungan.

5.2.1. Beban Permanen

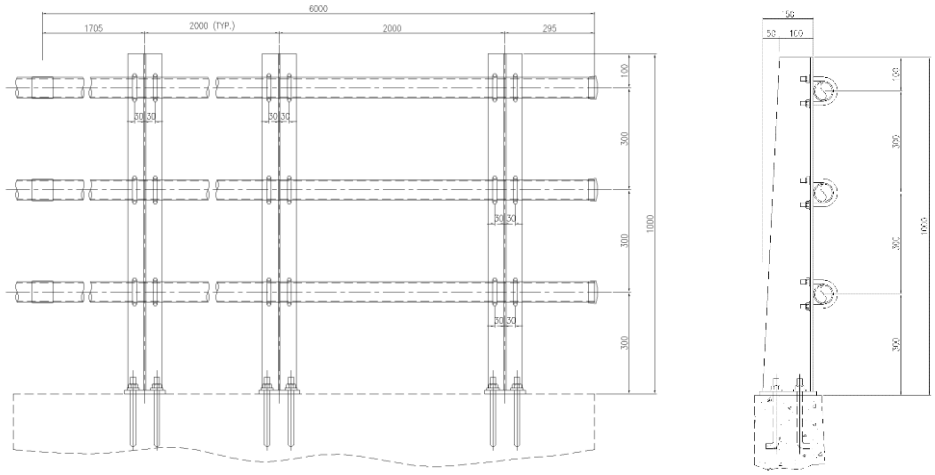
Beban permanen jembatan merupakan beban yang diterima struktur jembatan secara konstan selama masa layannya.

1. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri ialah berat dari elemen struktural dan elemen nonstruktural yang bekerja tetap pada jembatan, termasuk di dalamnya berat material jembatan itu sendiri. Perhitungan berat sendiri elemen struktural dikerjakan otomatis menurut program SAP2000 v.20. Sedangkan untuk berat nonstruktural perhitungannya dikerjakan dengan cara manual.

a. Tiang Sandaran dan *Railing*

Perencanaan tiang sandaran dan *railing* jembatan dalam tugas akhir ini menggunakan pipa *railing* dengan panjang 6 meter dan jarak antar tiang sandaran yaitu 2 meter. Rincian serta perhitungannya dapat dilihat pada Gambar 5. 8. dan Tabel 5. 4.



Gambar 5. 8. Detail Tiang Sandaran dan *Railing*

Tabel 5. 4. Perhitungan Pembebanan Tiang Sandaran dan *Railing*

No.	Komponen	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Jumlah (m)	Berat (kN/m)
1	Tiang Sandaran	0,05	1	0,1	1	0,005
		0,1	1	0,1	1	0,01
2	*Railing* SGP 3"	0,107		6	3	1,926
Total Berat Tiang Sandaran & *Railing* (*QMS-TSR*)						1,941

b. *Slab* Trotoar

Trotoar direncanakan terbuat dari beton setebal 0,25 meter dengan lebar 1 meter, maka berat sendiri slab trotoar diperoleh sebagai berikut.

Berat sendiri slab trotoar, (*QMS-*$S_{Trotoar}$) = tebal x lebar x berat jenis

= 0,25 x 1 x 24

= 6 kN/m

c. *Slab* Lantai

Pelat lantai jembatan disain menggunakan beton bertulang setebal 0,2 meter. Untuk memudahkan perhitungan, lebar yang ditinjau ialah per 1,075 meter dari lebar jembatan. Sehingga, berat sendiri *slab* lantai adalah sebagai berikut.

Berat sendiri *slab* lantai, (*QMS*-S_{Lantai}) = lebar x tebal x berat jenis
= 1,075 x 0,2 x 24
= 5,16 kN/m

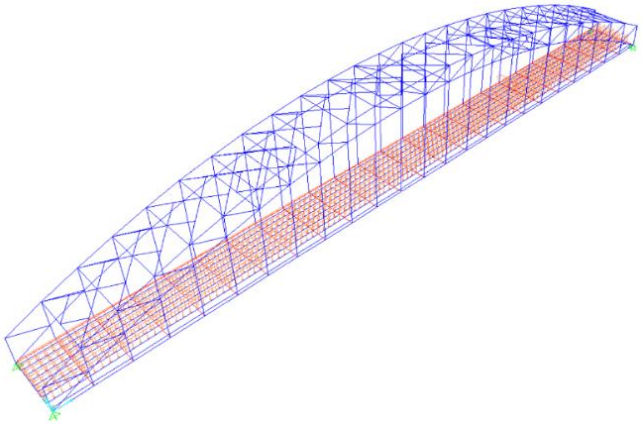
2. Beban Mati Tambahan (*MA*)

Beban mati tambahan merupakan beban nonstruktural yang dapat berubah selama umur jembatan. Beban ini dihitung sepanjang jembatan pada lantai kendaraan, dan direncanakan mampu memikul beban seperti genangan air hujan, lapisan aspal dan overlay. Beban mati tambahan tertera pada tabel di bawah ini.

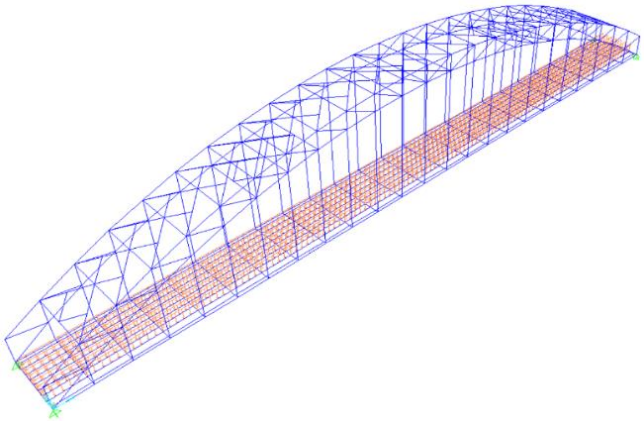
Tabel 5. 5. Perhitungan Beban Mati Tambahan

No.	Komponen	Tebal (m)	Lebar (m)	Berat Jenis (kN/m^3)	Beban (kN/m)
1	Lapisan Aspal + Overlay	0,1	1	22	2,2
2	Air Hujan	0,05	1	9,81	0,49
Total Beban Mati Tambahan (*QMA*)					2,69

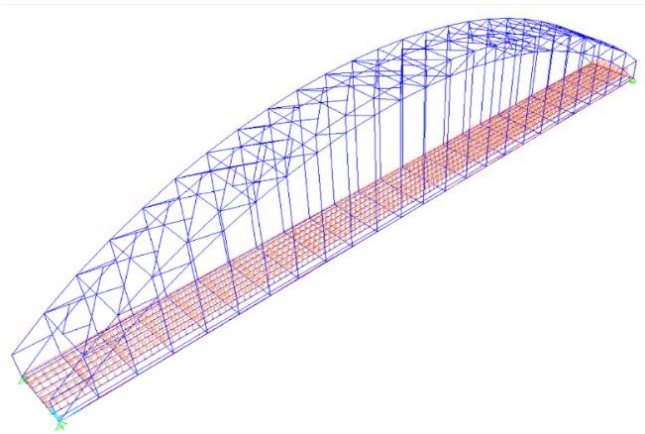
Distirbusi beban permanen yang terdiri dari berat sendiri dan beban mati tambahan pada model Jembatan I, Jembatan II, dan Jembatan III ditunjukkan dalam gambar berikut.



Gambar 5. 9. Distribusi Beban Permanen pada Jembatan I



Gambar 5. 10. Distribusi Beban Permanen pada Jembatan II



Gambar 5. 11. Distribusi Beban Permanen pada Jembatan III

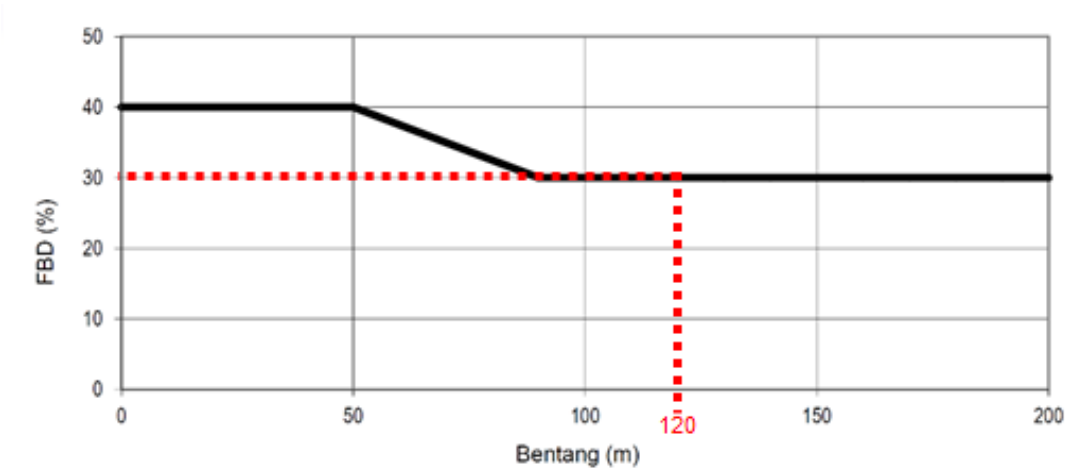
5.2.2. Beban Lalu Linas

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan dalam tugas akhir ini terdiri dari beban lajur, beban akibat gaya rem kendaraan, dan beban pejalan kaki.

1. Faktor Beban Dinamis (*FBD*)

Berdasarkan SNI 1725:2016, faktor beban dinamis merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. *FBD* ialah fungsi panjang bentang ekuivalen seperi pada Gambar 5.12. Panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang untuk bentang tunggal, yaitu 120 m.

Untuk pembebanan lajur, *FBD* tidak dikali dengan beban terbagi rata (*BTR*). Akan tetapi, nilai beban garis terpusat (*BGT*) harus cukup memberikan terjadinya interaksi antara jembatan beserta kendaraan yang bergerak dengan dikali *FBD*. Menentukan *FBD* dapat dilakukan melalui Gambar 5.12., sehingga diperoleh FBD sebesar 30%.

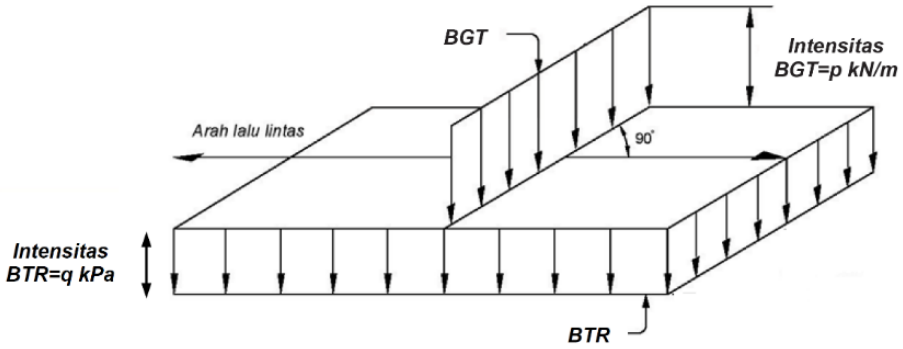


Gambar 5. 12. Menentukan Nilai Faktor Beban Dinamis (*FBD*)

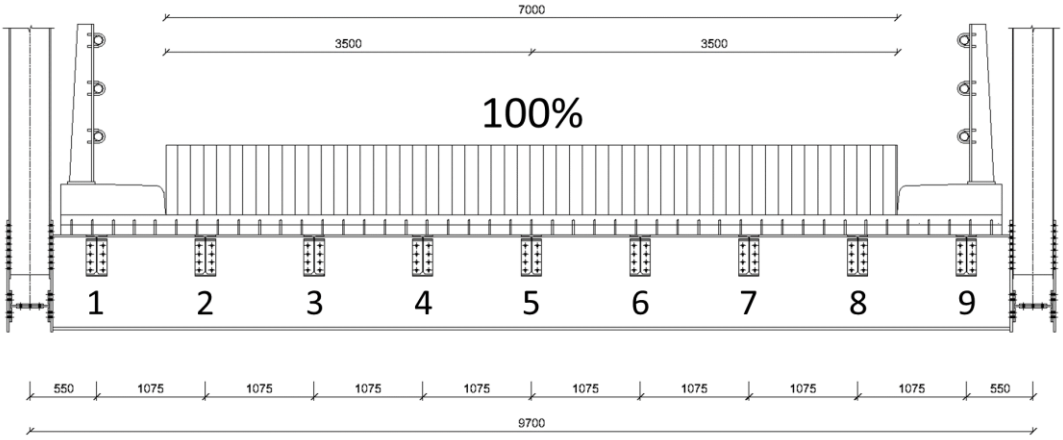
Panjang ekuivalen jembatan (*L*) = 120 m
Faktor beban dinamis beban terbagi rata (*FBD BTR*) = 0%
Faktor beban dinamis beban garis terpusat (*FBD BGT*) = 30%

2. Beban Lajur (*TD*)

Beban lajur terdiri dari beban terbagi rata (*BTR*) dan beban garis terpusat (*BGT*) seperti pada Gambar 3.5. Faktor beban lajur pada jembatan baja dengan keadaan batas ultimit berdasarkan SNI 1725:2016 yaitu sebesar 2. Beban lajur harus disusun searah melintang jembatan sehingga menghasilkan momen maksimum. Umumnya penyusunan *BTR* dan *BGT* dapat dilihat pada Gambar 5.13. Distribusi beban lajur dalam arah melintang berfungsi untuk mencapai momen dan geser arah longitudinal pada gelagar jembatan. Beban lajur dihitung tersebar pada seluruh lebar balok dengan intensitas 100%. Dalam tugas akhir ini gelagar memanjang (*stringer*) jembatan yang menerima beban lalu lintas *TD* antara lain *stringer* 2, 3, 4, 5, 6, 7, dan 8, ditunjukkan pada Gambar 5.14.



Gambar 5. 13. Beban Lajur "*D*"
(Sumber: SNI 1725:2016)



Gambar 5. 14. Tampak Melintang Distribusi Beban lajur (*TD*) pada *Stringer*

a. Beban Terbagi Merata (*BTR*)

Beban terbagi merata memiliki intensitas *q* kPa yang nilainya tergantung panjang total jembatan (*L*) yang dibebani. Panjang jembatan pada tugas akhir ini adalah 120 meter, dimana L > 30 m. Sehingga dalam menentukan besarnya nilai q, digunakan Persamaan 3.3.

Panjang jembatan (*L*) = 120 m

Jarak antar *stringer* = 1,075 m

Intensitas beban (*q*) $= 9{,}0 \times \left(0{,}5 + \frac{15}{L}\right)$

$= 9{,}0 \times \left(0{,}5 + \frac{15}{120}\right)$

= 5,625 kPa

= 5,625 kN/m^2

Beban terbagi merata (*Q-BTR*) = 100% x *q* x jarak antar stinger

= 100% x 5,625 x 1,075

= 6,047 kN/m

b. Beban Garis Terpusat (*BGT*)

Berdasarkan SNI 1725:2016, beban garis terpusat memiliki intensitas *p* kN/m yang besarnya 49 kN/m. Beban ini harus diletakkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan. Adapun *BGT* perlu dikali faktor beban dinamis (*FBD*) agar cukup memberikan terjadinya interaksi antara jembatan beserta kendaraan yang bergerak. Perhitungan beban garis terpusat adalah sebagai berikut.

Intensitas beban (*p*) = 49 kN/m

FBD BGT = 30%

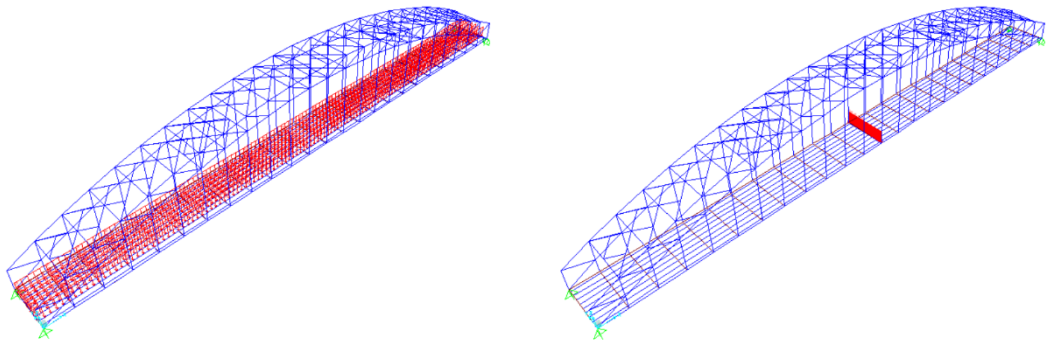
Beban terbagi merata (*Q-BTR*) = 6,047

Beban garis terpusat (*Q-BGT*) = 100% x (1 + *FBD BGT*) x *p* x *Q-BTR*

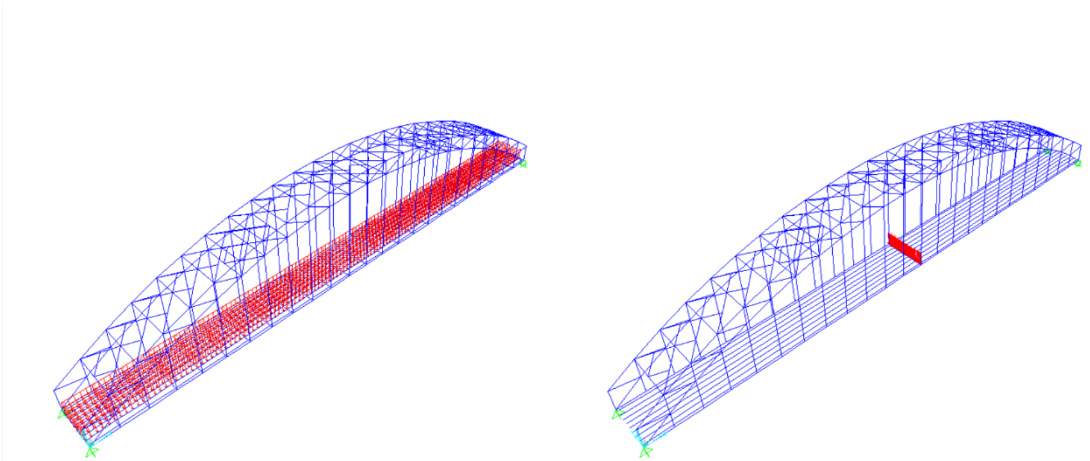
= 100% x (1 + 30%) x 49 x 6,047

= 68,478 kN/m

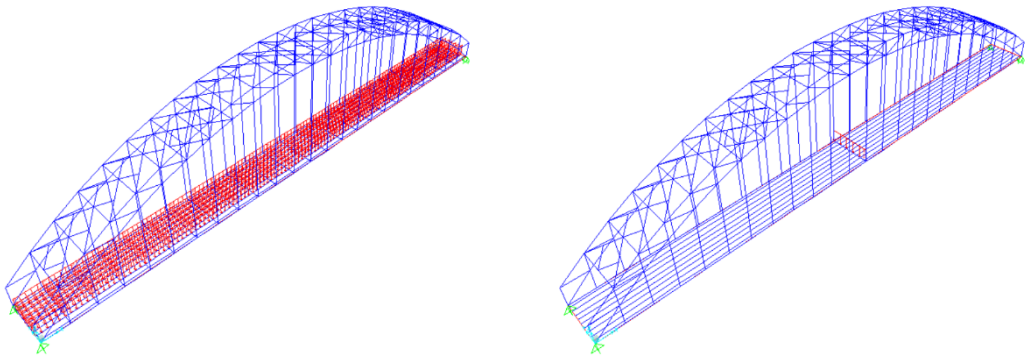
Distribusi beban lajur pada model Jembatan I, Jembatan II, dan Jembatan III dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5. 15. Distribusi Beban Lajur (*BTR* dan *BGT*) pada Jembatan I



Gambar 5. 16. Distribusi Beban Lajur (*BTR* dan *BGT*) pada Jembatan II



Gambar 5. 17. Distribusi Beban Lajur (*BTR* dan *BGT*) pada Jembatan III

3. Gaya Akibat Rem (*TB*)

SNI 1725:2016 menyatakan bahwa gaya rem harus diambil yang terbesar dari 25% berat gandar truk desain, atau 5% berat truk rencana ditambah *BTR*. Berat truk ditentukan sebesar 500 kN menurut berat gandar truk rencana pada pembebanan truk pada SNI 1725:2016. Gaya rem diasumsikan bekerja pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan secara horizontal pada arah longitudinal. Penempatan gaya rem adalah di semua lajur lalu lintas rencana dengan arah yang sama. Perhitungan gaya akibat rem adalah sebagai berikut.

Panjang jembatan (*L*) = 120 m
Berat truk rencana = 500 kN
Beban terbagi merata (*Q-BTR*) = 6,047 kN/m

- Kondisi 1, apabila gaya rem ialah 25% dari berat gandar truk rencana:
  Gaya rem (*TB*) = 25% x 500 kN = 125 kN
- Kondisi 2, apabila gaya rem ialah 5% dari berat truk rencana ditambah *BTR*:
  Gaya rem (*TB*) = 5% x [500 + (6,047 x 120)] = 61,281 kN

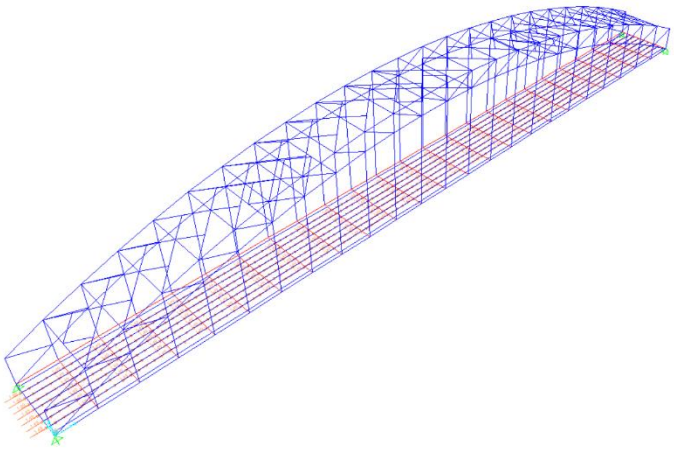
Dari perhitungan di atas, gaya rem (*TB*) terbesar terjadi pada kondisi 1 yaitu 125 kN. Gaya rem dalam tugas akhir ini direncanakan bekerja pada dua lajur lalu lintas. Gaya rem terdistribusi pada setiap *joint* pertemuan gelagar memanjang (*stringer*) dan gelagar melintang (*cross girder*). Oleh karena itu, nilai gaya rem yang dipakai adalah sebagai berikut.

Jumlah lajur lalu lintas = 2 buah
Jumlah stringer = 7 buah
Jumlah segmen = 24 buah
Jumlah joint = 7 x 24
= 168 buah
Gaya rem (*TB*) = 125 kN
Gaya rem pakai (T_{TB}') = *TB* x jumlah lajur lalu lintas
= 125 x 2
= 250 kN

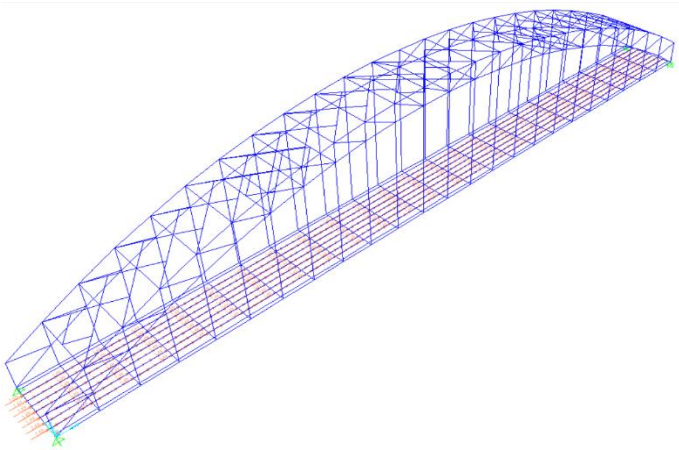
Setelah memperoleh gaya rem yang akan dipakai sebesar sebesar 250 kN. Nilai tersebut kemudian dibagi dengan jumlah *joint*.

Gaya rem pakai T_{TB}' tiap joint $= \frac{T_{TB}'}{jumlah\ joint}$
$= \frac{250}{168}$
= 1,488 kN

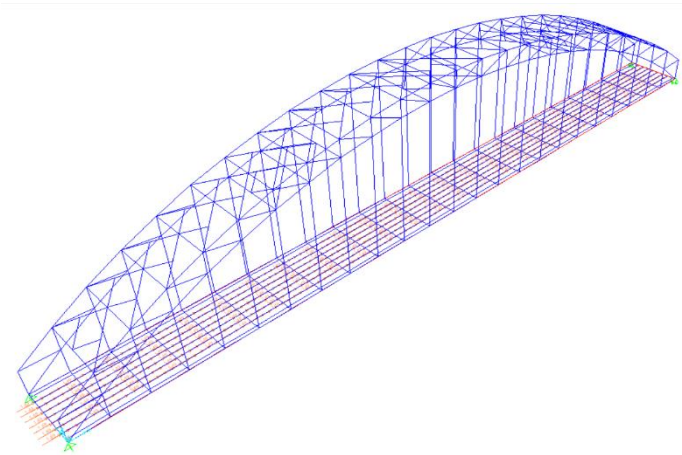
Sehingga diperoleh nilai gaya rem di setiap *joint* yaitu 1,488, yang kemudian diletakkan pada *joint* pertemuan *stringer* dan *cross girder*. Distribusi gaya rem pada model Jembatan I, Jembatan II, dan Jembatan III dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 5. 18. Distribusi Geban Rem pada Jembatan I



Gambar 5. 19. Distribusi Geban Rem pada Jembatan II



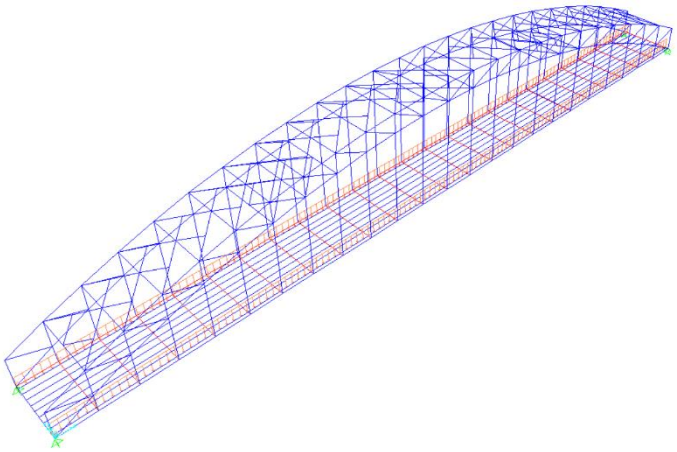
Gambar 5. 20. Distribusi Geban Rem pada Jembatan III

4. Beban Pejalan Kaki (*TP*)

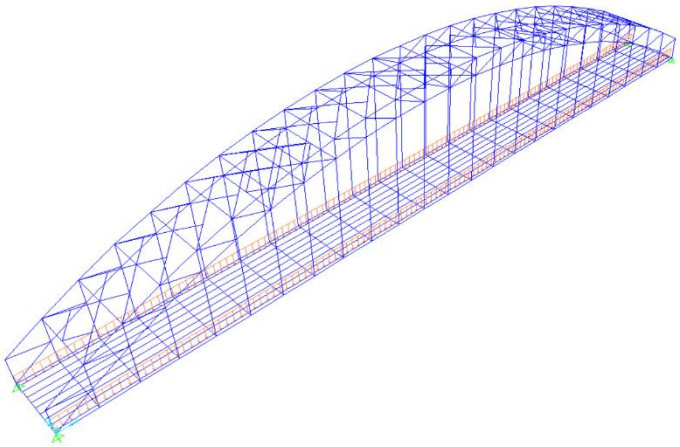
Bersumber pada SNI 1725:2016, totoar yang lebih lebar dari 600 mm harus memikul beban pejalan kaki sebesar 5 kPa dan bekerja bersamaan dengan beban kendaraan. Dalam tugas akhir ini, trotoar direncanakan selebar 1000 mm. Trotoar yang menahan beban pejalan kaki berada di atas stringer 1 dan 9, sehingga beban pejalan kaki ditempatkan bekerja di atasnya sepanjang jembatan.

Panjang trotoar	= 120 m
Lebar trotoar	= 1 m
Jumlah trotoar	= 2 buah
Intensitas *TP*	= 5 kPa
	= 5 kN/m
Beban pejalan kaki (*Q-TP*)	= 5 kN/m

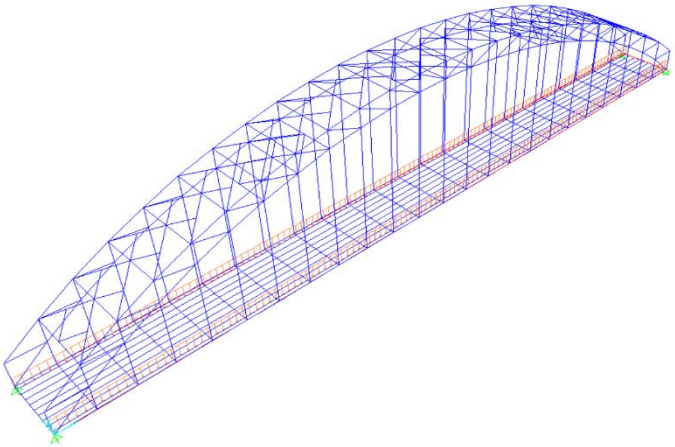
Distribusi beban pejalan kaki pada model Jembatan I, Jembatan II, dan Jembatan III ditampilkan pada gambar berikut.



Gambar 5. 21. Distribusi Beban Pejalan Kaki pada Jembatan I



Gambar 5. 22. Distribusi Beban Pejalan Kaki pada Jembatan I



Gambar 5. 23. Distribusi Beban Pejalan Kaki pada Jembatan I

5.2.3. Beban Lingkungan

Beban lingkungan yaitu pengaruh yang timbul pada jembatan akibat penyebab alamiah, antara lain akibat angin dan gempa.

1. Beban Angin pada Struktur (*EWs*)

Beban angin dalam tugas akhir ini direncanakan bekerja hanya pada struktur atas jembatan, dan tidak melibatkan kondisi beban angin pada kendaraan. SNI 1725:2015 menjelaskan bahwa tekanan angin rencana pada struktur jembatan ditetapkan oleh tekanan angin dasar serta kecepatan angin rencana pada elevasi rencana dan pada elevasi 1000 mm.

a. Tekanan Angin Horizontal

Jembatan Dian Pulau-Tetoat sebagai objek penelitian dibangun pada lahan terbuka melintasi selat antara Pulau Dian dan Tetoat. Berdasarkan kondisi tersebut dan mengacu pada Tabel 3.4., kecepatan gesekan (V_o) serta panjang gesekan (Z_o) angin dapat diketahui.

Berlandaskan SNI 1725:2016, besarnya kecepatan angin rencana (V_B) antara lain 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1 m. Adapun kecepatan angin pada elevasi 10 m (V_{10}) di atas permukaan tanah atau permukaan air rencana, dapat diperoleh dari grafik keceptan angin dasar untuk berbagai periode ulang, atau survei angin pada lokasi jembatan. Akan tetapi, apabila tidak ada data yang lebih baik, V_{10} dapat diasumsikan sama dengan V_B. Oleh karena data yang dimiliki terbatas, maka dalam perencanaan hal tersebut ditentukan nilai $V_B = V_{10} = 100$ km/jam.

Ketiga model jembatan yang dianalisis pada tugas akhir ini memiliki ketinggian lebih dari 10 m di atas permukaan tanah ataupun permukaan air. Elevasi struktur (Z) masing-masing menggunakan ketinggian busur jembatan. Perhitungan kecepatan angin rencana (V_{DZ}) berikut ini adalah penjabaran perhitungan dari model Jembatan I (f = 15 m) sebagai contoh.

Kecepatan gesekan angin (V_o) = 13,2 km/jam

Kec. angin rencana pada elevasi 1 m (V_B) = 100 km/jam

Kec. angin pada elevasi 10 m (V_{10}) = 100 km/jam

Elevasi struktur (Z_{15}) = 15000 mm

Panjang gesekan angin (Z_o) = 70 mm

Kecepatan angin rencana (V_{DZ15})

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

$$= 2{,}5 \times 13{,}2 \times \left(\frac{100}{100}\right) \times \ln\left(\frac{15000}{70}\right)$$

= 177,121 km/jam

b. Beban Angin Pada Struktur

Beban angin pada struktur jembatan didistribusikan searah horizontal, merata di permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen termasuk sistem lantai dan railing yang tegak lurus terhadap arah angin. Beban angin ini diletakkan pada sisi (samping) terluar jembatan. Adapun menurut RSNI T-02-2005, luas bagian samping jembatan dapat dianggap 30% dari luas yang dibatasi oleh batang-batang bagian terluar. Berikut adalah contoh perhitungan luas area beban angin pada model Jembatan I (f = 15 m).

Luas rangka terluar = 30% x ½ x π x 60 x (15 + 3)
= 508,983 m^2

Luas sistem lantai = 120 x (0,250 + 0,200)
= 54 m^2

Luas *railing* & t. sandaran = [3 x (π x $0{,}0381^2$) x 6 x 20] + (60 x 0,150 x 1000)
= 10,642 m^2

Luas area beban angin (Ab_{15}) = 508,983 + 54 + 10,642
= 573,580 m^2

Tekanan angin rencana pada jembatan dapat ditetapkan sebagai berikut. Pada bidang tekan, total gaya beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/m^2. Sedangkan pada bidang hisap, total gaya beban angin tidak boleh kurang dari 2,2 kN/m^2.

Berdasarkan Tabel 3.5, tekanan angin dasar (P_B) pada komponen struktur rangka dan pelengkung yaitu sebesar 0,0024 MPa untuk angin tekan, dan 0,0012 MPa untuk angin hisap. Perhitungan gaya beban akibat angin di bawah ini adalah penjabaran perhitungan dari model Jembatan I (f = 15 m) sebagai contoh.

- Angin Tekan

  Tekanan angin dasar (P_B) = 0,0024 MPa
  = 2,4 kPa
  = 2,4 kN/m^2

  Tekanan angin rencana (P_{D15}) = $P_B \times \left(\frac{V_{DZ15}}{V_B}\right)^2$
  = $2{,}4 \times \left(\frac{117{,}121}{100}\right)^2$
  = 7,529 kN/m^2 > 4,4 kN/m^2 ...✓ OK!

  Gaya beban angin (TEW_{15}') = PD_{15} x Ab_{15}
  = 7,529 x 573,580
  = 4318,633 kN

- Angin Hisap

  Tekanan angin dasar (P_B) = 0,0012 MPa
  = 1,2 kPa
  = 1,2 kN/m^2

  Tekanan angin rencana (P_{D15}) = $P_B \times \left(\frac{V_{DZ15}}{V_B}\right)^2$
  = $1{,}2 \times \left(\frac{117{,}121}{100}\right)^2$
  = 3,764 kN/m^2 > 2,2 kN/m^2 ...✓ OK!

  Gaya beban angin (TEW_{15}') = PD_{15} x Ab_{15}
  = 3,764 x 573,580
  = 2159,317 kN

Gaya akibat beban angin kemudian disalurkan di setiap *joint* pertemuan batang-batang bagian terluar pada sisi (samping) jembatan.

Jumlah *joint* = bagian pelengkung + bagian dek jembatan
= [(23 x 2) + 2] + 25
= 146 titik

Sehingga, beban angin pada jembatan dapat diperoleh sebagai berikut.

Beban angin per *joint* (TEW_{15}) $= \frac{T_{EW15}'}{jumlah\ joint}$

$= \frac{4318{,}633+2159{,}317}{146}$

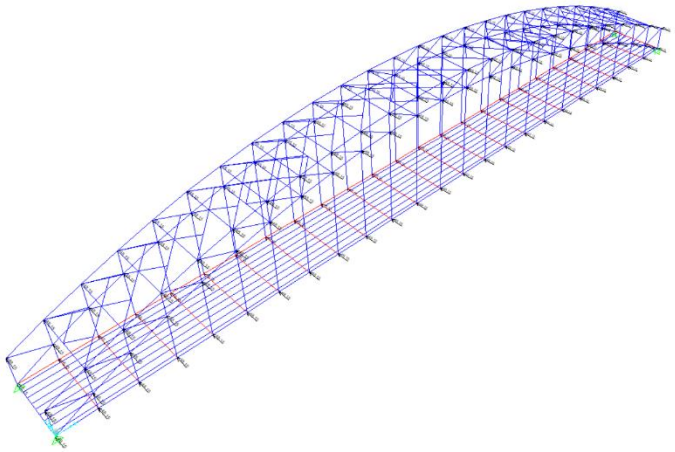
$= 44{,}370$ kN

Langkah perhitungan beban angin pada struktur jembatan model lainnya adalah sama. Hasil selengkapnya tertera pada tabel di bawah ini.

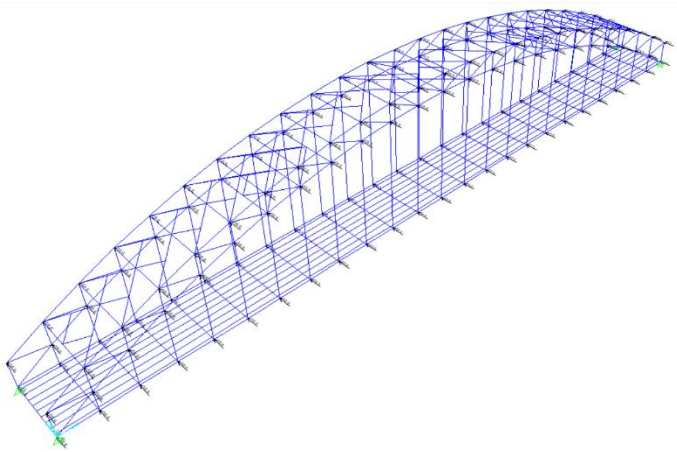
Tabel 5. 6. Rekapitulasi Beban Angin pada Struktur

Beban Angin Pada Struktur		**Jembatan I (*f* = 15 m)**	**Jembatan II (*f* = 20 m)**	**Jembatan III (*f* = 24 m)**	**Satuan**
Tekanan Angin Horizontal					
Kecepatan gesekan angin	V_o	13,2			km/jam
Kecepatan angin pada elevasi 10 m	V_{10}	100			km/jam
Kecepatan angin rencana pada elevasi 10 m	V_B	100			km/jam
Elevasi struktur dimana beban angin dihitung	Z	15000	20000	24000	mm
Panjang gesekan di hulu jembatan	Z_o	70			mm
Kecepatan angin rencana pada elevasi rencana	V_{DZ}	177,121	186,615	192,631	km/jam
Beban Angin Pada Struktur					
Tekanan angin dasar (tekan)	P_B	2,4			kN/m^2
Tekanan angin dasar (hisap)		1,2			
Tekanan angin rencana (tekan)	P_D	7,529	8,358	8,906	kN/m^2
Tekanan angin rencana (hisap)		3,765	4,179	4,453	
Luas bagian	Ab	573,580	714,951	828,049	m^2
Gaya beban akibat angin	TEW'	6477,950	8963,362	11061,458	kN
Jumlah joint		146			titik
Beban akibat angin per joint	TEW	44,370	61,393	75,763	kN

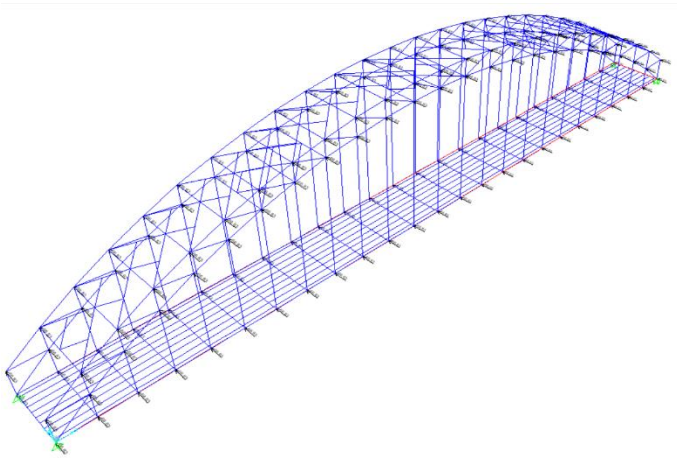
Distribusi beban angin pada model Jembatan I, Jembatan II, dan Jembatan III ditampilkan pada gambar berikut.



Gambar 5. 24. Distribusi Beban Angin pada Jembatan I



Gambar 5. 25. Distribusi Beban Angin pada Jembatan II

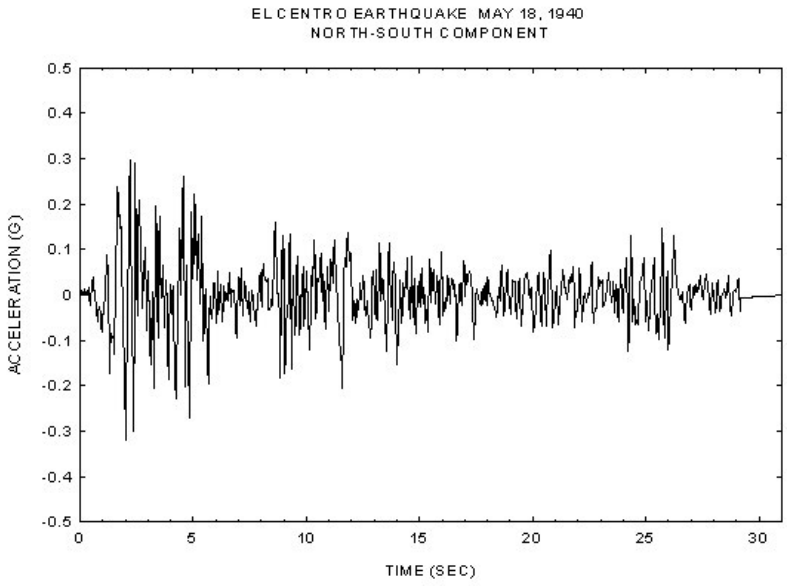


Gambar 5. 26. Distribusi Beban Angin pada Jembatan III

2. Gaya Gempa (*EQ*) dengan Analisis Dinamik Riwayat Waktu

SNI 2833:2016 tentang Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa menyatakan bahwa analisis riwayat waktu (*time history*) memerlukan data gempa besar tipikal yang umumnya terjadi di luar lokasi jembatan. Dengan pertimbangan gerakan tanah di lokasi penelitian sukar diperkirakan dengan akurat, maka gerakan gempa masukan dapat dikerjakan dengan pendekatan gerakan tanah tiruan (simulasi). Gerakan gempa masukan yaitu berupa gelombang akselerasi dengan amplitudo yang dimodifikasi berdasarkan wilayah frekuensi (*frequency zone*) agar sesuai akselerasi standar respon spektra. Gempa tipikal harus ditetapkan bersumber pada kondisi tanah dan topografi yang serupa dengan lokasi jembatan, sehingga dapat dilakukan modifikasi amplitudo.

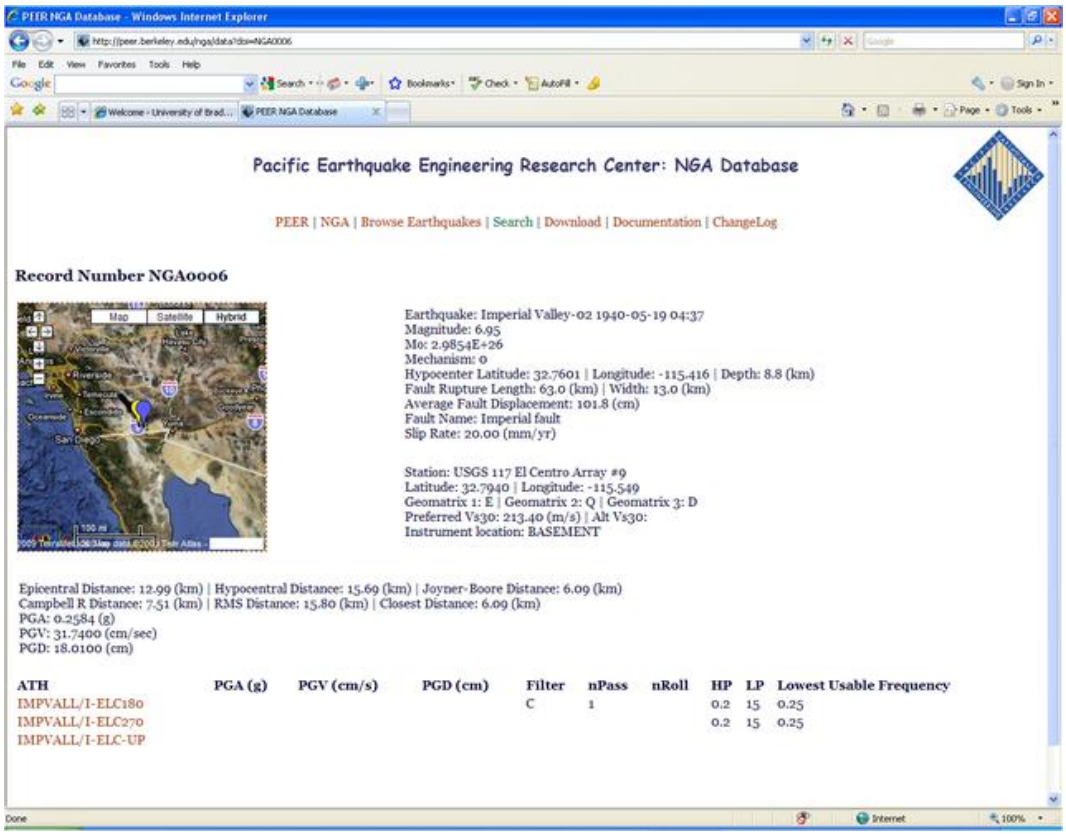
Beban gempa yang dimasukkan dalam analisis *time history* pada tugas akhir ini adalah data rekaman gerakan tanah (*ground motion*) dari gempa El Centro 19 Mei 1940. Rekaman gerakan tanah tersebut dinamakan akeselerogram yang ditunjukkan Gambar 5.27. Data akselerogram berisi percepatan tanah (*ground acceleration*) akibat gempa bumi selama selang waktu tertentu. Rekaman gempa El Centro 1940 sering digunakan dalam perencanaan struktur tahan gempa saat ini, terutama untuk metode analisis *time history* karena memiliki frekuensi yang teratur.



Gambar 5. 27. Akselerogram Gempa El Centro 1940
(Sumber: vibrationdata.com)

Analisis *time history* dalam tugas akhir ini dikerjakan dengan menggunakan program SAP2000 v.20. Secara garis besar, analisis dibagi dalam dua tahapan, yaitu mengunduh rekaman gempa dan memasukkannya ke SAP2000 untuk kemudian dilakukan *run time history analysis* sehingga menampilkan hasil analisis.

Rekaman gempa El Centro 1940 dapat diperoleh dari lembaga bernama *The Pacific Earthquake Engineering Research* (PEER) yang berpusat di *University of California at Berkeley*. Lembaga tersebut memiliki kumpulan rekaman *strong ground motion* dari 173 data gempa. Data gempa yang diperoleh dari PEER yaitu berupa data percepatan tanah, sebagian dari data tersebut dapat dilihat pada Gambat 5.29.



Gambar 5. 28. *Database* PEER Rekaman Gempa El Centro 1940

```
PEER NGA STRONG MOTION DATABASE RECORD
IMPERIAL VALLEY 5/19/40 0439, EL CENTRO ARRAY #9, 180 (USGS STATION 117)
ACCELERATION TIME HISTORY IN UNITS OF G
4000    0.0100    NPTS, DT
  -0.640318E-02  -0.602871E-02   0.530416E-03   0.774326E-02   0.689038E-02
   0.687650E-02   0.670506E-02   0.647342E-02   0.627407E-02   0.615262E-02
   0.613386E-02   0.620031E-02   0.627939E-02   0.630546E-02   0.627553E-02
   0.623038E-02   0.620057E-02   0.618853E-02   0.618279E-02   0.617136E-02
   0.614873E-02   0.611670E-02   0.608238E-02   0.605751E-02   0.605371E-02
   0.607121E-02   0.609907E-02   0.613224E-02   0.617589E-02   0.622259E-02
   0.624734E-02   0.624029E-02   0.622135E-02   0.621206E-02   0.621529E-02
   0.622140E-02   0.621688E-02   0.618623E-02   0.611596E-02   0.601197E-02
   0.592276E-02   0.593400E-02   0.608487E-02   0.631882E-02   0.655715E-02
   0.677277E-02   0.695043E-02   0.697510E-02   0.670086E-02   0.615503E-02
   0.550896E-02   0.489624E-02   0.434052E-02   0.394119E-02   0.401851E-02
   0.475112E-02   0.585553E-02   0.666075E-02   0.662632E-02   0.599564E-02
   0.548855E-02   0.553904E-02   0.611367E-02   0.690500E-02   0.761134E-02
   0.813894E-02   0.848444E-02   0.845680E-02   0.784073E-02   0.688833E-02
   0.623281E-02   0.621816E-02   0.661748E-02   0.699154E-02   0.711285E-02
   0.698910E-02   0.658162E-02   0.580814E-02   0.475843E-02   0.362065E-02
   0.248471E-02   0.126496E-02  -0.882855E-04  -0.129843E-02  -0.200967E-02
  -0.224298E-02  -0.248350E-02  -0.332095E-02  -0.491157E-02  -0.694542E-02
  -0.887286E-02  -0.993747E-02  -0.963881E-02  -0.833614E-02  -0.689043E-02
  -0.584665E-02  -0.516657E-02  -0.448002E-02  -0.358694E-02  -0.295465E-02
  -0.337499E-02  -0.496703E-02  -0.725028E-02  -0.987362E-02  -0.125453E-01
  -0.149084E-01  -0.169095E-01  -0.188641E-01  -0.210246E-01  -0.229646E-01
  -0.237616E-01  -0.232241E-01  -0.220497E-01  -0.206213E-01  -0.185762E-01
  -0.158688E-01  -0.134947E-01  -0.123633E-01  -0.111596E-01  -0.637539E-02
   0.381843E-02   0.175134E-01   0.310331E-01   0.398333E-01   0.404245E-01
   0.343223E-01   0.268149E-01   0.217145E-01   0.191420E-01   0.169686E-01
   0.132824E-01   0.795347E-02   0.211509E-02  -0.326017E-02  -0.797427E-02
  -0.124496E-01  -0.171400E-01  -0.222122E-01  -0.278624E-01  -0.344437E-01
  -0.420119E-01  -0.501299E-01  -0.582858E-01  -0.662891E-01  -0.743349E-01
  -0.825787E-01  -0.890789E-01  -0.896697E-01  -0.829384E-01  -0.724012E-01
```

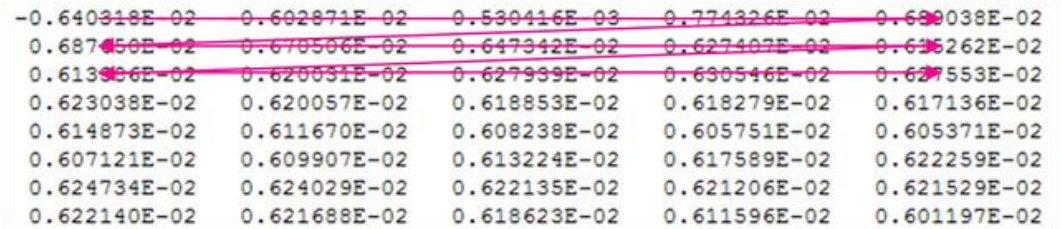
Gambar 5. 29. *Time History of the Ground Acceleration* Gempa El Centro 1940

Data yang ditunjukkan dalam Gambar 5. 29. adalah berformat *text file* (*.txt). Empat baris pertama merupakan keterangan terkait gempa tersebut, yaitu:

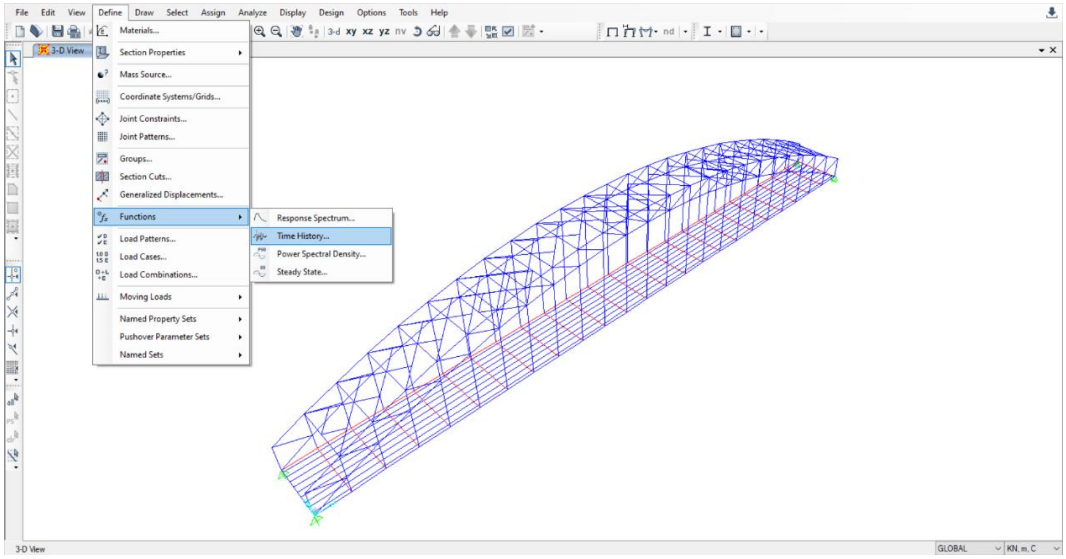
Location	: Imperial Valley
Date	: 19th May, 1940
Time	: 4:39 AM
Station	: El Centro Array #9
Direction	: Horizontal, 180°
Units of acceleration	: g = 9,81 m/s^2 (*acceleration of gravity*)
Number of time intstans	: 4000
Sampling time	: Δt = 0,01 seconds (f = 100 Hz)

Adapun cara membaca data gempa tersebut ialah dari kiri ke kanan per baris, kemudian ganti ke baris selanjutnya sampai baris terakhir (Gambar 5. 30). Langkah-langkah memasukkan beban gempa pada SAP2000 antara lain:

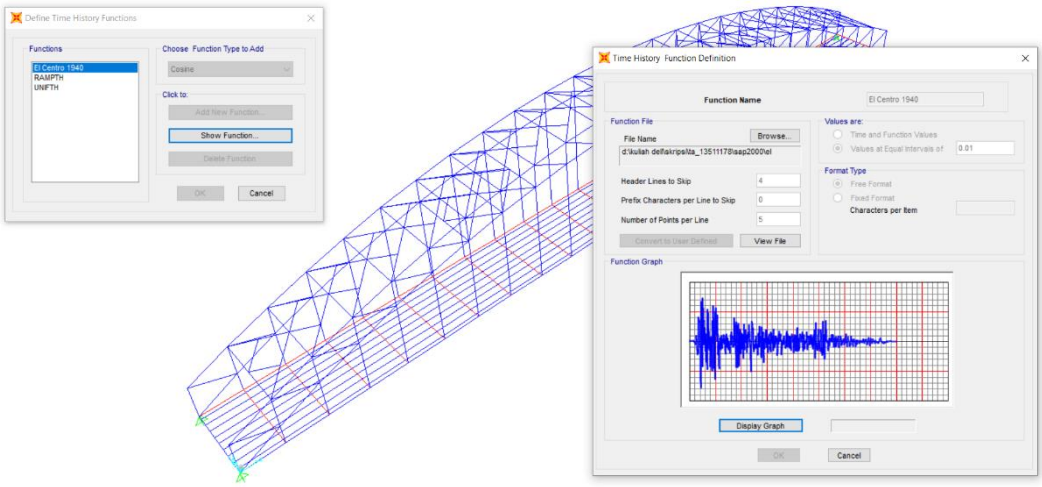
a. Mendefenisikan fungsi *time history*,
b. Mengunggah *file* akselerogram,
c. Mengisi data fungsi *time history*,
d. Menambahkan beban gempa *time history* ke dalam *load case* agar dapat digunakan dalam analisis, dan
e. Mengisi data *load case time history*.



Gambar 5. 30. Alur Pembacaan Data Gempa



Gambar 5. 31. Mendefenisikan Fungsi *Time History*



Gambar 5. 32. Mengunggah *File* Akselerogram dan Mengisi Data *Fungsi Time History*

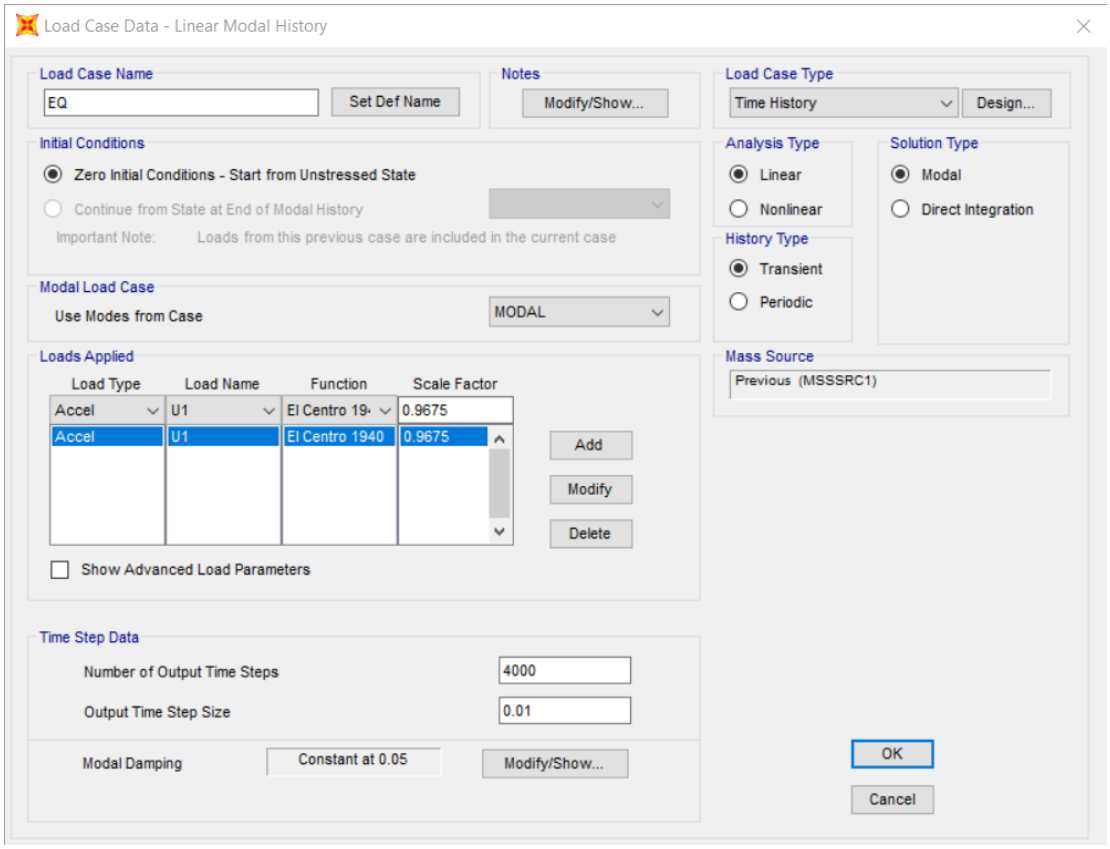
Data gempa yang diperoleh dari PEER masih menggunakan satuan gravitasi, data tersebut perlu dimodifikasi atau dinormalisasi berdasarkan wilayah frekuensi Jembatan Dian Pulau-Tetoat agar sesuai. Normalisasi dilakukan melalui pembagian nilai puncak percepatan batuan dasar (*peak ground acceleration*) wilayah Dian Pulau-Tetoat dengan nilai PGA El Centro. *Peak ground acceleration* (PGA) merupakan percepatan tanah maksimum yang terjadi selama gempa bumi di suatu tempat. PGA sama dengan nilai amplitudo dari percepatan absolut terbesar yang dicatat pada akselerogram saat gempa bumi berlangsung di suatu lokasi tertentu. PGA wilayah Dian Pulau-Tetoat dapat ditentukan berdasarkan peta percepatan puncak di batuan dasar yang bersumber pada SNI 2833:2016. Menurut peta tersebut, nilai PGA wilayah Dian Pulau-Tetoat adalah 0,25 (Gambar 3.10.). Sedangkan nilai PGA El Centro berdasarkan data milik PEER yaitu 0,2584. Perhitungan normalisasi gempa adalah sebagai berikut.

$$\text{Normalisasi gempa} = \frac{PGA\ wilayah\ Dian\ Pulau{-}Tetoat}{PGA\ El{-}Centro} \quad (5.1.)$$

$$= \frac{0{,}25}{0{,}2584}$$

$$= 0{,}9675$$

Hasil normalisasi gempa kemudian dimasukkan ke bagian *scale factor* pada SAP2000 untuk dimodifikasi agar pemodelan beban gempa dalam tugas akhir ini selaras dengan lokasi penelitian. *The number of output time steps* perlu diisi berlandaskan durasi akselerogram dibagi dengan *sampling time*, dalam kasus ini = $\frac{40\ detik}{0{,}01\ detik}$ = 4000 *steps*. Adapun untuk memodelkan kemampuan struktur menyerap energi, besaran redaman yang dipakai dianggap 5% dari redaman kritisnya.



Gambar 5. 33. ***Data Load Case Time History***

5.2.4. Rekapitulasi Pembebanan Struktur

Beban-beban yang bekerja pada struktur, diringkas dalam tabel rekapitulasi di bawah ini.

Tabel 5. 7. Rekapitulasi Pembebanan

No.	Jenis Beban		Besar Beban			Satuan
			Jembatan I (*f* = 15 m)	Jembatan II (*f* = 20 m)	Jembatan III (*f* = 24 m)	
1	Berat Sendiri	*MS*				
	a. Tiang Sandaran & *Railing*		1,941			kN/m
	b. Slab Trotoar		6			kN/m
	c. Slab Lantai		5,16			kN/m
2	Beban Mati Tambahan	*MA*	2,69			kN/m
3	Beban Lajur	*TD*				
	a. Beban Terbagi Merata (*BTR*)		6,047			kN/m
	b. Beban Garis Terpusat (*BGT*)		68,478			kM/m
4	Gaya Rem	*TB*	1,488			kN
5	Beban Pejalan Kaki	*TP*	5			kN/m
6	Beban Angin pada Struktur	EW_S	44,370	61,393	75,763	kN
7	Beban Gempa	*EQ*	*Time History Gempa El-Centro*			

Berdasarkan SNI 1725:2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan, beberapa gaya atau beban kemungkinan bekerja secara bersamaan pada jembatan. Oleh sebab itu, pembebanan perlu dikombinasikan guna mengetahui beban-beban apa saja yang menimbulkan perilaku struktur yang signifikan. Pada tugas akhir ini, kombinasi pembebanan diperhitungkan dalam keadaan batas kekuatan dan ekstrim. Keadaan batas kekuatan disyaratkan untuk memastikan jembatan kuat dan stabil ketika memikul kombinasi pembebanan yang terjadi selama masa layan jembatan. Sedangkan keadaan batas ekstrim dihitung untuk memastikan struktur jembatan dapat menahan dampak dari gempa besar. Kombinasi pembebanan dan nilai faktor beban yang digunakan dalam penelitian ini dapat dilihat pada Tabel 5. 8.

Tabel 5. 8. Kombinasi Pembebanan

Kelompok Pembebanan		Faktor Beban					
		Kuat I	**Kuat II**	**Kuat III**	**Kuat IV**	**Kuat V**	**Ekstrem I**
Berat Sendiri	*MS*	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
Beban Mati Tambahan	*MA*	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Beban Lajur	*TD*	2,00	2,00	-	-	-	0,50
Gaya Akibat Rem	*TB*	1,80	1,40	-	-	-	0,50
Beban Pejalan Kaki	*TP*	1,80	1,40	-	-	-	0,50
Beban Angin Pada Struktur	EW_S	-	-	1,40	-	0,40	-
Gaya Gempa	*EQ*	-	-	-	-	-	1,00

Beban-beban yang bekerja pada jembatan beserta kombinasi pembebanannya kemudian dimasukkan ke program SAP2000 untuk dilakukan analisis.

5.3. ANALISIS STRUKTUR JEMBATAN

Pemodelan struktur Jembatan Dian Pulau-Tetoat pada SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5. 1. sampai Gambar 5. 3. sesuai dengan variasi tinggi lengkungnya. Setelah pemodelan dan perhitungan pembebanan struktur jembatan selesai, tahapan selanjutnya adalah analisis dengan program SAP2000 v.20. Analisis dilakukan menggunakan kombinasi beban yang tertera pada Tabel 5. 8. Untuk memudahkan pembacaan tabel tersebut, kombinasi pembebanan yang digunakan dalam analisis Jembatan Dian Pulau-Tetoat antara lain sebagai berikut.

Kuat I $= 1{,}10MS + 2{,}00MA + 2{,}00TD + 1{,}80TB + 1{,}80TP$

Kuat II $= 1{,}10MS + 2{,}00MA + 2{,}00TD + 1{,}40TB + 1{,}40TP$

Kuat III $= 1{,}10MS + 2{,}00MA + 1{,}40EW_S$

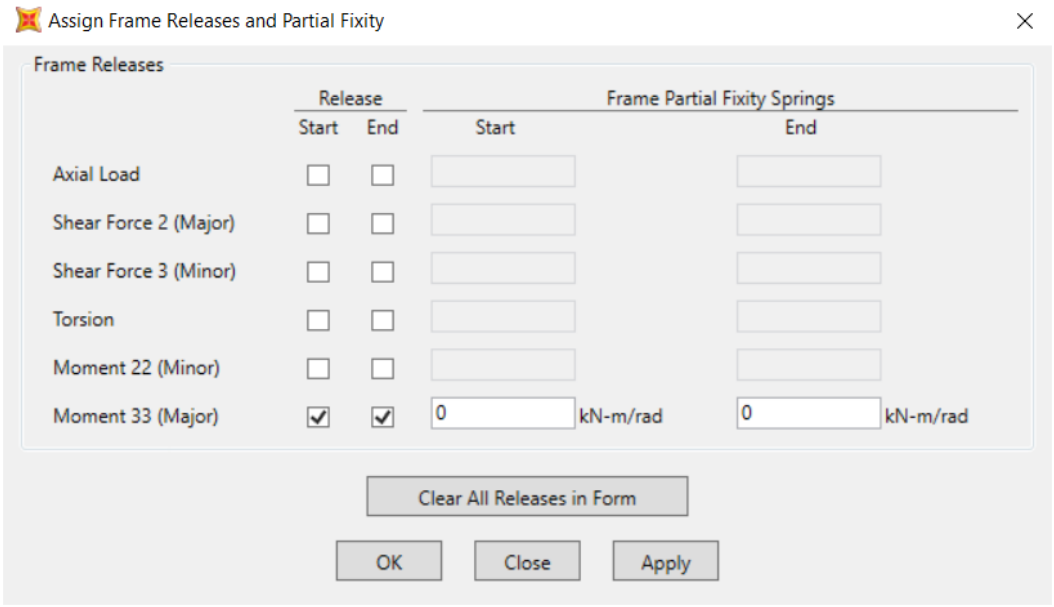
Kuat IV $= 1{,}10MS + 2{,}00MA$

Kuat V $= 1{,}10MS + 2{,}00MA + 0{,}40EW_S$

Ekstrem I $= 1{,}10MS + 2{,}00MA + 0{,}50TD + 0{,}50TB + 0{,}50TP + 1{,}00EQ$

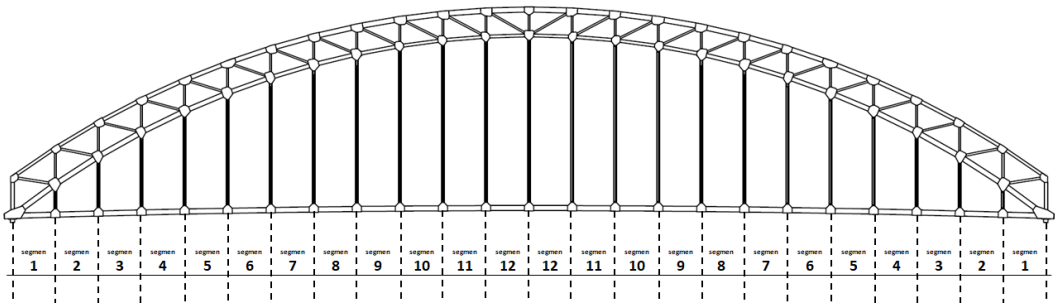
Dalam tugas akhir ini, analisis struktur pelengkung jembatan menggunakan fitur *frame releases* pada SAP2000. Fitur *frame releases* berfungsi untuk menentukan sambungan batang struktur (*frame*) akan berperilaku sebagai sendi atau *pinned* (tidak menimbulkan reaksi momen di ujung batang). Penerapan fitur

frame releases ini berkaitan terhadap perilaku struktur. Fitur *frame release* dalam analisis struktur Jembatan Dian Pulau-Tetoat diaplikasikan pada reaksi M3 pada batang tegak (*vertical chords*). Gunanya untuk mengontrol kestabilan struktur terutama pada sambungan antar elemen bidang tegak dan tegak lurus bidang gambar. Hal tersebut mengakibatkan adanya reaksi momen arah Y (M2) pada elemen bidang tegak gambar.

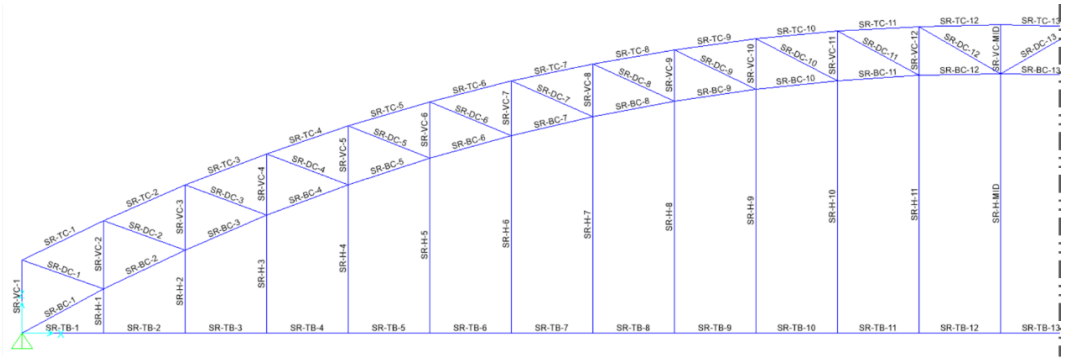


Gambar 5. 34. Fitur *Frame Releases* pada SAP2000

Adapun respons struktur yang dikaji dalam penelitian ini ialah respons struktur maksimum akibat kombinasi beban pada struktur rangka utama pelengkung jembatan yang terdiri dari batang bawah (*bottom chords*), batang atas (*top chords*), batang diagonal (*diagonal chords*), dan batang tegak (*vertical chords*). Agar mempermudah proses analisis dan pengolahan data, struktur jembatan dibagi menjadi segmen-segmen dan diberikan kode pada batang profilnya yang dapat ditengok sebagai berikut.



Gambar 5. 35. Pembagian Segmen Jembatan



Gambar 5. 36. Kodefikasi Elemen Rangka Jembatan

Gambar di atas merupakan sisi samping memanjang jembatan yang bertumpuan Sendi-Rol (SR), adapun keterangan kodefikasi yang tertera antara lain:

TC = *Top Chords* atau Batang Atas,

BC = *Bottom Chords* atau Batang Bawah,

DC = *Diagonal Chords* atau Batang Diagonal,

VC = *Vertical Chords* atau Batang Tegak,

H = *Hanger* atau Penggantung, dan

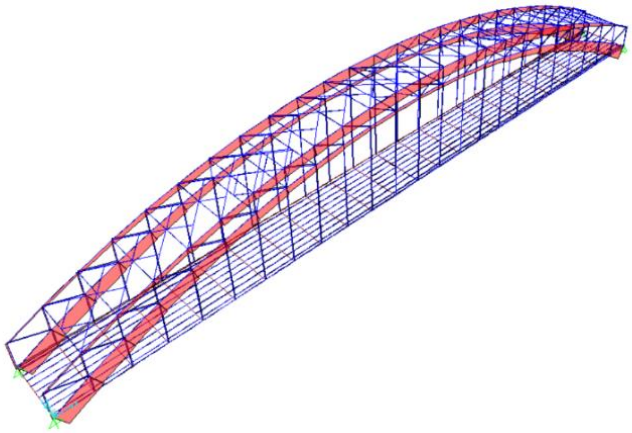
TB = *Tie Beam* atau *Main Girder* atau Gelagar Utama.

Sedangkan angka yang muncul setelahnya hanyalah label untuk penomoran batang profil (*frame*).

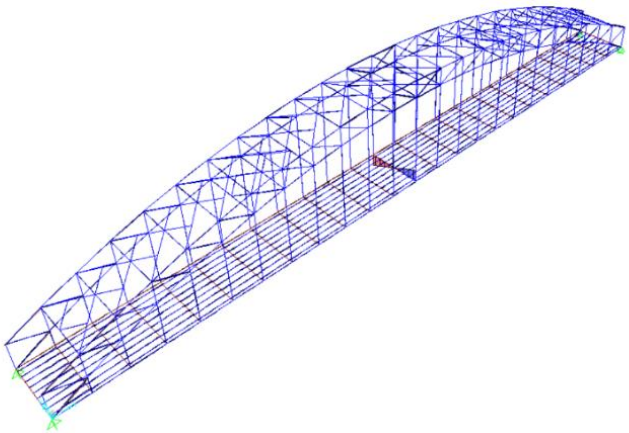
Analisis yang dikerjakan oleh SAP2000 menghasilkan gaya-gaya dalam yang terjadi pada setiap elemen struktur dari ketiga model jembatan dengan perbedaan variasi tingginya. Hasil analisis SAP2000 yang dipakai untuk pengolahan data selanjutnya adalah nilai maksimum dari tiap-tiap gaya dalam.

5.3.1. Hasil Analisis Jembatan I

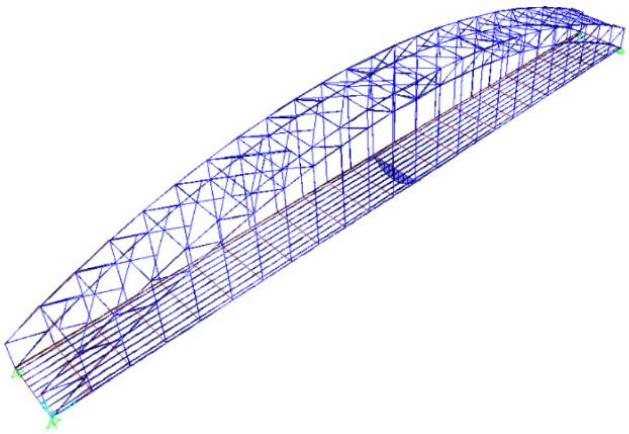
Di bawah ini adalah tampilan diagram gaya-gaya yang terjadi pada model Jembatan I dengan tinggi lengkung f = 15 m, di antaranya yakni diagram gaya aksial atau *normal force diagram* (NFD), diagram gaya geser atau *shear force diagram* (SFD), dan diagram bidang momen atau *bending momen diagram* (BMD). Diagram-diagram yang ditampakkan berikut merupakan hasil beban kombinasi Kuat I sebagai contoh.



Gambar 5. 37. NFD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan I



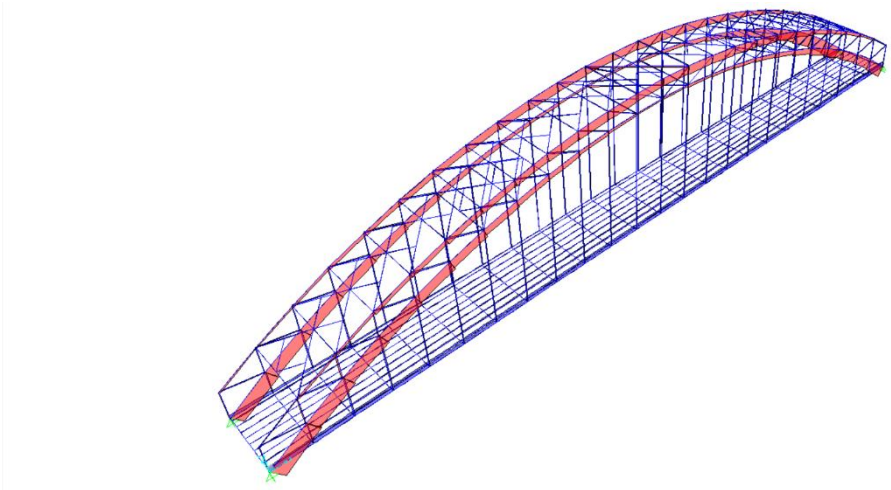
Gambar 5. 38. SFD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan I



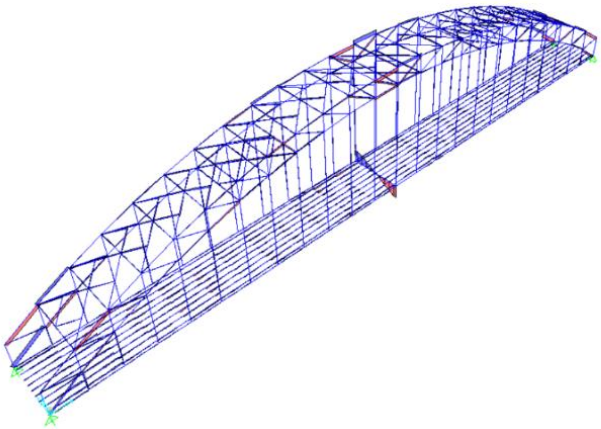
Gambar 5. 39. BMD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan I

5.3.2. Hasil Analisis Jembatan II

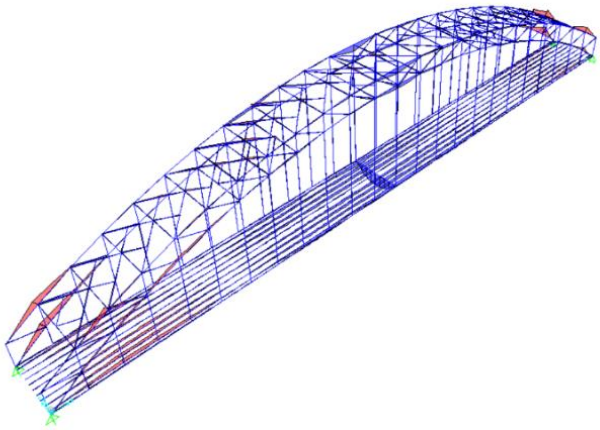
Di bawah ini adalah tampilan diagram gaya-gaya yang terjadi pada model Jembatan II dengan tinggi lengkung f = 20 m, di antaranya yakni diagram gaya aksial atau *normal force diagram* (NFD), diagram gaya geser atau *shear force diagram* (SFD), dan diagram bidang momen atau *bending momen diagram* (BMD). Diagram-diagram yang ditampakkan berikut merupakan hasil beban kombinasi Kuat I sebagai contoh.



Gambar 5. 40. NFD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan II



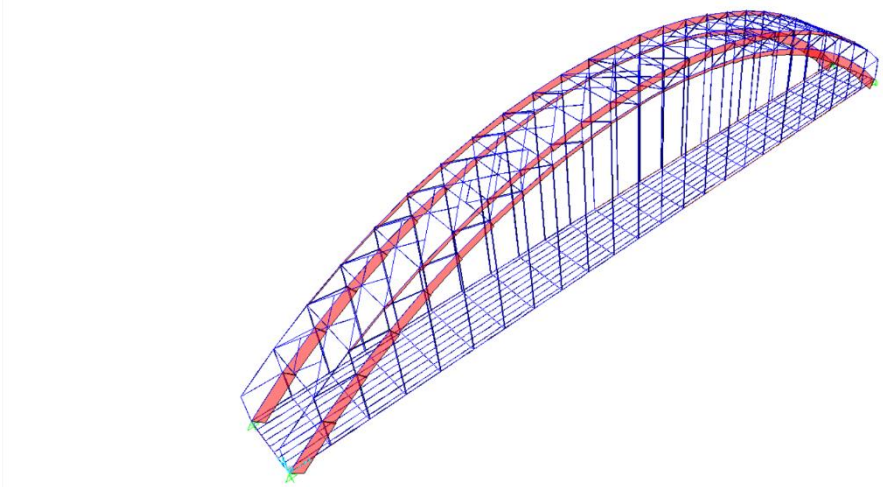
Gambar 5. 41. SFD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan II



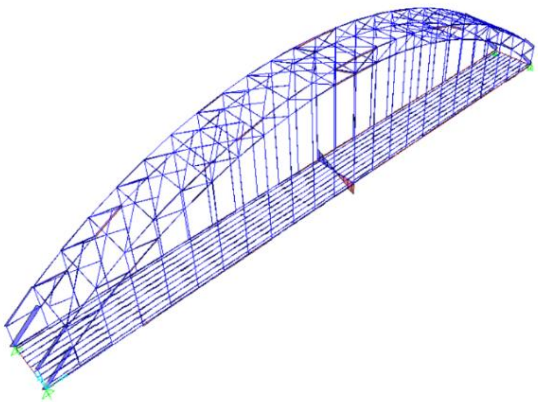
Gambar 5. 42. BMD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan II

5.3.3. Hasil Analisis Jembatan III

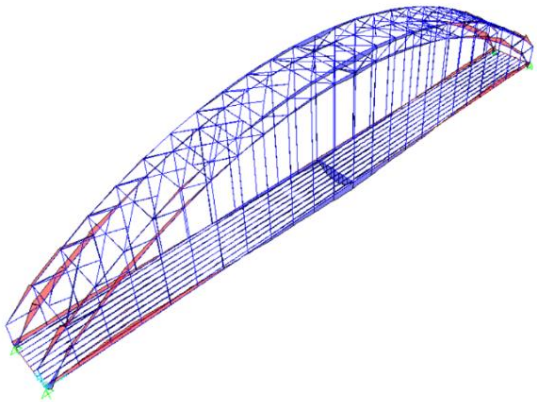
Di bawah ini adalah tampilan diagram gaya-gaya yang terjadi pada model Jembatan III dengan tinggi lengkung f = 24 m, di antaranya yakni diagram gaya aksial atau *normal force diagram* (NFD), diagram gaya geser atau *shear force diagram* (SFD), dan diagram bidang momen atau *bending momen diagram* (BMD). Diagram-diagram yang ditampakkan berikut merupakan hasil beban kombinasi Kuat I sebagai contoh.



Gambar 5. 43. NFD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan III



Gambar 5. 44. SFD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan III



Gambar 5. 45. BMD akibat Beban Kombinasi Kuat I pada Jembatan III

5.3.4. Rekapitulasi Hasil Analisis Jembatan

Respons struktur berupa gaya-gaya dalam hasil analisis jembatan oleh SAP2000 diringkas dalam tabel-tabel rekapitulasi berikut. Respons struktur yang dikaji dalam penelitian ini ialah gaya-gaya dalam maksimum hasil dari kombinasi beban pada struktur rangka utama pelengkung jembatan. Elemen struktur rangka utama pelengkung antara lain batang bawah (*bottom chords*), batang atas (*top chords*), batang diagonal (*diagonal chords*), dan batang tegak (*vertical chords*).

Tabel-tabel di bawah ini menunjukkan bahwa respons struktur maksimum pada elemen pelengkung jembatan diakibatkan oleh kombinasi beban Kuat I dan Kuat III. Kelompok pembebanan yang termasuk di dalamnya antara lain berat sendiri, beban mati tambahan, beban lajur, beban rem, beban pejalan kaki, serta beban angin. Rupanya, pembebanan gempa tidak cukup berpengaruh untuk menimbulkan gaya-gaya dalam maksimum yang terjadi pada struktur pelengkung jembatan.

Tabel 5. 9. Gaya Dalam pada Batang Bawah (BC)

Segmen ke-	Gaya Dalam	Satuan	Jembatan I (f = 15 m)		Jembatan II (f = 20 m)		Jembatan III (f = 24 m)	
			Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi
1	Pu	(kN)	-12115.79	Kuat 1	-11396.152	Kuat 1	-10029.049	Kuat 1
	V2	(kN)	269.78	Kuat 1	-256.44	Kuat 1	307.54	Kuat 3
	V3	(kN)	-427.20	Kuat 3	-757.059	Kuat 3	831.99	Kuat 3
	M2	(kN-m)	2677.28	Kuat 3	-4040.1395	Kuat 3	-4329.5179	Kuat 3
	M3	(kN-m)	1335.81	Kuat 1	-1331.96	Kuat 1	-1293.47	Kuat 1
2	Pu	(kN)	-12050.64	Kuat 1	-9844.775	Kuat 1	-7141.871	Kuat 1
	V2	(kN)	-151.88	Kuat 1	152.93	Kuat 1	-126.78	Kuat 1
	V3	(kN)	-155.77	Kuat 3	-56.376	Kuat 3	-172.991	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-1225.79	Kuat 3	1435.5312	Kuat 3	-1642.1885	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-1334.19	Kuat 1	-305.42	Kuat 1	-1292.68	Kuat 1
3	Pu	(kN)	-10105.82	Kuat 1	-8657.251	Kuat 1	-6064.922	Kuat 1
	V2	(kN)	124.11	Kuat 1	-121.68	Kuat 1	-81.54	Kuat 1
	V3	(kN)	-13.71	Kuat 3	123.501	Kuat 3	-94.471	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-292.68	Kuat 3	669.6953	Kuat 3	-326.566	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-1226.89	Kuat 1	1181.25	Kuat 1	-1143.31	Kuat 3
4	Pu	(kN)	-8007.15	Kuat 1	-7069.311	Kuat 1	-4427.349	Kuat 1
	V2	(kN)	122.18	Kuat 1	117.25	Kuat 1	79.68	Kuat 1
	V3	(kN)	-34.16	Kuat 3	42.536	Kuat 3	-17.393	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-193.13	Kuat 3	160.3129	Kuat 3	-57.8169	Kuat 3
	M3	(kN-m)	1151.70	Kuat 1	1055.21	Kuat 1	-972.67	Kuat 1

Lanjutan Tabel 5. 9. Gaya Dalam pada Batang Bawah (BC)

Segmen ke-	Gaya Dalam	Satuan	Jembatan I (*f* = 15 m)		Jembatan II (*f* = 20 m)		Jembatan III (*f* = 24 m)	
			Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi
5	Pu	(kN)	-5833.40	Kuat 1	-5187.602	Kuat 1	-2744.657	Kuat 1
	V2	(kN)	80.27	Kuat 1	-79.52	Kuat 3	-67.81	Kuat 3
	V3	(kN)	-13.90	Kuat 3	26.213	Kuat 3	-7.964	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-118.03	Kuat 3	102.5722	Kuat 3	27.6841	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-926.06	Kuat 1	-835.88	Kuat 1	795.42	Kuat 1
6	Pu	(kN)	-3658.98	Kuat 1	-3148.169	Kuat 1	-1072.371	Kuat 1
	V2	(kN)	79.78	Kuat 3	77.63	Kuat 3	-58.45	Kuat 3
	V3	(kN)	-9.86	Kuat 3	-43.924	Kuat 3	-12.873	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-103.44	Kuat 3	173.363	Kuat 1	-54.443	Kuat 3
	M3	(kN-m)	817.82	Kuat 1	-702.23	Kuat 1	-688.51	Kuat 3
7	Pu	(kN)	-1551.33	Kuat 1	-1069.883	Kuat 1	-867.062	Kuat 1
	V2	(kN)	-78.52	Kuat 1	-72.74	Kuat 1	-57.62	Kuat 3
	V3	(kN)	32.00	Kuat 3	-24.561	Kuat 1	22.976	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-93.26	Kuat 3	-76.666	Kuat 1	85.9098	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-717.10	Kuat 1	-581.98	Kuat 1	-552.80	Kuat 3
8	Pu	(kN)	-963.57	Kuat 1	-834.277	Kuat 1	-687.231	Kuat 1
	V2	(kN)	68.05	Kuat 1	50.50	Kuat 1	-49.05	Kuat 1
	V3	(kN)	-6.37	Kuat 3	30.448	Kuat 1	-8.91	Kuat 1
	M2	(kN-m)	-43.63	Kuat 3	79.6107	Kuat 1	39.9205	Kuat 1
	M3	(kN-m)	589.42	Kuat 1	504.86	Kuat 1	384.31	Kuat 1
9	Pu	(kN)	-796.76	Kuat 1	-721.264	Kuat 1	-564.295	Kuat 1
	V2	(kN)	58.01	Kuat 3	-41.45	Kuat 3	-43.39	Kuat 1
	V3	(kN)	6.40	Kuat 3	-66.794	Kuat 1	-9.581	Kuat 1
	M2	(kN-m)	-39.61	Kuat 3	-341.9327	Kuat 1	-50.1806	Kuat 1
	M3	(kN-m)	-482.00	Kuat 1	-364.89	Kuat 1	-316.22	Kuat 3
10	Pu	(kN)	-657.81	Kuat 1	-513.028	Kuat 1	-439.34	Kuat 1
	V2	(kN)	47.64	Kuat 3	-39.38	Kuat 1	23.24	Kuat 3
	V3	(kN)	6.08	Kuat 3	30.474	Kuat 3	5.562	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-34.39	Kuat 1	100.9102	Kuat 3	27.6453	Kuat 3
	M3	(kN-m)	353.11	Kuat 1	343.14	Kuat 1	304.74	Kuat 1
11	Pu	(kN)	-553.27	Kuat 1	-412.224	Kuat 1	-398.868	Kuat 3
	V2	(kN)	27.59	Kuat 3	30.35	Kuat 1	-18.64	Kuat 1
	V3	(kN)	16.29	Kuat 3	-42.39	Kuat 3	8.56	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-25.80	Kuat 3	-166.1288	Kuat 3	32.1696	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-345.15	Kuat 1	-240.89	Kuat 3	227.74	Kuat 1
12	Pu	(kN)	-468.60	Kuat 1	-397.522	Kuat 3	-365.079	Kuat 3
	V2	(kN)	-25.42	Kuat 3	18.56	Kuat 1	-16.90	Kuat 1
	V3	(kN)	11.46	Kuat 1	9.583	Kuat 1	4.978	Kuat 3
	M2	(kN-m)	21.90	Kuat 3	29.1897	Kuat 1	-32.3187	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-325.97	Kuat 3	274.03	Kuat 1	186.84	Kuat 1

Tabel 5. 10. Gaya Dalam pada Batang Atas (TC)

Segmen ke-	Gaya Dalam	Satuan	Jembatan I (f = 15 m)		Jembatan II (f = 20 m)		Jembatan III (f = 24 m)	
			Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi
1	Pu	(kN)	-1675,236	Kuat 1	-1760,834	Kuat 3	1769,408	Kuat 3
	V2	(kN)	14,38	Kuat 3	11,00	Kuat 1	-9,784	Kuat 3
	V3	(kN)	-710,479	Kuat 3	-973,521	Kuat 3	668,297	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-2959,9236	Kuat 3	-4968,9826	Kuat 3	-3646,3731	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-134,72	Kuat 1	-128,22	Kuat 1	127,98	Kuat 3
2	Pu	(kN)	-3307,311	Kuat 1	-2849,673	Kuat 1	-955,737	Kuat 1
	V2	(kN)	-27,01	Kuat 3	21,04	Kuat 1	29,858	Kuat 3
	V3	(kN)	637,71	Kuat 3	302,75	Kuat 3	187,808	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-2549,3252	Kuat 3	-1348,5769	Kuat 3	-882,9565	Kuat 3
	M3	(kN-m)	135,99	Kuat 1	-131,80	Kuat 1	-135,78	Kuat 3
3	Pu	(kN)	-5109,228	Kuat 1	-4081,394	Kuat 1	-2149,282	Kuat 1
	V2	(kN)	37,98	Kuat 1	33,87	Kuat 3	31,364	Kuat 1
	V3	(kN)	-59,537	Kuat 3	31,819	Kuat 3	-42,795	Kuat 3
	M2	(kN-m)	310,718	Kuat 3	-91,6236	Kuat 3	-155,9082	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-272,97	Kuat 1	267,49	Kuat 3	221,50	Kuat 1
4	Pu	(kN)	-7014,007	Kuat 1	-5559,41	Kuat 1	-3296,222	Kuat 1
	V2	(kN)	-49,35	Kuat 1	49,20	Kuat 3	-43,263	Kuat 3
	V3	(kN)	40,842	Kuat 3	-30,013	Kuat 3	15,117	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-137,2469	Kuat 3	83,3412	Kuat 3	-46,9817	Kuat 3
	M3	(kN-m)	373,29	Kuat 1	294,01	Kuat 3	-342,33	Kuat 1
5	Pu	(kN)	-8933,635	Kuat 1	-7019,933	Kuat 1	-4797,347	Kuat 1
	V2	(kN)	-61,39	Kuat 3	-60,91	Kuat 3	-43,99	Kuat 3
	V3	(kN)	10,291	Kuat 3	24,814	Kuat 3	15,338	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-29,778	Kuat 3	70,5657	Kuat 3	-54,2156	Kuat 3
	M3	(kN-m)	382,50	Kuat 1	302,81	Kuat 1	357,57	Kuat 1
6	Pu	(kN)	-10763,867	Kuat 1	-8286,373	Kuat 1	-6314,656	Kuat 1
	V2	(kN)	-71,82	Kuat 1	-75,34	Kuat 3	47,095	Kuat 3
	V3	(kN)	-2,923	Kuat 3	34,877	Kuat 1	14,986	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-27,1309	Kuat 3	92,456	Kuat 1	-45,4297	Kuat 3
	M3	(kN-m)	401,55	Kuat 1	-317,12	Kuat 3	-365,88	Kuat 1
7	Pu	(kN)	-12417,485	Kuat 1	-9364,3	Kuat 1	-7504,725	Kuat 1
	V2	(kN)	83,60	Kuat 1	79,27	Kuat 3	56,15	Kuat 1
	V3	(kN)	-5,198	Kuat 3	40,949	Kuat 1	-9,851	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-21,8714	Kuat 3	106,538	Kuat 1	29,0468	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-517,17	Kuat 1	401,55	Kuat 1	369,76	Kuat 1
8	Pu	(kN)	-13854,361	Kuat 1	-10380,221	Kuat 1	-8625,605	Kuat 1
	V2	(kN)	98,27	Kuat 1	92,56	Kuat 1	-72,331	Kuat 3
	V3	(kN)	1,871	Kuat 1	49,434	Kuat 1	-8,111	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-12,3022	Kuat 1	-129,8962	Kuat 1	-29,0183	Kuat 3
	M3	(kN-m)	542,09	Kuat 1	423,18	Kuat 1	-399,73	Kuat 1
9	Pu	(kN)	-15026,003	Kuat 1	-11721,264	Kuat 1	-9957,907	Kuat 1
	V2	(kN)	119,85	Kuat 1	117,25	Kuat 1	-76,45	Kuat 1
	V3	(kN)	2,069	Kuat 1	54,888	Kuat 1	-4,124	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-15,3209	Kuat 3	-141,3066	Kuat 1	22,8336	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-859,03	Kuat 1	655,21	Kuat 1	482,82	Kuat 1

Lanjutan Tabel 5. 10. Gaya Dalam pada Batang Atas (TC)

Segmen ke-	Gaya Dalam	Satuan	Jembatan I (*f* = 15 m)		Jembatan II (*f* = 20 m)		Jembatan III (*f* = 24 m)	
			Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi
10	Pu	(kN)	-15856,399	Kuat 1	-12654,643	Kuat 1	-10798,855	Kuat 1
	V2	(kN)	-172,19	Kuat 3	158,88	Kuat 3	79,479	Kuat 3
	V3	(kN)	8,605	Kuat 1	48,234	Kuat 1	5,909	Kuat 1
	M2	(kN-m)	28,7606	Kuat 3	122,4989	Kuat 1	-24,1461	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-989,06	Kuat 1	-935,39	Kuat 1	608,56	Kuat 1
11	Pu	(kN)	-16329,657	Kuat 1	-12716,513	Kuat 1	-11151,532	Kuat 1
	V2	(kN)	217,92	Kuat 1	205,33	Kuat 1	-109,958	Kuat 1
	V3	(kN)	11,935	Kuat 1	49,095	Kuat 1	7,246	Kuat 1
	M2	(kN-m)	-35,2364	Kuat 3	132,2016	Kuat 1	-26,4795	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-1161,02	Kuat 1	1034,59	Kuat 1	980,48	Kuat 1
12	Pu	(kN)	-15402,198	Kuat 1	-10914,586	Kuat 1	-10550,948	Kuat 1
	V2	(kN)	249,27	Kuat 1	-234,37	Kuat 1	198,033	Kuat 3
	V3	(kN)	-15,587	Kuat 1	31,827	Kuat 1	-13,693	Kuat 1
	M2	(kN-m)	-39,8859	Kuat 3	-94,8848	Kuat 1	43,4449	Kuat 3
	M3	(kN-m)	1344,96	Kuat 1	-1244,20	Kuat 1	-1190,19	Kuat 3

Tabel 5. 11. Gaya Dalam pada Batang Diagonal (DC)

Segmen ke-	Gaya Dalam	Satuan	Jembatan I (*f* = 15 m)		Jembatan II (*f* = 20 m)		Jembatan III (*f* = 24 m)	
			Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi
1	Pu	(kN)	1632,82	Kuat 1	1583,518	Kuat 3	1490,547	Kuat 3
	V2	(kN)	20,15	Kuat 1	-18,10	Kuat 1	-17,83	Kuat 1
	V3	(kN)	66,23	Kuat 3	-85,858	Kuat 3	3,818	Kuat 3
	M2	(kN-m)	928,6665	Kuat 3	591,0977	Kuat 3	369,6223	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-79,09	Kuat 1	50,23	Kuat 1	52,70	Kuat 1
2	Pu	(kN)	1578,88	Kuat 1	1288,04	Kuat 1	-1070,17	Kuat 3
	V2	(kN)	-39,42	Kuat 3	-30,52	Kuat 1	-20,60	Kuat 1
	V3	(kN)	224,212	Kuat 3	290,269	Kuat 3	107,052	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-885,9505	Kuat 3	991,4349	Kuat 3	336,4431	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-113,72	Kuat 1	-89,02	Kuat 1	-63,14	Kuat 1
3	Pu	(kN)	1825,84	Kuat 1	1561,87	Kuat 1	1179,35	Kuat 1
	V2	(kN)	-53,57	Kuat 1	-46,55	Kuat 1	-35,62	Kuat 3
	V3	(kN)	-67,964	Kuat 3	38,975	Kuat 3	78,147	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-566,3618	Kuat 3	210,8226	Kuat 3	256,1554	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-160,95	Kuat 1	-131,04	Kuat 1	-99,37	Kuat 3
4	Pu	(kN)	1974,29	Kuat 1	1746,56	Kuat 1	1474,16	Kuat 3
	V2	(kN)	-79,10	Kuat 1	-65,13	Kuat 1	-49,73	Kuat 1
	V3	(kN)	4,848	Kuat 3	36,712	Kuat 3	13,114	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-161,01	Kuat 3	160,0482	Kuat 3	54,1481	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-230,44	Kuat 1	-164,61	Kuat 1	-140,30	Kuat 1

Lanjutan Tabel 5. 11. Gaya Dalam pada Batang Diagonal (DC)

Segmen ke-	Gaya Dalam	Satuan	Jembatan I (*f* = 15 m)		Jembatan II (*f* = 20 m)		Jembatan III (*f* = 24 m)	
			Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi
5	Pu	(kN)	2045,60	Kuat 1	1856,54	Kuat 1	1682,30	Kuat 1
	V2	(kN)	-92,92	Kuat 1	-82,57	Kuat 3	-68,93	Kuat 3
	V3	(kN)	10,593	Kuat 3	-42,194	Kuat 3	19,209	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-117,6847	Kuat 3	155,9498	Kuat 3	72,6709	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-330,45	Kuat 1	285,42	Kuat 3	-203,99	Kuat 3
6	Pu	(kN)	2045,58	Kuat 1	1902,85	Kuat 1	1783,72	Kuat 1
	V2	(kN)	-103,01	Kuat 1	-97,58	Kuat 1	-83,23	Kuat 3
	V3	(kN)	-18,127	Kuat 3	-84,864	Kuat 1	-20,365	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-64,0982	Kuat 3	-247,8113	Kuat 1	70,3976	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-398,29	Kuat 1	369,96	Kuat 1	-324,12	Kuat 3
7	Pu	(kN)	1968,29	Kuat 1	1864,61	Kuat 1	1724,86	Kuat 1
	V2	(kN)	92,56	Kuat 1	-86,45	Kuat 1	-72,54	Kuat 3
	V3	(kN)	9,465	Kuat 3	60,438	Kuat 3	13,111	Kuat 3
	M2	(kN-m)	57,9244	Kuat 3	-164,7507	Kuat 3	45,9565	Kuat 3
	M3	(kN-m)	285,64	Kuat 1	242,89	Kuat 1	-176,86	Kuat 3
8	Pu	(kN)	1789,58	Kuat 1	1712,60	Kuat 1	1570,54	Kuat 1
	V2	(kN)	76,08	Kuat 1	-70,28	Kuat 1	-49,79	Kuat 3
	V3	(kN)	1,903	Kuat 1	114,417	Kuat 3	11,887	Kuat 3
	M2	(kN-m)	20,4323	Kuat 3	314,6583	Kuat 3	37,1603	Kuat 3
	M3	(kN-m)	191,23	Kuat 1	140,27	Kuat 1	-87,45	Kuat 3
9	Pu	(kN)	1536,71	Kuat 1	1445,21	Kuat 1	1243,87	Kuat 1
	V2	(kN)	55,14	Kuat 1	-47,18	Kuat 3	26,52	Kuat 3
	V3	(kN)	-4,853	Kuat 3	-59,816	Kuat 3	10,331	Kuat 3
	M2	(kN-m)	16,8927	Kuat 3	-235,7696	Kuat 3	-28,4835	Kuat 3
	M3	(kN-m)	158,72	Kuat 1	106,17	Kuat 1	71,76	Kuat 3
10	Pu	(kN)	1181,15	Kuat 1	1107,23	Kuat 1	901,95	Kuat 1
	V2	(kN)	37,43	Kuat 1	-25,51	Kuat 1	12,11	Kuat 3
	V3	(kN)	-8,108	Kuat 3	-55,334	Kuat 3	14,902	Kuat 3
	M2	(kN-m)	38,6436	Kuat 3	-186,6813	Kuat 3	-46,4647	Kuat 3
	M3	(kN-m)	113,16	Kuat 1	75,74	Kuat 1	60,59	Kuat 3
11	Pu	(kN)	782,59	Kuat 1	687,02	Kuat 1	557,09	Kuat 3
	V2	(kN)	25,93	Kuat 3	-15,93	Kuat 1	9,88	Kuat 3
	V3	(kN)	7,828	Kuat 3	56,825	Kuat 3	13,136	Kuat 3
	M2	(kN-m)	38,3859	Kuat 3	-162,7802	Kuat 3	-37,1978	Kuat 3
	M3	(kN-m)	83,62	Kuat 1	54,83	Kuat 1	58,70	Kuat 3
12	Pu	(kN)	-328,82	Kuat 1	-310,85	Kuat 1	-176,16	Kuat 3
	V2	(kN)	20,81	Kuat 1	-13,39	Kuat 1	8,01	Kuat 1
	V3	(kN)	9,058	Kuat 3	71,111	Kuat 3	15,559	Kuat 3
	M2	(kN-m)	39,1444	Kuat 3	-206,5263	Kuat 3	48,9561	Kuat 3
	M3	(kN-m)	64,07	Kuat 1	43,33	Kuat 1	36,95	Kuat 1

Tabel 5. 12. Gaya Dalam pada Batang Tegak (VC)

Segmen ke-	Gaya Dalam	Satuan	Jembatan I (f = 15 m)		Jembatan II (f = 20 m)		Jembatan III (f = 24 m)	
			Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi
1	Pu	(kN)	-1586,26	Kuat 1	-1543,94	Kuat 3	1248,41	Kuat 3
	V2	(kN)	-	-	-	-	-	-
	V3	(kN)	171,62	Kuat 3	149,46	Kuat 3	131,65	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-337,31	Kuat 3	325,64	Kuat 3	-309,98	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-	-	-	-	-	-
2	Pu	(kN)	-1163,34	Kuat 1	1161,51	Kuat 3	-1077,45	Kuat 3
	V2	(kN)	-	-	-	-	-	-
	V3	(kN)	152,73	Kuat 3	126,62	Kuat 3	105,73	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-296,93	Kuat 3	-271,12	Kuat 3	255,49	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-	-	-	-	-	-
3	Pu	(kN)	-1159,55	Kuat 1	-1134,69	Kuat 1	-1075,58	Kuat 3
	V2	(kN)	-	-	-	-	-	-
	V3	(kN)	-144,98	Kuat 3	-103,90	Kuat 3	-67,98	Kuat 3
	M2	(kN-m)	228,93	Kuat 3	-194,04	Kuat 3	188,88	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-	-	-	-	-	-
4	Pu	(kN)	-1142,38	Kuat 1	1037,59	Kuat 1	978,26	Kuat 3
	V2	(kN)	-	-	-	-	-	-
	V3	(kN)	-84,27	Kuat 3	-66,69	Kuat 3	-47,58	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-216,03	Kuat 3	-186,16	Kuat 3	166,62	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-	-	-	-	-	-
5	Pu	(kN)	-1072,32	Kuat 1	-967,86	Kuat 1	-965,77	Kuat 3
	V2	(kN)	-	-	-	-	-	-
	V3	(kN)	-77,14	Kuat 3	-54,57	Kuat 3	-44,06	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-191,77	Kuat 3	-158,77	Kuat 3	142,27	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-	-	-	-	-	-
6	Pu	(kN)	-948,26	Kuat 1	-946,73	Kuat 1	-939,81	Kuat 3
	V2	(kN)	-	-	-	-	-	-
	V3	(kN)	-76,31	Kuat 3	-43,83	Kuat 3	-37,66	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-175,83	Kuat 3	150,27	Kuat 3	105,38	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-	-	-	-	-	-
7	Pu	(kN)	-923,47	Kuat 1	-904,78	Kuat 1	-774,42	Kuat 3
	V2	(kN)	-	-	-	-	-	-
	V3	(kN)	-73,19	Kuat 3	-43,17	Kuat 3	-35,41	Kuat 3
	M2	(kN-m)	139,69	Kuat 3	119,01	Kuat 3	-80,42	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-	-	-	-	-	-
8	Pu	(kN)	888,96	Kuat 1	-804,11	Kuat 1	717,43	Kuat 1
	V2	(kN)	-	-	-	-	-	-
	V3	(kN)	-71,77	Kuat 3	-42,52	Kuat 3	-31,94	Kuat 3
	M2	(kN-m)	131,66	Kuat 3	-102,11	Kuat 1	60,56	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-	-	-	-	-	-
9	Pu	(kN)	-803,84	Kuat 3	-726,96	Kuat 1	-586,10	Kuat 3
	V2	(kN)	-	-	-	-	-	-
	V3	(kN)	-70,17	Kuat 3	-36,23	Kuat 3	-31,01	Kuat 3
	M2	(kN-m)	130,96	Kuat 3	94,55	Kuat 3	58,86	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-	-	-	-	-	-

Lanjutan Tabel 5. 12. Gaya Dalam pada Batang Tegak (VC)

Segmen ke-	Gaya Dalam	Satuan	Jembatan I (f = 15 m)		Jembatan II (f = 20 m)		Jembatan III (f = 24 m)	
			Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi	Nilai	Kombinasi
10	Pu	(kN)	-587,39	Kuat 3	547,30	Kuat 1	-466,66	Kuat 3
	V2	(kN)	-	-	-	-	-	-
	V3	(kN)	-69,28	Kuat 3	-29,99	Kuat 1	-20,48	Kuat 3
	M2	(kN-m)	-129,76	Kuat 3	-87,57	Kuat 3	56,90	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-	-	-	-	-	-
11	Pu	(kN)	504,57	Kuat 1	409,26	Kuat 3	333,94	Kuat 3
	V2	(kN)	-	-	-	-	-	-
	V3	(kN)	-62,03	Kuat 3	-26,33	Kuat 1	-16,75	Kuat 3
	M2	(kN-m)	122,69	Kuat 3	84,11	Kuat 1	-51,74	Kuat 3
	M3	(kN-m)	0	- 0	0	- 0	0	- 0
12	Pu	(kN)	-393,71	Kuat 3	363,69	Kuat 3	317,46	Kuat 1
	V2	(kN)	-	-	-	-	-	-
	V3	(kN)	41,32	Kuat 3	-16,70	Kuat 3	-7,54	Kuat 3
	M2	(kN-m)	122,24	Kuat 3	76,39	Kuat 3	-43,98	Kuat 3
	M3	(kN-m)	-	-	-	-	-	-

5.4. DESAIN PENAMPANG STRUKTUR JEMBATAN

Elemen struktur jembatan direncanakan menggunakan penampang profil baja (*frame section*) yang sudah tersedia dari program SAP2000. Ragam bentuk penampang profil baja yang dipakai antara lain *wide flange beam* (W), *rectangular and square* (HSS), serta *double angle* (2L). Seluruh penampang profil jembatan dalam tugas akhir ini berpedoman pada Institut Konstruksi Baja Amerika atau *American Institute of Steel Construction* (AISC). Penampang profil ditetapkan dengan bantuan fitur *auto select* pada SAP2000, namun semua batang tetap diperiksa kekuatannya satu per satu. Apabila terdapat batang yang mengalami *overstress* atau tidak aman oleh penentuan *auto select frame*, maka penampang profil batang tersebut diganti dan dipilih secara manual hingga aman. Parameter keamanan penampang dapat diperoleh dari nilai rasio interaksi gaya aksial dan momen (PMM *ratio*) pada SAP2000.

5.4.1. Hasil Desain Penampang Profil Jembatan

Hasil rancangan penampang profil seluruh elemen struktur rangka jembatan dimuat dalam tabel-tabel berikut ini.

Tabel 5. 13. Desain Penampang Profil Batang Bawah (BC)

Segmen	Kodefikasi	Jembatan I (*f* = 15 m)	Jembatan II (*f* = 20 m)	Jembatan III (*f* = 24 m)
1	BC-1	W14X665	W14x730	W14X808
2	BC-2	W14X665	W14x730	W14X808
3	BC-3	W14X605	W14x665	W14x730
4	BC-4	W14X605	W14x665	W14x730
5	BC-5	W14X550	W14x665	W14x665
6	BC-6	W14X550	W14x665	W14x665
7	BC-7	W14X550	W14x605	W14x605
8	BC-8	W14X550	W14x665	W14x605
9	BC-9	W14X550	W14x665	W14x550
10	BC-10	W14X550	W14x605	W14x550
11	BC-11	W14X455	W14x550	W14x500
12	BC-12	W14X455	W14x550	W14x500

Tabel 5. 14. Desain Penampang Profil Batang Atas (TC)

Segmen	Kodefikasi	Jembatan I (*f* = 15 m)	Jembatan II (*f* = 20 m)	Jembatan III (*f* = 24 m)
1	TC-1	W14X665	W14x730	W14X808
2	TC-2	W14X665	W14x730	W14X808
3	TC-3	W14X605	W14x665	W14x730
4	TC-4	W14X605	W14x665	W14x730
5	TC-5	W14X550	W14x665	W14x665
6	TC-6	W14X550	W14x665	W14x665
7	TC-7	W14X550	W14x665	W14x605
8	TC-8	W14X550	W14x665	W14x605
9	TC-9	W14X550	W14x605	W14x550
10	TC-10	W14X550	W14x605	W14x550
11	TC-11	W14X455	W14x550	W14x500
12	TC-12	W14X455	W14x550	W14x500

Tabel 5. 15. Desain Penampang Profil Batang Diagonal (DC)

Segmen	Kodefikasi	Jembatan 1 (*f* = 15 m)	Jembatan II (*f* = 20 m)	Jembatan III (*f* = 24 m)
1	DC-1	W14X233	W14x233	W14x233
2	DC-2	W14X233	W14x233	W14x233
3	DC-3	W14X211	W14x211	W14x211
4	DC-4	W14X211	W14x211	W14x211
5	DC-5	W14X193	W14x193	W14x193
6	DC-6	W14X193	W14x193	W14x193
7	DC-7	W14X176	W14x176	W14x176
8	DC-8	W14X176	W14x176	W14x176
9	DC-9	W14X159	W14x159	W14x159
10	DC-10	W14X159	W14x159	W14x159
11	DC-11	W14X145	W13x145	W14x145
12	DC-12	W14X145	W13x145	W14x145

Tabel 5. 16. Desain Penampang Profil Batang Tegak (VC)

Segmen	Kodefikasi	Jembatan 1 (*f* = 15 m)	Jembatan II (*f* = 20 m)	Jembatan III (*f* = 24 m)
1	VC-1	W14X808	W14X808	W14X808
2	VC-2	W14X808	W14X808	W14X808
3	VC-3	W14X233	W14x311	W14x426
4	VC-4	W14X233	W14x311	W14x426
5	VC-5	W14X132	W14x132	W14x398
6	VC-6	W14X132	W14x132	W14x398
7	VC-7	W14X120	W14x120	W14x370
8	VC-8	W14X120	W14x120	W14x370
9	VC-9	W14X109	W14x109	W14x342
10	VC-10	W14X109	W14x109	W14x342
11	VC-11	W14X99	W14x99	W14x311
12	VC-12	W14X99	W14x99	W14x311
	VC-mid	W14X90	W14x90	W14x283

Tabel 5. 17. Desain Penampang Profil Lainnya

Kodefikasi	Jembatan I (*f* = 15 m)	Jembatan II (*f* = 20 m)	Jembatan III (*f* = 24 m)	Keterangan
TB	W36X150	W36x439	W36x527	Gelagar Utama (*Main Girder*)
CG	W36X588	W36x650	W36x720	Gelagar Melintang (*Cross Girder*)
S	W14X211	W13x311	W14x426	Gelagar Memanjang (*Stringer*)
H	2L8x8x1	2L8x8x1-1/8x3/4	2L8X8X1-1/8X3/4	Penggantung (*Hanger*)
BrB	HSS12x4x1/2	HSS16x16x1/2	HSS20x20x5/8	Ikatan Angin Bawah (*Bracing Bottom*)
BrT	HSS26x24x3/8	HSS16x16x1/2	HSS20x20x5/8	Ikatan Angin Atas (*Bracing Top*)
BrBcb	HSS12x3x1/4	HSS16x16x1/2	HSS20x20x5/8	Balok Melintang Ikatan Angin Bawah (*Bracing Bottom Cross Beam*)
BrTcb	HSS20X12X.625	HSS16x16x1/2	HSS20x20x5/8	Balok Melintang Ikatan Angin Atas (*Bracing Top Cross Beam*)

5.4.2. Kebutuhan Material Baja

Kebutuhan material baja dapat dikalkulasi setelah perencanaan penampang struktur jembatan selesai. Banyaknya material baja yang diperlukan untuk masing-masing model jembatan dalam penelitian ini dapat diketahui dari berat sendiri struktur rangka jembatan. Data tersebut diperoleh melalui fitur *self weight* pada program SAP2000. Jembatan I dengan tinggi lengkung *f* = 15 m memiliki berat 12075 kN, Jembatan II dengan *f* = 20 m memiliki berat 15290 kN, serta Jembatan III dengan *f* = 24 m memiliki berat 20524 kN. Kebutuhan material baja yang diwakilkan oleh nilai berat struktur jembatan disajikan dalam tabel di bawah ini.

Tabel 5. 18. Kebutuhan Material Baja

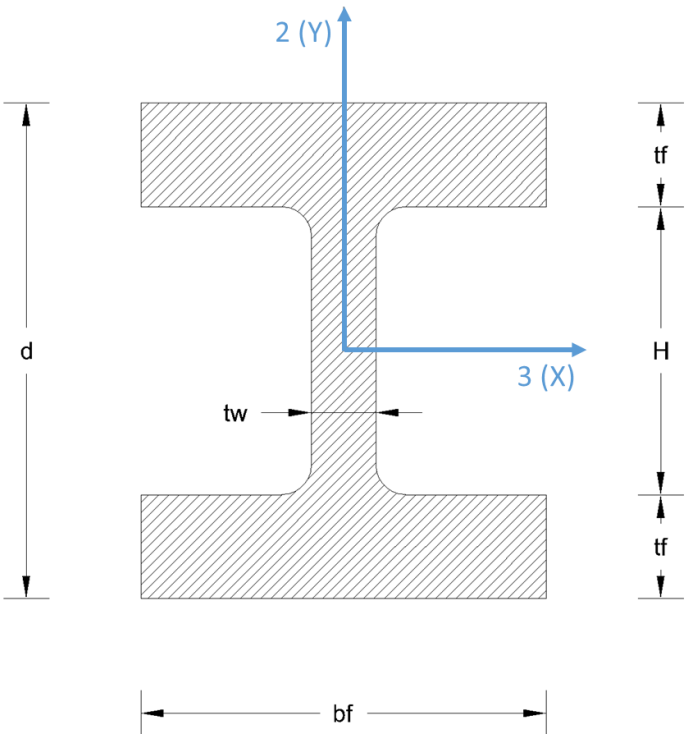
Kebutuhan Material Baja = Berat Struktur	Jembatan I (*f* = 15 m)	Jembatan II (*f* = 20 m)	Jembatan III (*f* = 24 m)	Satuan
	12075	15290	20524	kN
	1231287	1559161	4540200	kgf
	1231	1559	4540	tonf

5.4.3. Kontrol Desain Penampang Profil Jembatan

Perhitungan kontrol desain panampang profil di bawah ini mengacu pada hasil desain penampang profil pada jembatan I sebagai contoh.

1. Kontrol Desain Penampang Profil Batang Bawah (BC)

Pengecekan keamanan penampang profil batang bawah (*bottom chords*) dilakukan pada segmen BC-1. Berdasarkan hasil analisis program SAP2000 v.20 diperoleh gaya aksial tekan maksimum sebesar -24115,79 kN dan momen maksimum sebesar 2677,28 kNm (M2) . Penampang profil baja yang digunakan ialah W14X665, detailnya dapat dilihat sebagai berikut.



Gambar 5. 46. Penampang Profil W14X665

Data-data yang diperlukan untuk kontrol desain penampang profil yaitu properti dan geometri penampang W14X665, beserta hasil analisisnya. Data-data tersebut dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5. 19. Properti Penampang W14X665 pada BC-1

Properti Penampang		**Nilai**	**Satuan**
Modulus elastisitas baja	*E*	200000	MPa
Modulus elastis geser baja	*G*	77200	MPa
Tegangan leleh	*fy*	50	ksi
		345	MPa
Tegangan residu	*fr*	70	MPa

Tabel 5. 20. Geometri Penampang W14X665 pada BC-1

Geometri Penampang		**Nilai**	**Satuan**
Tinggi total profil	d	549,656	mm
Tebal badan	t_w	71,882	mm
Lebar sayap	b_f	448,31	mm
Tebal sayap	t_f	114,808	mm
Tinggi badan	h	320,04	mm
Jarak antara titik berat sayap	h_o	434,848	mm
Luas penampang	Ag	126451,36	mm^2
Inersia sb, X	I_x	1733980763	mm^4
Inersia sb, Y	I_y	4549191270	mm^4
Radius girasi sb, X	r_x	202,0303	mm
Radius girasi sb, Y	r_y	117,1585	mm
Modulus elastis penampang sb, X	S_x	18780000	mm^3
Modulus elastis penampang sb, Y	S_y	7743236	mm^3
Modulus plastis penampang sb, X	Z_x	21443851,33	mm^3
Modulus plastis penampang sb, Y	Z_y	11950575,89	mm^3
Konstanta pilin	C_w	215054809531129	mm^6
Konstanta torsi	J	506112565	mm^4

Tabel 5. 21. Hasil Analisis Penampang W14X665 pada BC-1

Hasil Analisis		**Nilai**	**Satuan**
Gaya aksial maksimum	P_u	24115,79	kN
Momen maksimum	M_u	2677,28	kNm
Panjang bentang profil	L_b	5,68093	m
		5680,93	mm
Momen pada 1/4 L	M_A	854,3681	kNm
Momen pada 1/2 L	M_B	1460,1664	kNm
Momen pada 3/4 L	M_C	2065,964	kNm

a. Klasifikasi Penampang Profil

1) Klasifikasi Kelangsingan Penampang

Kelangsingan adalah rasio antara ketebalan sayap atau badan terhadap lebarnya. Untuk kondisi tekan, penampang digolongkan sebagai elemen-tidak-langsing atau elemen-langsing. Penampang dengan elemen langsing, rasio tebal-terhadap-lebar (λ) melebihi dari batasan rasio (λ_r) yang ditentukan pada Tabel 3.7.. Jika rasio tersebut kurang dari batasannya, maka disebut dengan penampang tidak langsing.

- Batasan rasio

Sayap $= 0{,}56\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}56\sqrt{\frac{200000}{345}} = 13{,}49$

Badan $= 1{,}49\sqrt{\frac{E}{fy}} = 1{,}49\sqrt{\frac{200000}{345}} = 35{,}89$

- Rasio tebal-lebar

Sayap $= \frac{\left(\frac{1}{2}b_f\right)}{t_f}$

$= \frac{\left(\frac{1}{2}\times 448{,}31\right)}{114{,}808}$

$= 1{,}95 < 13{,}49$ .. maka, penampang tidak langsing ✓

Badan $= \frac{d-\left(2t_f\right)}{t_w}$

$= \frac{320{,}04}{71{,}882}$

$= 4{,}45 < 35{,}89$ .. maka, penampang tidak langsing ✓

Klasifikasi kelangsingan penampang W14X665 pada BC-1 merupakan penampang tidak langsing.

2) Klasifikasi Kekompakan Penampang

Komponen struktur yang menahan lentur, kekompakan penampangnya terbagi atas dua kategori yaitu penampang kompak dan tidak kompak. Untuk penampang kompak, sayap-sayapnya harus menyatu dengan bagian badan, dan rasio tebal-terhadap-lebar (λ) tidak boleh melebihi batas kelangsingan elemen kompak (λ_p) dari Tabel 3.8.. Sedangkan bila rasio tebal-terhadap-lebar (λ) melebihi λ_p tetapi tidak melebihi batas kelangsingan untuk elemen tidak kompak (λ_r) dari Tabel 3.8., maka disebut penampang tidak kompak.

- Batasan elemen kompak (λ_p)

  Sayap $= 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}}$ $= 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{345}}$ $= 9{,}15$

  Badan $= 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}}$ $= 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{345}}$ $= 90{,}56$

- Batasan elemen tidak kompak (λ_r)

  Sayap $= 1{,}00\sqrt{\frac{E}{fy}}$ $= 1{,}00\sqrt{\frac{200000}{345}}$ $= 24{,}09$

  Badan $= 5{,}70\sqrt{\frac{E}{fy}}$ $= 5{,}70\sqrt{\frac{200000}{345}}$ $= 137{,}29$

- Rasio tebal-lebar (λ)

  Sayap $= \frac{\left(\frac{1}{2}b_f\right)}{t_f}$

  $= \frac{\left(\frac{1}{2}\times 448{,}31\right)}{114{,}808}$

  $= 1{,}95 < \lambda_p = 9{,}15$ ... penampang kompak ✓

  Badan $= \frac{d-\left(2t_f\right)}{t_w}$

  $= \frac{320{,}04}{71{,}882}$

  $= 4{,}45 < \lambda_p = 90{,}56$ ... penampang kompak ✓

Ternyata, nilai rasio tebal-terhadap-lebar bagian sayap maupun badan tidak melebihi batas kelangsingan elemen kompak. Sehingga penampang W14X665 pada BC-1 merupakan penampang kompak.

b. Perhitungan Komponen Struktur Tekan

1) Ketentuan Umum

Diketahui bahwa profil W14X665 pada BC-1 tergolong penampang tidak langsing (tanpa elemen langsing). Oleh sebab itu, pemilihan untuk penerapan profil berdasarkan Tabel 3.9. adalah Bab E3 dan Bab E4. Kekuatan tekan desain ($\Phi_c P_n$) ditentukan oleh kekuatan tekan nominal (P_n) harus nilai terendah yang diperoleh berdasarkan pada keadaan batas dari tekuk lentur dan tekuk torsi, dengan nilai faktor ketahanan untuk tekan (Φ_c) yaitu 0,90.

2) Panjang Efektif

Berdasarkan SNI 1729:2015, faktor panjang efektif (K) untuk perhitungan kelangsingan komponen struktur diambil sebesar 1,0. Untuk komponen struktur yang dirancang berdasarkan tekan, rasio kelangsingan efektif (KL/r) sebaiknya tidak melebihi 200.

Panjang efektif (K) = 1

Panjang batang (L) = 5680,93 mm

Radius girasi (r) = 117,16 mm

Rasio kelangsingan efektif $= \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 5680{,}93}{117{,}16} = 48{,}49 < 200$...✓ OK!

3) Tekuk-Lentur

Tekuk lentur dipengaruhi oleh kelangsingian efektif elemen. Kekuatan tekannya ditentukan oleh tegangan kritis (F_{cr}) penampang. Nilai tegangan kritis diturunkan dari teori tekuk Euler. Tekuk akan terjadi pada sumbu penampang yang memberikan nilai kelangsingan yang besar, yaitu pada sumbu yang memiliki nilai momen inersia yang kecil, atau sumbu yang memiliki jari-jari girasi yang kecil. Perhitungan tekuk lentur ialah sebagai berikut.

Rasio kelangsingan efektif $= \frac{KL}{r}$

$= \frac{1 \times 5680{,}93}{117{,}16}$

$= 48{,}49$

$4{,}71\sqrt{\frac{E}{fy}}$ $= 4{,}71\sqrt{\frac{200000}{345}}$

$= 113{,}45$

Ternyata $\frac{KL}{r} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{fy}}$, maka menurut SNI 1729:2015 terjadi tekuk lentur inelastis.

Tegangan tekuk Euler (F_e) $= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$

$= \frac{\pi^2 \times 200000}{\left(\frac{1 \times 5680{,}93}{117{,}16}\right)^2}$

$= 839{,}53$ MPa

Tegangan kritis tekuk lentur inelastis (F_{cr}) $= \left[0{,}658^{\frac{Fy}{Fe}}\right] \times \text{Fy}$

$= \left[0{,}658^{\frac{345}{839{,}53}}\right] \times 345$

$= 290{,}30$ MPa

4) Tekuk-Torsi

Tekuk torsi terjadi dengan berputarnya penampang sepanjang sumbu longitudinal batang. Perhitungan penampang W14X665 pada BC-1 sebagai komponen struktur simetri ganda menurut SNI 1729:2015 dapat dilihat di bawah ini.

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

$= \left[\frac{\pi^2 \times 200000 \times 215054809531129}{(1 \times 5680{,}93)^2} + (77200 \times 506112565)\right] \frac{1}{1733980763 + 4549191270}$

$= 8311{,}94$ MPa

$\frac{Fy}{Fe}$ $= \frac{345}{8311,94}$

= 0,04 < 2,25 ... terjadi tekuk torsi inelastis ✓

Maka, tegangan kritis tekuk torsi inelastis yang terjadi adalah sebagai berikut.

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

$= [0,658^{0,04}] \times 345$

= 338,81 MPa

5) Kuat Tekan Nominal

Bersumber pada ketentuan umum di atas, kekuatan tekan nominal (P_n) harus diambil dari nilai terendah pada tegangan kritis keadaan tekuk lentur atau tekuk torsi.

F_{cr} tekuk lentur = 290,30 MPa

F_{cr} tekuk torsi = 338,81 MPa

Karena F_{cr} tekuk lentur < F_{cr} tekuk torsi maka tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur, dengan nilai tegangan kritis yang dipakai untuk menghitung kekuatan tekan nominal yaitu 290,30 MPa.

Kuat tekan nominal (P_n) = Fcr × Ag

$= 290,30 \times 126451,36$

= 36708848,28 N

= 36708,85 kN

Kuat tekan desain (ΦP_n) = 0,9 x 36708,85

= 33037,96 kN

Pengecekan kapasitas penampang profil W14X665 pada BC-1 diperlukan agar mengetahui apakah mampu menahan beban gaya tekan ultimate.

P_u < ΦP_n

12115,79 kN < 33037,96 kN ... ✓ AMAN!

Ternyata, gaya tekan maksimum lebih kecil daripada kekuatan tekan nominal penampang. Sehingga, profil W14X665 pada BC-1 dinyatakan aman terhadap gaya tekan yang terjadi dengan rasio $\frac{Pu}{\emptyset Pn}$ = 0,37.

c. Perhitungan Komponen Struktur Lentur

1) Ketentuan Umum

Diketahui bahwa profil W14X665 pada BC-1 merupakan komponen struktur profil I simetris ganda dengan penampang kompak pada kedua bagiannya (bagian sayap dan badan). Oleh sebab itu, pemilihan untuk penerapan profil berdasarkan Tabel 3.10. adalah Bab F2. Kekuatan lentur desain ($\Phi_b M_n$) ditentukan oleh kekuatan lentur nominal (M_n) harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh (momen plastis) dan tekuk torsi-lateral, dengan nilai faktor ketahanan lentur (Φ_b) yaitu 0,90.

2) Kondisi Leleh

Ketika semua daerah dalam penampang melampaui regangan lelehnya, dan dinamakan kondisi plastis. Tahanan momen nominal dalam kondisi ini dinamakan momen plastis M_p, yang besarnya didefenisikan sebagai tegangan leleh dikali modulus penampang plastis. Adapaun momen yang dipertimbangkan yakni momen arah sumbu lemah.

Kuat lentur plastis M_p ialah momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh, harus diambil yang lebih kecil dari f_y x Z atau 1,5 M_y. Berikut adalah perhitungan menentukan batas momen plastis.

Momen leleh (M_y) $= \text{fy} \times S_y$

$= 345 \times 7743236$

= 2669387692 Nmm

= 2669,39 kNm

1,5 M_y $= 1{,}5\ (\text{fy} \times S_y)$

$= 1{,}5\ (345 \times 7743236)$

= 4004081538 Nmm

= 4004,08 kNm

Momen plastis (M_p) $= \text{fy} \times Z_y$

$= 345 \times 11950575{,}89$

= 4119817632 Nmm

= 4119,82 kNm

Momen batas tekuk (M_r) $= S_y\ (\text{fy} - \text{fr})$

$= 7743236\ (345 - 70)$

= 2127361172 Nmm

= 2127,36 kNm

Ternyata 1,5 $M_y < M_p$, sehingga kuat lentur plastis M_p = 4004.08 kNm. Oleh karena itu, momen nominal kondisi leleh ialah sebesar $M_n = M_p$ = 4004.08 kNm.

3) Tekuk Torsi-Lateral

Tekuk torsi lateral terjadi ketika beban yang diberikan menyebabkan perpindahan lateral dan puntiran pada elemen struktur. Terjadi tidaknya tekuk lateral ditentukan dari panjang bentang elemen struktur. Klasifikasi panjang bentang penampang antara lain:

- Bentang pendek ($L_b \leq L_p$)
- Bentang menengah ($L_p < L_b \leq L_r$)
- Bentang panjang ($L_b > L_r$)

Dimana L_b merupakan panjang bentang profil, serta L_p dan L_r masing-masing merupakan batas panjang bentang pendek dan menengah. Berdasarkan SNI 1729:2015, berikut ini adalah klasifikasi panjang bentang profil W14X665 pada BC-1.

L_b = 5680,93 mm

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

$= 1{,}76 \times 117{,}1585 \times \sqrt{\frac{200000}{345}}$

= 4966,57 mm

Koefisien c (c) = 1

Konstanta pilin (C_w) = 215054809531129 mm^6

Radius girasi efektif (r_{ts}^2) $= \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$

$= \frac{\sqrt{4549191270 \times 215054809531129}}{18780000}$

Radius girasi efektif (r_{ts}) $= \sqrt{52667{,}91}$

= 229,49 mm

Konstanta torsi (J) = 506112565 mm^4

$L_r = 1{,}95 r_{ts} \frac{E}{0{,}7\, F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6{,}76 \left(\frac{0{,}7 F_y}{E}\right)^2}}$

$= 1{,}95 \times 229{,}49 \times \frac{200000}{0{,}7 \times 345}$

$\times \sqrt{\frac{506112565 \times 1}{18780000 \times 434{,}848} + \sqrt{\left(\frac{506112565 \times 1}{18780000 \times 434{,}848}\right)^2 + 6{,}76 \left(\frac{0{,}7 \times 345}{200000}\right)^2}}$

= 130620,53 mm

L_p	<	L_b	≤	L_r
4966,57 mm	<	5680,93 mm	≤	130620,53 mm

Dari perhitungan di atas, ternyata penampang profil W14X665 pada BC-1 tergolong bentang menengah. Untuk komponen struktur yang memenuhi kriteria bentang menengah, kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur ialah sesuai Persamaan 3.18., yaitu $M_n \leq M_p$. Adapun koefisien pengali momen (C_b) ditentukan sebagai berikut.

Momen maksimum (M_u) = 2677282600 Nmm
Momen pada ¼ bentang (M_A) = 854368100 Nmm
Momen pada ½ bentang (M_B) = 1460166400 Nmm
Momen pada ¾ bentang (M_C) = 2065964000 Nmm

$$C_b = \frac{12{,}5M_u}{2{,}5M_u+3M_A+4M_B+3M_C}$$
$$= \frac{12{,}5\times 2677282600}{2{,}5\times 2677282600 + 3\times 854368100 + 4\times 1460166400 + 3\times 2065964000}$$
$$= 1{,}57$$

$$M_p = 4004081538 \text{ Nmm}$$
$$= 4004{,}08 \text{ kNm}$$

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p 0{,}7F_yS_y\right)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right] \leq M_p$$
$$= 1{,}57\ [4004081538 - (4004081538 \times 0{,}7 \times 345 \times 7743236) \times \left(\frac{5680{,}93-4966{,}57}{130620{,}53-4966{,}57}\right)]$$
$$= 16694662{,}13 \text{ Nmm}$$
$$= 16{,}69 \text{ kNm} \leq M_p = 4004{,}08 \text{ kNm} \text{ ... sesuai } \checkmark$$

Oleh karena nilai $M_n \leq M_p$, maka nilai momen nominal tekuk lateral yang dipakai ialah $M_n = M_p$ = 4004.08 kNm.

4) Kuat Lentur Nominal

Setelah melakukan perhitungan komponen struktur lentur di atas, langkah selanjutnya ialah memilih momen nominal yang paling menentukan dari masing-masing kondisi batas.

M_n berdasarkan kondisi leleh = 4004,08 kNm
M_n berdasarkan tekuk torsi lateral = 4004,08 kNm
M_n yang paling menentukan (M_n pakai) = 4004,08 kNm

Sehingga,
Kuat lentur nominal (M_n) = 4004,08 kNm
Kuat lentur desain (ΦM_n) = 0,9 x 4004,08
= 3603,67 kNm

Pengecekan kapasitas penampang profil W14X665 pada BC-1 diperlukan agar mengetahui apakah mampu menahan beban gaya lentur ultimate.

M_u < ΦM_n
2677,28 kNm < 3603,67 kNm ... ✓ AMAN!

Ternyata, momen lentur maksimum lebih kecil daripada kekuatan lentur nominal penampang. Sehingga, profil W14X665 pada BC-1 dinyatakan aman terhadap momen lentur yang terjadi dengan rasio $\frac{Mu}{\emptyset Mn}$ = 0,74.

d. Interaksi Gaya Aksial dan Lentur

Komponen struktur yang menahan gaya aksial dan lentur harus direncanakan memenuhi kententuan pada Bab H SNI 1729:2015. Adapun profil W14X665 pada BC-1 merupakan komponen struktur simetris ganda yang menahan gaya lentur dan aksial, sehingga ketentuannya mengacu pada Pasal H1.1 SNI 1729:2015.

Kekuatan lentur perlu (M_u) = 2677,28 kNm

Kekuatan lentur tersedia (ΦM_n) = 3603,67 kNm

Kekuatan aksial perlu (P_u) = 12115,79kN

Kekuatan aksial tersedia (ΦP_n) = 33037,96 kN

Rasio kekuatan aksial $= \frac{Pu}{\emptyset Pn}$

$= \frac{12115,79}{33037,96}$

$= 0,73 \geq 0,2$

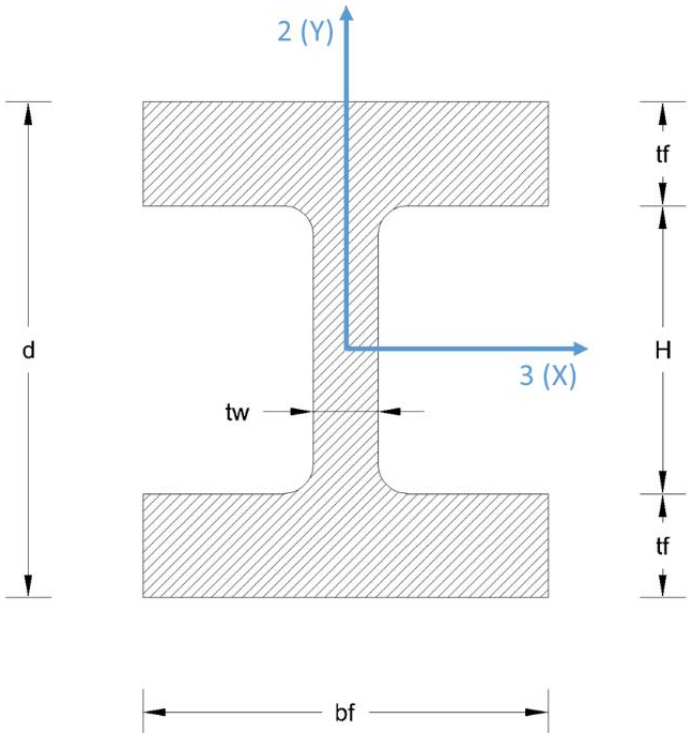
Karena rasio kekuatan aksial lebih besar dari 0,2, maka persamaan dan batasan yang digunakan untuk interaksi gaya aksial dan lentur adalah sebagai berikut.

$$\frac{Pu}{\emptyset Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mux}{\emptyset Mnx} + \frac{Muy}{\emptyset Mny}\right) = \frac{12115,79}{33037,96} + \frac{8}{9}\left(\frac{2677,28}{3603,67}\right) = 1,0 \leq 1,0 \text{ ... OK! } \checkmark$$

Nilai interaksi gaya aksial dan lentur diperoleh sama dengan atau kurang dari satu. Hasil tersebut menyatakan bahwa struktur penampang profil W14X665 pada BC-1 tidak mengalami *overstress* serta kapasitasnya mampu menahan gaya aksial dan momen yang terjadi, sehingga penampang profil W14X665 pada BC-1 dapat dikatakan aman.

2. Kontrol Desain Penampang Profil Batang Atas (TC)

Pengecekan keamanan penampang profil batang atas (*top chords*) dilakukan pada segmen TC-1. Berdasarkan hasil analisis program SAP2000 v.20 diperoleh gaya aksial tekan maksimum sebesar -1675,24 kN dan momen maksimum sebesar -2959,92 kNm (M2). Penampang profil baja yang digunakan ialah W14X665, detailnya dapat dilihat sebagai berikut.



Gambar 5. 47. Penampang Profil W14X665

Data-data yang diperlukan untuk kontrol desain penampang profil yaitu properti dan geometri penampang W14X665, beserta hasil analisisnya. Data-data tersebut dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5. 22. Properti Penampang W14X665 pada TC-1

Properti Penampang		**Nilai**	**Satuan**
Modulus elastisitas baja	*E*	200000	MPa
Modulus elastis geser baja	*G*	77200	MPa
Tegangan leleh	*fy*	50	ksi
		345	MPa
Tegangan residu	*fr*	70	MPa

Tabel 5. 23. Geometri Penampang W14X455 pada TC-1

Geometri Penampang		**Nilai**	**Satuan**
Tinggi total profil	d	549,656	mm
Tebal badan	t_w	71,882	mm
Lebar sayap	b_f	448,31	mm
Tebal sayap	t_f	114,808	mm
Tinggi badan	h	320,04	mm
Jarak antara titik berat sayap	h_o	434,848	mm
Luas penampang	Ag	126451,36	mm^2
Inersia sb, X	I_x	1066000000	mm^4
Inersia sb, Y	I_y	2993000000	mm^4
Radius girasi sb, X	r_x	202,0303	mm
Radius girasi sb, Y	r_y	117,1585	mm
Modulus elastis penampang sb, X	S_x	18780000	mm^3
Modulus elastis penampang sb, Y	S_y	7743236	mm^3
Modulus plastis penampang sb, X	Z_x	15338292	mm^3
Modulus plastis penampang sb, Y	Z_y	7669146	mm^3
Konstanta pilin	C_w	141488674957568,00	mm^6
Konstanta torsi	J	506112565,05	mm^4

Tabel 5. 24. Hasil Analisis Penampang W14X455 pada TC-1

Hasil Analisis		**Nilai**	**Satuan**
Gaya aksial maksimum	P_u	1675,24	kN
Momen maksimum	M_u	2959,92	kNm
Panjang bentang profil	L_b	5,40607	m
		5406,07	mm
Momen pada 1/4 L	M_A	1972,3572	kNm
Momen pada 1/2 L	M_B	948,7908	kNm
Momen pada 3/4 L	M_C	4,3292	kNm

a. Klasifikasi Penampang Profil

1) Klasifikasi Kelangsingan Penampang

Kelangsingan adalah rasio antara ketebalan sayap atau badan terhadap lebarnya. Untuk kondisi tekan, penampang digolongkan sebagai elemen-tidak-langsing atau elemen-langsing. Penampang dengan elemen langsing, rasio tebal-terhadap-lebar (λ) melebihi dari batasan rasio (λ_r) yang ditentukan pada Tabel 3.7.. Jika rasio tersebut kurang dari batasannya, maka disebut dengan penampang tidak langsing.

- Batasan rasio

Sayap $= 0{,}56\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}56\sqrt{\frac{200000}{345}} = 13{,}49$

Badan $= 1{,}49\sqrt{\frac{E}{fy}} = 1{,}49\sqrt{\frac{200000}{345}} = 35{,}89$

- Rasio tebal-lebar

Sayap $= \frac{\left(\frac{1}{2}b_f\right)}{t_f}$

$= \frac{\left(\frac{1}{2}\times 427{,}61\right)}{81{,}53}$

$= 2{,}62 < 13{,}49$ ...maka, penampang tidak langsing ✓

Badan $= \frac{d-\left(2t_f\right)}{t_w}$

$= \frac{320{,}04}{51{,}181}$

$= 6{,}25 < 35{,}89$ ...maka, penampang tidak langsing ✓

Klasifikasi kelangsingan penampang W14X665 pada TC-1 merupakan penampang tidak langsing.

2) Klasifikasi Kekompakan Penampang

Komponen struktur yang menahan lentur, kekompakan penampangnya terbagi atas dua kategori yaitu penampang kompak dan tidak kompak. Untuk penampang kompak, sayap-sayapnya harus menyatu dengan bagian badan, dan rasio tebal-terhadap-lebar (λ) tidak boleh melebihi batas kelangsingan elemen kompak (λ_p) dari Tabel 3.8.. Sedangkan bila rasio tebal-terhadap-lebar (λ) melebihi λ_p tetapi tidak melebihi batas kelangsingan untuk elemen tidak kompak (λ_r) dari Tabel 3.8., maka disebut penampang tidak kompak.

- Batasan elemen kompak (λ_p)

  Sayap $= 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{345}} = 9{,}15$

  Badan $= 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{345}} = 90{,}56$

- Batasan elemen tidak kompak (λ_r)

  Sayap $= 1{,}00\sqrt{\frac{E}{fy}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000}{345}} = 24{,}09$

  Badan $= 5{,}70\sqrt{\frac{E}{fy}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000}{345}} = 137{,}29$

- Rasio tebal-lebar (λ)

  Sayap $= \frac{\left(\frac{1}{2}b_f\right)}{t_f}$

  $= \frac{\left(\frac{1}{2}\times 427{,}61\right)}{81{,}53}$

  $= 2{,}62 < \lambda_p = 9{,}15$ ... penampang kompak ✓

  Badan $= \frac{d-(2t_f)}{t_w}$

  $= \frac{320{,}04}{51{,}181}$

  $= 6{,}25 < \lambda_p = 90{,}56$ ... penampang kompak ✓

Ternyata, nilai rasio tebal-terhadap-lebar bagian sayap maupun badan tidak melebihi batas kelangsingan elemen kompak. Sehingga penampang W14X665 pada TC-1 merupakan penampang kompak.

b. Perhitungan Komponen Struktur Tekan

1) Ketentuan Umum

Diketahui bahwa profil W14X665 pada TC-1 tergolong penampang tidak langsing (tanpa elemen langsing). Oleh sebab itu, pemilihan untuk penerapan profil berdasarkan Tabel 3.9. adalah Bab E3 dan Bab E4. Kekuatan tekan desain ($\Phi_c P_n$) ditentukan oleh kekuatan tekan nominal (P_n) harus nilai terendah yang diperoleh berdasarkan pada keadaan batas dari tekuk lentur dan tekuk torsi, dengan nilai faktor ketahanan untuk tekan (Φ_c) yaitu 0.90.

2) Panjang Efektif

Berdasarkan SNI 1729:2015, faktor panjang efektif (K) untuk perhitungan kelangsingan komponen struktur diambil sebesar 1,0. Untuk komponen struktur yang dirancang berdasarkan tekan, rasio kelangsingan efektif (KL/r) sebaiknya tidak melebihi 200.

Panjang efektif (K) = 1

Panjang batang (L) = 5406,07 mm

Radius girasi (r) = 117,16 mm

Rasio kelangsingan efektif $= \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 5406{,}07}{117{,}16} = 46{,}14 < 200$...✓ OK!

3) Tekuk-Lentur

Tekuk lentur dipengaruhi oleh kelangsingian efektif elemen. Kekuatan tekannya ditentukan oleh tegangan kritis (F_{cr}) penampang. Nilai tegangan kritis diturunkan dari teori tekuk Euler. Tekuk akan terjadi pada sumbu penampang yang memberikan nilai kelangsingan yang besar, yaitu pada sumbu yang memiliki nilai momen inersia yang kecil, atau sumbu yang memiliki jari-jari girasi yang kecil. Perhitungan tekuk lentur ialah sebagai berikut.

Rasio kelangsingan efektif $= \frac{KL}{r}$

$= \frac{1 \times 5406,07}{117,16}$

$= 46,14$

$4,71\sqrt{\frac{E}{fy}}$ $= 4,71\sqrt{\frac{200000}{345}}$

$= 113,45$

Ternyata $\frac{KL}{r} \leq 4,71\sqrt{\frac{E}{fy}}$, maka menurut SNI 1729:2015 terjadi tekuk lentur inelastis.

Tegangan tekuk Euler (F_e) $= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$

$= \frac{\pi^2 \times 200000}{\left(\frac{1 \times 5406,07}{117,16}\right)^2}$

$= 927,07$ MPa

Tegangan kritis tekuk lentur inelastis (F_{cr}) $= \left[0,658^{\frac{Fy}{Fe}}\right] \times \text{Fy}$

$= \left[0,658^{\frac{345}{927,07}}\right] \times 345$

$= 295,05$ MPa

4) Tekuk-Torsi

Tekuk torsi terjadi dengan berputarnya penampang sepanjang sumbu longitudinal batang. Perhitungan penampang W14X665 pada TC-1 sebagai komponen struktur simetri ganda menurut Pasal E4 SNI 1729:2015 dapat dilihat di bawah ini.

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

$= \left[\frac{\pi^2 \times 200000 \times 215054809531129}{(1 \times 5406,07)^2} + (77200 \times 506112565)\right] \frac{1}{1733980763 + 4549191270}$

$= 11980,33$ MPa

$\frac{Fy}{Fe}$ $= \frac{345}{11980,33}$

= 0,03 < 2,25 ... terjadi tekuk torsi inelastis ✓

Maka, tegangan kritis tekuk torsi inelastis yang terjadi adalah sebagai berikut.

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

$= [0,658^{0,03}] \times 345$

= 340,61 MPa

5) Kuat Tekan Nominal

Bersumber pada ketentuan umum di atas, kekuatan tekan nominal (P_n) harus diambil dari nilai terendah pada tegangan kritis keadaan tekuk lentur atau tekuk torsi.

F_{cr} tekuk lentur = 295,05 MPa

F_{cr} tekuk torsi = 340,61 MPa

Karena F_{cr} tekuk lentur < F_{cr} tekuk torsi maka tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur, dengan nilai tegangan kritis yang dipakai untuk menghitung kekuatan tekan nominal yaitu 295,05 MPa.

Kuat tekan nominal (P_n) = Fcr × Ag

$= 295,05 \times 126451,36$

= 37309447,36 N

= 37309,45 kN

Kuat tekan desain (ΦP_n) = 0,9 x 37309,45

= 33578,50 kN

Pengecekan kapasitas penampang profil W14X665 pada TC-1 diperlukan agar mengetahui apakah mampu menahan beban gaya tekan ultimate.

P_u < ΦP_n

1675,24 kN < 33578,50 kN ... ✓ AMAN!

Ternyata, gaya tekan maksimum lebih kecil daripada kekuatan tekan nominal penampang. Sehingga, profil W14X665 pada TC-1 dinyatakan aman terhadap gaya tekan yang terjadi dengan rasio $\frac{Pu}{\emptyset Pn}$ = 0,05.

c. Perhitungan Komponen Struktur Lentur

1) Ketentuan Umum

Diketahui bahwa profil W14X665 pada TC-1 merupakan komponen struktur profil I simetris ganda dengan penampang kompak pada kedua bagiannya (bagian sayap dan badan). Oleh sebab itu, pemilihan untuk penerapan profil berdasarkan Tabel 3.10. adalah Bab. F2. Kekuatan lentur desain ($\Phi_b M_n$) ditentukan oleh kekuatan lentur nominal (M_n) harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh (momen plastis) dan tekuk torsi-lateral, dengan nilai faktor ketahanan lentur (Φ_b) yaitu 0,90.

2) Kondisi Leleh

Ketika semua daerah dalam penampang melampaui regangan lelehnya, dan dinamakan kondisi plastis. Tahanan momen nominal dalam kondisi ini dinamakan momen plastis M_p, yang besarnya didefenisikan sebagai tegangan leleh dikali modulus penampang plastis. Adapaun momen yang dipertimbangkan yakni momen arah sumbu lemah.

Kuat lentur plastis M_p ialah momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh, harus diambil yang lebih kecil dari f_y x Z atau 1,5 M_y. Berikut adalah perhitungan menentukan batas momen plastis.

Momen leleh (M_y) $= \text{fy} \times S_y$

$= 345 \times 7743236$

= 2669387692 Nmm

= 2669,39 kNm

1,5 M_y $= 1{,}5\ (\text{fy} \times S_y)$

$= 1{,}5\ (345 \times 7743236)$

= 4004081538 Nmm

= 4004,08 kNm

Momen plastis (M_p) $= \text{fy} \times Z_y$

$= 345 \times 11950575{,}89$

= 4119817632 Nmm

= 4119,82 kNm

Momen batas tekuk (M_r) $= S_y\ (\text{fy} - \text{fr})$

$= 7743236\ (345 - 70)$

= 2127361172 Nmm

= 2127,36 kNm

Ternyata 1,5 $M_y < M_p$, sehingga kuat lentur plastis M_p = 4004,08 kNm. Oleh karena itu, momen nominal kondisi leleh ialah sebesar $M_n = M_p$ = 4004,08 kNm.

3) Tekuk Torsi-Lateral

Tekuk torsi lateral terjadi ketika beban yang diberikan menyebabkan perpindahan lateral dan puntiran pada elemen struktur. Terjadi tidaknya tekuk lateral ditentukan dari panjang bentang elemen struktur. Klasifikasi panjang bentang penampang antara lain:

- Bentang pendek ($L_b \leq L_p$)
- Bentang menengah ($L_p < L_b \leq L_r$)
- Bentang panjang ($L_b > L_r$)

Dimana L_b merupakan panjang bentang profil, serta L_p dan L_r masing-masing merupakan batas panjang bentang pendek dan menengah. Berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal F2.2, berikut ini adalah klasifikasi panjang bentang profil W14X665 pada TC-1.

L_b = 5406,07 mm

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

$= 1{,}76 \times 117{,}1585 \times \sqrt{\frac{200000}{345}}$

= 4966,57 mm

Koefisien c (c) = 1

Konstanta pilin (C_w) = 215054809531129 mm^6

Radius girasi efektif (r_{ts}^2) $= \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$

$= \frac{\sqrt{4549191270 \times 215054809531129}}{18780000}$

Radius girasi efektif (r_{ts}) $= \sqrt{52667{,}91}$

= 229,49 mm

Konstanta torsi (J) = 506112565 mm^4

$L_r = 1{,}95 r_{ts} \frac{E}{0{,}7\, F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7F_y}{E}\right)^2}}$

$= 1{,}95 \times 229{,}49 \times \frac{200000}{0{,}7 \times 345}$

$\times \sqrt{\frac{506112565 \times 1}{18780000 \times 434{,}848} + \sqrt{\left(\frac{506112565 \times 1}{18780000 \times 434{,}848}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7 \times 345}{200000}\right)^2}}$

= 130620,53 mm

L_p	<	L_b	≤	L_r
4966,57 mm	<	5406,07 mm	≤	130620,53 mm

Dari perhitungan di atas, ternyata penampang profil W14X665 pada TC-1 tergolong bentang menengah. Untuk komponen struktur yang memenuhi kriteria bentang menengah, kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur ialah sesuai Persamaan 3.18., yaitu $M_n \leq M_p$. Adapun koefisien pengali momen (C_b) ditentukan sebagai berikut.

Momen maksimum (M_u) = 2959923600 Nmm
Momen pada ¼ bentang (M_A) = 1972357200 Nmm
Momen pada ½ bentang (M_B) = 948790800 Nmm
Momen pada ¾ bentang (M_C) = 4329200 Nmm

$$C_b = \frac{12{,}5M_u}{2{,}5M_u+3M_A+4M_B+3M_C}$$
$$= \frac{12{,}5\times 2959923600}{2{,}5\times 2959923600 + 3\times 1972357200 + 4\times 948790800 + 3\times 4329200}$$
$$= 2{,}16$$

$$M_p = 4004081538 \text{ Nmm}$$
$$= 4004{,}08 \text{ kNm}$$

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p 0{,}7F_yS_y\right)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right] \leq M_p$$
$$= 2{,}16\ [4004081538 - (4004081538 \times 0{,}7 \times 345 \times 7743236) \times \left(\frac{5406{,}07-4966{,}57}{130620{,}53-4966{,}57}\right)]$$
$$= 14120426{,}88 \text{ Nmm}$$
$$= 14{,}12 \text{ kNm} \leq M_p = 4004{,}08 \text{ kNm} \text{ ... sesuai } \checkmark$$

Oleh karena nilai $M_n \leq M_p$, maka nilai momen nominal tekuk lateral yang dipakai ialah $M_n = M_p = 4004{,}08$ kNm.

4) Kuat Lentur Nominal

Setelah melakukan perhitungan komponen struktur lentur di atas, langkah selanjutnya ialah memilih momen nominal yang paling menentukan dari masing-masing kondisi batas.

M_n berdasarkan kondisi leleh = 4004,08 kNm
M_n berdasarkan tekuk torsi lateral = 4004,08 kNm
M_n yang paling menentukan (M_n pakai) = 4004,08 kNm

Sehingga,

Kuat lentur nominal (M_n) = 4004,08 kNm
Kuat lentur desain (ΦM_n) = 0,9 x 4004,08
= 3603,67 kNm

Pengecekan kapasitas penampang profil W14X665 pada TC-1 diperlukan agar mengetahui apakah mampu menahan beban gaya lentur ultimate.

M_u < ΦM_n
2959,92 kNm < 3603,67 kNm ... ✓ AMAN!

Ternyata, momen lentur maksimum lebih kecil daripada kekuatan lentur nominal penampang. Sehingga, profil W14X665 pada TC-1 dinyatakan aman terhadap momen lentur yang terjadi dengan rasio $\frac{Mu}{\emptyset Mn}$ = 0,82.

d. Interaksi Gaya Aksial dan Lentur

Komponen struktur yang menahan gaya aksial dan lentur harus direncanakan memenuhi kententuan pada BAB H SNI 1729:2015. Adapun profil W14X665 pada TC-1 merupakan komponen struktur simetris ganda yang menahan gaya lentur dan aksial, sehingga ketentuannya mengacu pada Pasal H1.1 SNI 1729:2015.

Kekuatan lentur perlu (M_u) = 2959,92 kNm

Kekuatan lentur tersedia (ΦM_n) = 3603,67 kNm

Kekuatan aksial perlu (P_u) = 1675,24 kN

Kekuatan aksial tersedia (ΦP_n) = 33578,50 kN

Rasio kekuatan aksial $= \frac{Pu}{\emptyset Pn}$

$= \frac{1675{,}24}{33578{,}50}$

$= 0{,}05 < 0{,}2$

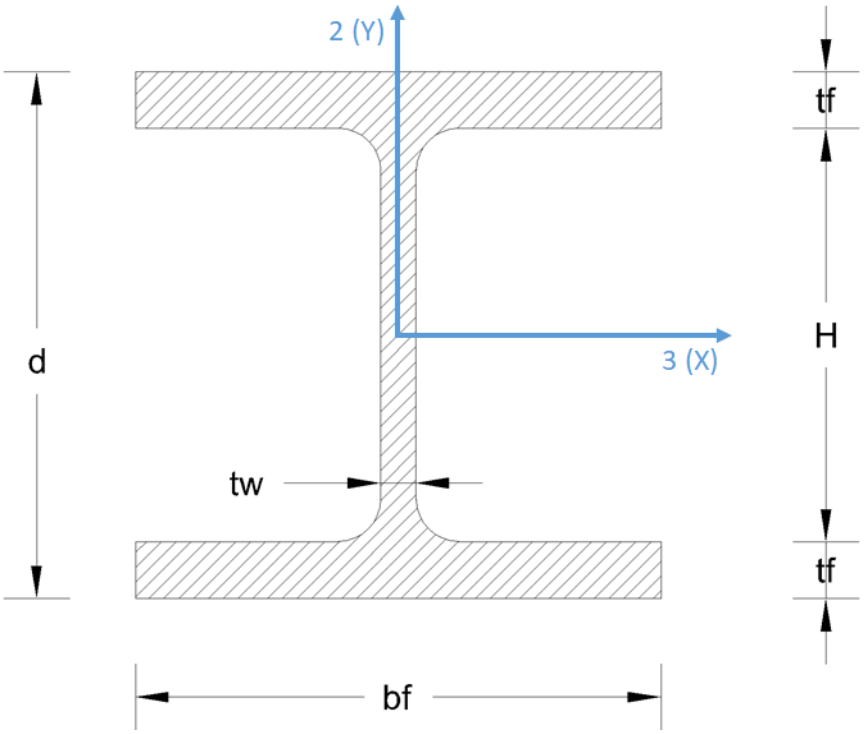
Karena rasio kekuatan aksial kurang dari 0,2, maka persamaan dan batasan yang digunakan untuk interaksi gaya aksial dan lentur adalah sebagai berikut.

$$\frac{Pu}{2\,\emptyset Pn} + \left(\frac{Mux}{\emptyset Mnx} + \frac{Muy}{\emptyset Mny}\right) = \frac{1675{,}24}{2\times 33578{,}50} + \left(\frac{2959{,}92}{3603{,}67}\right) = 0{,}85 \leq 1{,}0 \text{ ... OK! } \checkmark$$

Nilai interaksi gaya aksial dan lentur diperoleh sama dengan atau kurang dari satu. Hasil tersebut menyatakan bahwa struktur penampang profil W14X665 pada TC-1 tidak mengalami *overstress* serta kapasitasnya mampu menahan gaya aksial dan momen yang terjadi, sehingga penampang profil W14X665 pada TC-1 dapat dikatakan aman.

3. Kontrol Desain Penampang Profil Batang Diagonal (DC)

Pengecekan keamanan penampang profil batang diagonal (*diagonal chords*) dilakukan pada segmen DC-1. Berdasarkan hasil analisis program SAP2000 v.20 diperoleh gaya aksial tekan maksimum sebesar 1632,82 kN dan momen maksimum sebesar 928,67 kNm (M2) . Penampang profil baja yang digunakan ialah W14X233 detailnya dapat dilihat sebagai berikut.



Gambar 5. 48. Penampang Profil W14X233

Data-data yang diperlukan untuk kontrol desain penampang profil yaitu properti dan geometri penampang W14X233, beserta hasil analisisnya. Data-data tersebut dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5. 25. Properti Penampang W14X233 pada DC-1

Properti Penampang		**Nilai**	**Satuan**
Modulus elastisitas baja	*E*	200000	MPa
Modulus elastis geser baja	*G*	77200	MPa
Tegangan leleh	*fy*	50	ksi
		345	MPa
Tegangan residu	*fr*	70	MPa

Tabel 5. 26. Geometri Penampang W14X233 pada DC-1

Geometri Penampang		**Nilai**	**Satuan**
Tinggi total profil	d	407,416	mm
Tebal badan	t_w	27,178	mm
Lebar sayap	b_f	403,606	mm
Tebal sayap	t_f	43,688	mm
Tinggi badan	h	320,04	mm
Jarak antara titik berat sayap	h_o	363,728	mm
Luas penampang	Ag	44193,46	mm^2
Inersia sb, X	I_x	478700000	mm^4
Inersia sb, Y	I_y	1178823464	mm^4
Radius girasi sb, X	r_x	168,3727	mm
Radius girasi sb, Y	r_y	104,0728	mm
Modulus elastis penampang sb, X	S_x	6150257	mm^3
Modulus elastis penampang sb, Y	S_y	2371947,5	mm^3
Modulus plastis penampang sb, X	Z_x	6364415,998	mm^3
Modulus plastis penampang sb, Y	Z_y	3617438,495	mm^3
Konstanta pilin	C_w	38989013743692,90	mm^6
Konstanta torsi	J	24870312,34	mm^4

Tabel 5. 27. Hasil Analisis Penampang W14X455 pada TC-1

Hasil Analisis		**Nilai**	**Satuan**
Gaya aksial maksimum	P_u	1632,82	kN
Momen maksimum	M_u	928,67	kNm
Panjang bentang profil	L_b	5,78286	m
		5782,86	mm
Momen pada 1/4 L	M_A	823,6333	kNm
Momen pada 1/2 L	M_B	737,2623	kNm
Momen pada 3/4 L	M_C	641,2291	kNm

a. Klasifikasi Penampang Profil

1) Klasifikasi Kelangsingan Penampang

Kelangsingan adalah rasio antara ketebalan sayap atau badan terhadap lebarnya. Untuk kondisi tekan, penampang digolongkan sebagai elemen-tidak-langsing atau elemen-langsing. Penampang dengan elemen langsing, rasio tebal-terhadap-lebar (λ) melebihi dari batasan rasio (λ_r) yang ditentukan pada Tabel 3.7.. Jika rasio tersebut kurang dari batasannya, maka disebut dengan penampang tidak langsing.

- Batasan rasio

Sayap $= 0{,}56\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}56\sqrt{\frac{200000}{345}} = 13{,}49$

Badan $= 1{,}49\sqrt{\frac{E}{fy}} = 1{,}49\sqrt{\frac{200000}{345}} = 35{,}89$

- Rasio tebal-lebar

Sayap $= \frac{\left(\frac{1}{2}b_f\right)}{t_f}$

$= \frac{\left(\frac{1}{2}\times 403{,}606\right)}{43{,}688}$

$= 4{,}62 < 13{,}49$...maka, penampang tidak langsing ✓

Badan $= \frac{d-\left(2t_f\right)}{t_w}$

$= \frac{43{,}688}{27{,}178}$

$= 11{,}78 < 35{,}89$...maka,penampang tidak langsing ✓

Klasifikasi kelangsingan penampang W14X233 pada DC-1 merupakan penampang tidak langsing.

2) Klasifikasi Kekompakan Penampang

Komponen struktur yang menahan lentur, kekompakan penampangnya terbagi atas dua kategori yaitu penampang kompak dan tidak kompak. Untuk penampang kompak, sayap-sayapnya harus menyatu dengan bagian badan, dan rasio tebal-terhadap-lebar (λ) tidak boleh melebihi batas kelangsingan elemen kompak (λ_p) dari Tabel 3.8.. Sedangkan bila rasio tebal-terhadap-lebar (λ) melebihi λ_p tetapi tidak melebihi batas kelangsingan untuk elemen tidak kompak (λ_r) dari Tabel 3.8., maka disebut penampang tidak kompak.

- Batasan elemen kompak (λ_p)

  Sayap $= 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{345}} = 9{,}15$

  Badan $= 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{345}} = 90{,}56$

- Batasan elemen tidak kompak (λ_r)

  Sayap $= 1{,}00\sqrt{\frac{E}{fy}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000}{345}} = 24{,}09$

  Badan $= 5{,}70\sqrt{\frac{E}{fy}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000}{345}} = 137{,}29$

- Rasio tebal-lebar (λ)

  Sayap $= \frac{\left(\frac{1}{2}b_f\right)}{t_f}$

  $= \frac{\left(\frac{1}{2}\times 403{,}606\right)}{43{,}688}$

  $= 4{,}62 < \lambda_p = 9{,}15$ ... penampang kompak ✓

  Badan $= \frac{d-(2t_f)}{t_w}$

  $= \frac{43{,}688}{27{,}178}$

  $= 11{,}78 < \lambda_p = 90{,}56$ ... penampang kompak ✓

Ternyata, nilai rasio tebal-terhadap-lebar bagian sayap maupun badan tidak melebihi batas kelangsingan elemen kompak. Sehingga penampang W14X233 pada DC-1 merupakan penampang kompak.

b. Perhitungan Komponen Struktur Tekan

1) Ketentuan Umum

Diketahui bahwa profil W14X233 pada DC-1 tergolong penampang tidak langsing (tanpa elemen langsing). Oleh sebab itu, pemilihan untuk penerapan profil berdasarkan Tabel 3.9. adalah Bab E3 dan Bab E4. Kekuatan tekan desain ($\Phi_c P_n$) ditentukan oleh kekuatan tekan nominal (P_n) harus nilai terendah yang diperoleh berdasarkan pada keadaan batas dari tekuk lentur dan tekuk torsi, dengan nilai faktor ketahanan untuk tekan (Φ_c) yaitu 0.90.

2) Panjang Efektif

Berdasarkan SNI 1729:2015, faktor panjang efektif (K) untuk perhitungan kelangsingan komponen struktur diambil sebesar 1,0. Untuk komponen struktur yang dirancang berdasarkan tekan, rasio kelangsingan efektif (KL/r) sebaiknya tidak melebihi 200.

Panjang efektif (K) = 1

Panjang batang (L) = 5782,86 mm

Radius girasi (r) = 104,07 mm

Rasio kelangsingan efektif $= \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 5782{,}86}{104{,}07} = 55{,}57 < 200$...✓ OK!

3) Tekuk-Lentur

Tekuk lentur dipengaruhi oleh kelangsingian efektif elemen. Kekuatan tekannya ditentukan oleh tegangan kritis (F_{cr}) penampang. Nilai tegangan kritis diturunkan dari teori tekuk Euler. Tekuk akan terjadi pada sumbu penampang yang memberikan nilai kelangsingan yang besar, yaitu pada sumbu yang memiliki nilai momen inersia yang kecil, atau sumbu yang memiliki jari-jari girasi yang kecil. Perhitungan tekuk lentur ialah sebagai berikut.

Rasio kelangsingan efektif $= \frac{KL}{r}$

$= \frac{1 \times 5782,86}{104,07}$

$= 55,57$

$4,71\sqrt{\frac{E}{fy}}$ $= 4,71\sqrt{\frac{200000}{345}}$

$= 113,45$

Ternyata $\frac{KL}{r} \leq 4,71\sqrt{\frac{E}{fy}}$, maka menurut SNI 1729:2015 terjadi tekuk lentur inelastis.

Tegangan tekuk Euler (F_e) $= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$

$= \frac{\pi^2 \times 200000}{\left(\frac{1 \times 5782,86}{104,07}\right)^2}$

$= 639,32$ MPa

Tegangan kritis tekuk lentur inelastis (F_{cr}) $= \left[0,658^{\frac{Fy}{Fe}}\right] \times \text{Fy}$

$= \left[0,658^{\frac{345}{639,32}}\right] \times 345$

$= 275,09$ MPa

4) Tekuk-Torsi

Tekuk torsi terjadi dengan berputarnya penampang sepanjang sumbu longitudinal batang. Perhitungan penampang W14X233 pada DC-1 sebagai komponen struktur simetri ganda menurut Pasal E4 SNI 1729:2015 dapat dilihat di bawah ini.

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

$= \left[\frac{\pi^2 \times 200000 \times 38989013743692,9}{(1 \times 5782,86)^2} + (77200 \times 24870312)\right] \frac{1}{478700000 + 1178823464}$

$= 2546,79$ MPa

$\frac{Fy}{Fe}$ $= \frac{345}{2546,79}$

= 0,14 < 2,25 ... terjadi tekuk torsi inelastis ✓

Maka, tegangan kritis tekuk torsi inelastis yang terjadi adalah sebagai berikut.

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

$= [0,658^{0,14}] \times 345$

= 325,75 MPa

5) Kuat Tekan Nominal

Bersumber pada ketentuan umum di atas, kekuatan tekan nominal (P_n) harus diambil dari nilai terendah pada tegangan kritis keadaan tekuk lentur atau tekuk torsi.

F_{cr} tekuk lentur = 275,09 MPa

F_{cr} tekuk torsi = 325,75 MPa

Karena F_{cr} tekuk lentur < F_{cr} tekuk torsi maka tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur, dengan nilai tegangan kritis yang dipakai untuk menghitung kekuatan tekan nominal yaitu 275,09 MPa.

Kuat tekan nominal (P_n) = Fcr × Ag

$= 275,09 \times 86451,44$

= 12157099,12 N

= 12157,10 kN

Kuat tekan desain (ΦP_n) = 0,9 x 12157,10

= 10941,39 kN

Pengecekan kapasitas penampang profil W14X233 pada DC-1 diperlukan agar mengetahui apakah mampu menahan beban gaya tekan ultimate.

P_u < ΦP_n

1632,82 kN < 10941,39 kN ... ✓ AMAN!

Ternyata, gaya tekan maksimum lebih kecil daripada kekuatan tekan nominal penampang. Sehingga, profil W14X233 pada DC-1 dinyatakan aman terhadap gaya tekan yang terjadi dengan rasio $\frac{Pu}{\emptyset Pn}$ = 0,15.

c. Perhitungan Komponen Struktur Lentur

1) Ketentuan Umum

Diketahui bahwa profil W14X455 pada TC-1 merupakan komponen struktur profil I simetris ganda dengan penampang kompak pada kedua bagiannya (bagian sayap dan badan). Oleh sebab itu, pemilihan untuk penerapan profil berdasarkan Tabel 3.10. adalah Bab. F2. Kekuatan lentur desain ($\Phi_b M_n$) ditentukan oleh kekuatan lentur nominal (M_n) harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh (momen plastis) dan tekuk torsi-lateral, dengan nilai faktor ketahanan lentur (Φ_b) yaitu 0,90.

2) Kondisi Leleh

Ketika semua daerah dalam penampang melampaui regangan lelehnya, dan dinamakan kondisi plastis. Tahanan momen nominal dalam kondisi ini dinamakan momen plastis M_p, yang besarnya didefenisikan sebagai tegangan leleh dikali modulus penampang plastis. Adapaun momen yang dipertimbangkan yakni momen arah sumbu lemah.

Kuat lentur plastis M_p ialah momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh, harus diambil yang lebih kecil dari f_y x Z atau 1,5 M_y. Berikut adalah perhitungan menentukan batas momen plastis.

Momen leleh (M_y) $= \text{fy} \times S_y$

$= 345 \times 2371947{,}50$

= 2120227298 Nmm

= 2120,23 kNm

1,5 M_y $= 1{,}5\ (\text{fy} \times S_y)$

$= 1{,}5\ (345 \times 2371947{,}50)$

= 1226550655,88 Nmm

= 1226,55 kNm

Momen plastis (M_p) $= \text{fy} \times Z_y$

$= 345 \times 3617438$

= 1247068511,90 Nmm

= 1247,07 kNm

Momen batas tekuk (M_r) $= S_y\ (\text{fy} - \text{fr})$

$= 2371947{,}50\ (345 - 70)$

= 651664112,26 Nmm

= 651,66 kNm

Ternyata 1,5 $M_y < M_p$, sehingga kuat lentur plastis M_p = 1226,55 kNm. Oleh karena itu, momen nominal kondisi leleh ialah sebesar $M_n = M_p$ = 1226,55 kNm.

3) Tekuk Torsi-Lateral

Tekuk torsi lateral terjadi ketika beban yang diberikan menyebabkan perpindahan lateral dan puntiran pada elemen struktur. Terjadi tidaknya tekuk lateral ditentukan dari panjang bentang elemen struktur. Klasifikasi panjang bentang penampang antara lain:

- Bentang pendek ($L_b \leq L_p$)
- Bentang menengah ($L_p < L_b \leq L_r$)
- Bentang panjang ($L_b > L_r$)

Dimana L_b merupakan panjang bentang profil, serta L_p dan L_r masing-masing merupakan batas panjang bentang pendek dan menengah. Berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal F2.2, berikut ini adalah klasifikasi panjang bentang profil W14X233 pada DC-1.

L_b = 5782,86 mm

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

$= 1{,}76 \times 104{,}07 \times \sqrt{\frac{200000}{345}}$

= 4411,85 mm

Koefisien c (c) = 1

Konstanta pilin (C_w) = 38989013743692,90 mm^6

Radius girasi efektif (r_{ts}^2) $= \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$

$= \frac{\sqrt{1178823464 \times 38989013743692{,}90}}{6150257}$

Radius girasi efektif (r_{ts}) $= \sqrt{34857{,}98}$

= 186,71 mm

Konstanta torsi (J) = 24870312,34 mm^4

$L_r = 1{,}95 r_{ts} \frac{E}{0{,}7\, F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7F_y}{E}\right)^2}}$

$= 1{,}95 \times 104{,}07 \times \frac{200000}{0{,}7 \times 345}$

$\times \sqrt{\frac{24870312{,}34 \times 1}{6150257 \times 363{,}73} + \sqrt{\left(\frac{24870312{,}34 \times 1}{6150257 \times 363{,}73}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7 \times 345}{200000}\right)^2}}$

= 45430,55 mm

L_p	<	L_b	≤	L_r
4411,85 mm	<	5782,86 mm	≤	45430,55 mm

Dari perhitungan di atas, ternyata penampang profil W14X233 pada DC-1 tergolong bentang menengah. Untuk komponen struktur yang memenuhi kriteria bentang menengah, kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur ialah sesuai Persamaan 3.18., yaitu $M_n \leq M_p$. Adapun koefisien pengali momen (C_b) ditentukan sebagai berikut.

Momen maksimum (M_u) = 928666500 Nmm
Momen pada ¼ bentang (M_A) = 823633300 Nmm
Momen pada ½ bentang (M_B) = 737262300 Nmm
Momen pada ¾ bentang (M_C) = 641229100 Nmm

$$C_b = \frac{12{,}5M_u}{2{,}5M_u+3M_A+4M_B+3M_C}$$
$$= \frac{12{,}5\times 928666500}{2{,}5\times 928666500 + 3\times 823633300 + 4\times 737262300 + 3\times 641229100}$$
$$= 1{,}20$$

M_p = 1226550656 Nmm
= 1226,55 kNm

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p 0{,}7F_yS_y\right)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right] \leq M_p$$
$$= 1{,}20\ [1226550656 - (1226550656 \times 0{,}7 \times 345 \times 2371947{,}50) \times \left(\frac{5782{,}86-4411{,}85}{45430{,}55-4411{,}85}\right)]$$
= 22977703,36 Nmm
= 22,98 kNm ≤ M_p = 1226,55 kNm ... sesuai ✓

Oleh karena nilai $M_n \leq M_p$, maka nilai momen nominal tekuk lateral yang dipakai ialah $M_n = M_p$ = 1226,55 kNm.

4) Kuat Lentur Nominal

Setelah melakukan perhitungan komponen struktur lentur di atas, langkah selanjutnya ialah memilih momen nominal yang paling menentukan dari masing-masing kondisi batas.

M_n berdasarkan kondisi leleh = 1226,55 kNm
M_n berdasarkan tekuk torsi lateral = 1226,55 kNm
M_n yang paling menentukan (M_n pakai) = 1226,55 kNm

Sehingga,

Kuat lentur nominal (M_n) = 1226,55 kNm
Kuat lentur desain (ΦM_n) = 0,9 x 1226,55
= 1103,90 kNm

Pengecekan kapasitas penampang profil W14X233 pada DC-1 diperlukan agar mengetahui apakah mampu menahan beban gaya lentur ultimate.

M_u < ΦM_n
928,67 kNm < 1103,90 kNm ... ✓ AMAN!

Ternyata, momen lentur maksimum lebih kecil daripada kekuatan lentur nominal penampang. Sehingga, profil W14X233 pada DC-1 dinyatakan aman terhadap momen lentur yang terjadi dengan rasio $\frac{Mu}{\emptyset Mn}$ = 0,84.

d. Interaksi Gaya Aksial dan Lentur

Komponen struktur yang menahan gaya aksial dan lentur harus direncanakan memenuhi kententuan pada BAB H SNI 1729:2015. Adapun profil W14X233 pada DC-1 merupakan komponen struktur simetris ganda yang menahan gaya lentur dan aksial, sehingga ketentuannya mengacu pada Pasal H1.1 SNI 1729:2015.

Kekuatan lentur perlu (M_u) = 928,67 kNm

Kekuatan lentur tersedia (ΦM_n) = 1103,90 kNm

Kekuatan aksial perlu (P_u) = 1632,82 kN

Kekuatan aksial tersedia (ΦP_n) = 10941,39 kN

Rasio kekuatan aksial $= \frac{Pu}{\emptyset Pn}$

$= \frac{1675{,}24}{22554{,}26}$

$= 0{,}15 < 0{,}2$

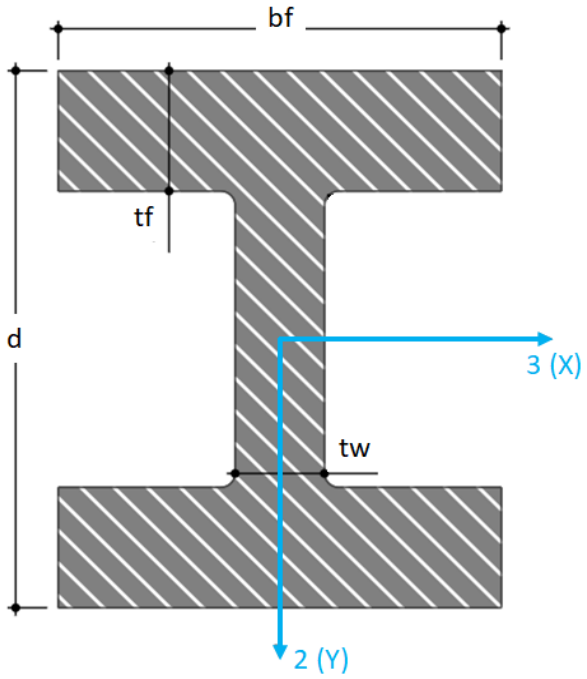
Karena rasio kekuatan aksial kurang dari 0,2, maka persamaan dan batasan yang digunakan untuk interaksi gaya aksial dan lentur adalah sebagai berikut.

$$\frac{Pu}{2\,\emptyset Pn} + \left(\frac{Mux}{\emptyset Mnx} + \frac{Muy}{\emptyset Mny}\right) = \frac{1675{,}24}{2\times 22554{,}26} + \left(\frac{928{,}67}{1103{,}90}\right) = 0{,}91 \leq 1{,}0 \text{ ... OK! } \checkmark$$

Nilai interaksi gaya aksial dan lentur diperoleh sama dengan atau kurang dari satu. Hasil tersebut menyatakan bahwa struktur penampang profil W14X233 pada DC-1 tidak mengalami *overstress* serta kapasitasnya mampu menahan gaya aksial dan momen yang terjadi, sehingga penampang profil W14X233 pada DC-1 dapat dikatakan aman.

4. Kontrol Desain Penampang Profil Batang Tegak (VC)

Pengecekan keamanan penampang profil batang tegak (*vertical chords*) dilakukan pada segmen VC-1. Berdasarkan hasil analisis program SAP2000 v.20 diperoleh gaya aksial tekan maksimum sebesar -1586,26 kN dan momen maksimum sebesar -337,31 kNm (M2) . Penampang profil baja yang digunakan ialah W14X808 detailnya dapat dilihat sebagai berikut.



Gambar 5. 49. Penampang Profil W14X808

Data-data yang diperlukan untuk kontrol desain penampang profil yaitu properti dan geometri penampang W14X808, beserta hasil analisisnya. Data-data tersebut dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 5. 28. Properti Penampang W14X808 pada VC-1

Properti Penampang		Nilai	Satuan
Modulus elastisitas baja	*E*	200000	MPa
Modulus elastis geser baja	*G*	77200	MPa
Tegangan leleh	*fy*	50	ksi
		345	MPa
Tegangan residu	*fr*	70	MPa

Tabel 5. 29. Geometri Penampang W14X808 pada VC-1

Geometri Penampang		Nilai	Satuan
Tinggi total profil	d	579,12	mm
Tebal badan	t_w	95	mm
Lebar sayap	b_f	472,44	mm
Tebal sayap	t_f	130,05	mm
Tinggi badan	h	319,02	mm
Jarak antara titik berat sayap	h_o	449,07	mm
Luas penampang	Ag	152902,92	mm^2
Inersia sb, X	I_x	2293000000	mm^4
Inersia sb, Y	I_y	5081851123,46	mm^4
Radius girasi sb, X	r_x	208,70	mm
Radius girasi sb, Y	r_y	122,47	mm
Modulus elastis penampang sb, X	S_x	22999389	mm^3
Modulus elastis penampang sb, Y	S_y	9708895	mm^3
Modulus plastis penampang sb, X	Z_x	25998063,85	mm^3
Modulus plastis penampang sb, Y	Z_y	15190808	mm^3
Konstanta pilin	C_w	256208716712906	mm^6
Konstanta torsi	J	821058714,22	mm^4

Tabel 5. 30. Hasil analisis penampang W14X808 pada VC-1

Hasil Analisis		Nilai	Satuan
Gaya aksial maksimum	P_u	1586,26	kN
Momen maksimum	M_u	337,31	kNm
Panjang bentang profil	L_b	4,5	m
		4500	mm
Momen pada 1/4 L	M_A	1552,7030	kNm
Momen pada 1/2 L	M_B	2349,7555	kNm
Momen pada 3/4 L	M_C	3153,9246	kNm

a. Klasifikasi Penampang Profil

1) Klasifikasi Kelangsingan Penampang

Kelangsingan adalah rasio antara ketebalan sayap atau badan terhadap lebarnya. Untuk kondisi tekan, penampang digolongkan sebagai elemen-tidak-langsing atau elemen-langsing. Penampang dengan elemen langsing, rasio tebal-terhadap-lebar (λ) melebihi dari batasan rasio (λ_r) yang ditentukan pada Tabel 3.7.. Jika rasio tersebut kurang dari batasannya, maka disebut dengan penampang tidak langsing.

- Batasan rasio

Sayap $= 0{,}56\sqrt{\frac{E}{fy}}$ $= 0{,}56\sqrt{\frac{200000}{345}}$ $= 13{,}49$

Badan $= 1{,}49\sqrt{\frac{E}{fy}}$ $= 1{,}49\sqrt{\frac{200000}{345}}$ $= 35{,}89$

- Rasio tebal-lebar

Sayap $= \frac{\left(\frac{1}{2}b_f\right)}{t_f}$

$= \frac{\left(\frac{1}{2}\times 472{,}44\right)}{130{,}05}$

$= 1{,}82 < 13{,}49$ ...maka, penampang tidak langsing ✓

Badan $= \frac{d-\left(2t_f\right)}{t_w}$

$= \frac{130{,}05}{95}$

$= 3{,}36 < 35{,}89$ ...maka, penampang tidak langsing ✓

Klasifikasi kelangsingan penampang W14X808 pada VC-1 merupakan penampang tidak langsing.

2) Klasifikasi Kekompakan Penampang

Komponen struktur yang menahan lentur, kekompakan penampangnya terbagi atas dua kategori yaitu penampang kompak dan tidak kompak. Untuk penampang kompak, sayap-sayapnya harus menyatu dengan bagian badan, dan rasio tebal-terhadap-lebar (λ) tidak boleh melebihi batas kelangsingan elemen kompak (λ_p) dari Tabel 3.8.. Sedangkan bila rasio tebal-terhadap-lebar (λ) melebihi λ_p tetapi tidak melebihi batas kelangsingan untuk elemen tidak kompak (λ_r) dari Tabel 3.8., maka disebut penampang tidak kompak.

- Batasan elemen kompak (λ_p)

  Sayap $= 0{,}38\sqrt{\frac{E}{fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{345}} = 9{,}15$

  Badan $= 3{,}76\sqrt{\frac{E}{fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{345}} = 90{,}56$

- Batasan elemen tidak kompak (λ_r)

  Sayap $= 1{,}00\sqrt{\frac{E}{fy}} = 1{,}00\sqrt{\frac{200000}{345}} = 24{,}09$

  Badan $= 5{,}70\sqrt{\frac{E}{fy}} = 5{,}70\sqrt{\frac{200000}{345}} = 137{,}29$

- Rasio tebal-lebar (λ)

  Sayap $= \frac{\left(\frac{1}{2}b_f\right)}{t_f}$

  $= \frac{\left(\frac{1}{2}\times 472{,}44\right)}{130{,}05}$

  $= 1{,}82 < \lambda_p = 9{,}15$ ... penampang kompak ✓

  Badan $= \frac{d-(2t_f)}{t_w}$

  $= \frac{130{,}05}{95}$

  $= 3{,}36 < \lambda_p = 90{,}56$ ... penampang kompak ✓

Ternyata, nilai rasio tebal-terhadap-lebar bagian sayap maupun badan tidak melebihi batas kelangsingan elemen kompak. Sehingga penampang W14X808 pada VC-1 merupakan penampang kompak.

b. Perhitungan Komponen Struktur Tekan

1) Ketentuan Umum

Diketahui bahwa profil W14X808 pada VC-1 tergolong penampang tidak langsing (tanpa elemen langsing). Oleh sebab itu, pemilihan untuk penerapan profil berdasarkan Tabel 3.9. adalah Bab E3 dan Bab E4. Kekuatan tekan desain ($\Phi_c P_n$) ditentukan oleh kekuatan tekan nominal (P_n) harus nilai terendah yang diperoleh berdasarkan pada keadaan batas dari tekuk lentur dan tekuk torsi, dengan nilai faktor ketahanan untuk tekan (Φ_c) yaitu 0,90.

2) Panjang Efektif

Berdasarkan SNI 1729:2015, faktor panjang efektif (K) untuk perhitungan kelangsingan komponen struktur diambil sebesar 1,0. Untuk komponen struktur yang dirancang berdasarkan tekan, rasio kelangsingan efektif (KL/r) sebaiknya tidak melebihi 200.

Panjang efektif (K) = 1

Panjang batang (L) = 4500 mm

Radius girasi (r) = 122,47 mm

Rasio kelangsingan efektif $= \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 4500}{122{,}47}$ = 36,74 < 200...✓ OK!

3) Tekuk-Lentur

Tekuk lentur dipengaruhi oleh kelangsingian efektif elemen. Kekuatan tekannya ditentukan oleh tegangan kritis (F_{cr}) penampang. Nilai tegangan kritis diturunkan dari teori tekuk Euler. Tekuk akan terjadi pada sumbu penampang yang memberikan nilai kelangsingan yang besar, yaitu pada sumbu yang memiliki nilai momen inersia yang kecil, atau sumbu yang memiliki jari-jari girasi yang kecil. Perhitungan tekuk lentur ialah sebagai berikut.

Rasio kelangsingan efektif $= \frac{KL}{r}$

$= \frac{1 \times 4500}{122,47}$

$= 36,74$

$4,71\sqrt{\frac{E}{fy}}$ $= 4,71\sqrt{\frac{200000}{345}}$

$= 113,45$

Ternyata $\frac{KL}{r} \leq 4,71\sqrt{\frac{E}{fy}}$, maka menurut SNI 1729:2015 terjadi tekuk lentur inelastis.

Tegangan tekuk Euler (F_e) $= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$

$= \frac{\pi^2 \times 200000}{\left(\frac{1 \times 4500}{122,47}\right)^2}$

$= 1462,09$ MPa

Tegangan kritis tekuk lentur inelastis (F_{cr}) $= \left[0,658^{\frac{Fy}{Fe}}\right] \times \text{Fy}$

$= \left[0,658^{\frac{345}{1462,09}}\right] \times 345$

$= 312,34$ MPa

4) Tekuk-Torsi

Tekuk torsi terjadi dengan berputarnya penampang sepanjang sumbu longitudinal batang. Perhitungan penampang W14X808 pada VC-1 sebagai komponen struktur simetri ganda menurut Pasal E4 SNI 1729:2015 dapat dilihat di bawah ini.

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

$$= \left[\frac{\pi^2 \times 200000 \times 256208716712906}{(1 \times 4500)^2} + (77200 \times 821058714)\right]\frac{1}{2293000000 + 5081851123{,}46}$$

$$= 11981{,}30 \text{ MPa}$$

$$\frac{Fy}{Fe} = \frac{345}{11981{,}30}$$

$$= 0{,}03 < 2{,}25 \text{ ... terjadi tekuk torsi inelastis } \checkmark$$

Maka, tegangan kritis tekuk torsi inelastis yang terjadi adalah sebagai berikut.

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

$$= [0{,}658^{0{,}03}] \times 345$$

$$= 340{,}61 \text{ MPa}$$

5) Kuat Tekan Nominal

Bersumber pada ketentuan umum di atas, kekuatan tekan nominal (P_n) harus diambil dari nilai terendah pada tegangan kritis keadaan tekuk lentur atau tekuk torsi.

F_{cr} tekuk lentur = 312,34 MPa

F_{cr} tekuk torsi = 340,34 MPa

Karena F_{cr} tekuk lentur < F_{cr} tekuk torsi maka tekuk yang terjadi adalah tekuk lentur, dengan nilai tegangan kritis yang dipakai untuk menghitung kekuatan tekan nominal yaitu 312,34 MPa.

Kuat tekan nominal (P_n) = Fcr × Ag

= 312,34 × 86451,44

= 47757939,08 N

= 47757,94 kN

Kuat tekan desain (ΦP_n) = 0,9 x 47757,94

= 42982,15 kN

Pengecekan kapasitas penampang profil W14X808 pada VC-1 diperlukan agar mengetahui apakah mampu menahan beban gaya tekan ultimate.

P_u < ΦP_n

1586,26 kN < 42982,15 kN ... ✓ AMAN!

Ternyata, gaya tekan maksimum lebih kecil daripada kekuatan tekan nominal penampang. Sehingga, profil W14X808 pada VC-1 dinyatakan aman terhadap gaya tekan yang terjadi dengan rasio $\frac{Pu}{\phi Pn}$ = 0,15.

c. Perhitungan Komponen Struktur Lentur

1) Ketentuan Umum

Diketahui bahwa profil W14X808 pada VC-1 merupakan komponen struktur profil I simetris ganda dengan penampang kompak pada kedua bagiannya (bagian sayap dan badan). Oleh sebab itu, pemilihan untuk penerapan profil berdasarkan Tabel 3.10. adalah Bab F2. Kekuatan lentur desain ($\Phi_b M_n$) ditentukan oleh kekuatan lentur nominal (M_n) harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh (momen plastis) dan tekuk torsi-lateral, dengan nilai faktor ketahanan lentur (Φ_b) yaitu 0,90.

2) Kondisi Leleh

Ketika semua daerah dalam penampang melampaui regangan lelehnya, dan dinamakan kondisi plastis. Tahanan momen nominal dalam kondisi ini dinamakan momen plastis M_p, yang besarnya didefenisikan sebagai tegangan leleh dikali modulus penampang plastis. Adapaun momen yang dipertimbangkan yakni momen arah sumbu lemah.

Kuat lentur plastis M_p ialah momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh, harus diambil yang lebih kecil dari f_y x Z atau 1,5 M_y. Berikut adalah perhitungan menentukan batas momen plastis.

Momen leleh (M_y) $= \text{fy} \times S_y$
$= 345 \times 9708895$
= 7928763365 Nmm
= 7928,76 kNm

1,5 M_y $= 1{,}5\ (\text{fy} \times S_y)$
$= 1{,}5\ (345 \times 9708895)$
= 5020537566,77 Nmm
= 5020,54 kNm

Momen plastis (M_p) $= \text{fy} \times Z_y$
$= 345 \times 15190808$
= 5236848768,30 Nmm
= 5236,85 kNm

Momen batas tekuk (M_r) $= S_y\ (\text{fy} - \text{fr})$
$= 9708895\ (345 - 70)$
= 2667402395 Nmm
= 2667,40 kNm

Ternyata 1,5 $M_y < M_p$, sehingga kuat lentur plastis M_p = 5020,54 kNm. Oleh karena itu, momen nominal kondisi leleh ialah sebesar $M_n = M_p$ = 5020,54 kNm.

3) Tekuk Torsi-Lateral

Tekuk torsi lateral terjadi ketika beban yang diberikan menyebabkan perpindahan lateral dan puntiran pada elemen struktur. Terjadi tidaknya tekuk lateral ditentukan dari panjang bentang elemen struktur. Klasifikasi panjang bentang penampang antara lain:

- Bentang pendek ($L_b \leq L_p$)
- Bentang menengah ($L_p < L_b \leq L_r$)
- Bentang panjang ($L_b > L_r$)

Dimana L_b merupakan panjang bentang profil, serta L_p dan L_r masing-masing merupakan batas panjang bentang pendek dan menengah. Berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal F2.2, berikut ini adalah klasifikasi panjang bentang profil W14X808 pada VC-1.

L_b = 4500 mm

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

$$= 1{,}76 \times 122{,}47 \times \sqrt{\frac{200000}{345}}$$

= 5191,81 mm

L_b	≤	L_p
4500 mm	≤	5191,81 mm

Dari perhitungan di atas, ternyata penampang profil W14X808 pada VC-1 tergolong bentang pendek. Apabila kriteria bentang pendek terpenuhi, komponen struktur tidak akan mengalami torsi tekuk lateral. Sehingga momen nominal diambil sebesar momen plastis, $M_n = M_p$ = 5020.54 kNm.

4) Kuat Lentur Nominal

Setelah melakukan perhitungan komponen struktur lentur di atas, langkah selanjutnya ialah memilih momen nominal yang paling menentukan dari masing-masing kondisi batas.

M_n berdasarkan kondisi leleh = 5020,54 kNm
M_n berdasarkan tekuk torsi lateral = 5020,54 kNm
M_n yang paling menentukan (M_n pakai) = 5020,54 kNm

Sehingga,
Kuat lentur nominal (M_n) = 5020,54 kNm
Kuat lentur desain (ΦM_n) = 0,9 x 5020,54
= 4518,48 kNm

Pengecekan kapasitas penampang profil W14X808 pada VC-1 diperlukan agar mengetahui apakah mampu menahan beban gaya lentur ultimate.

M_u < ΦM_n
337,31 kNm < 4518,48 kNm ... ✓ AMAN!

Ternyata, momen lentur maksimum lebih kecil daripada kekuatan lentur nominal penampang. Sehingga, profil W14X808 pada VC-1 dinyatakan aman terhadap momen lentur yang terjadi dengan rasio $\frac{Mu}{\emptyset Mn}$ = 0,07.

d. Interaksi Gaya Aksial dan Lentur

Komponen struktur yang menahan gaya aksial dan lentur harus direncanakan memenuhi kententuan pada BAB H SNI 1729:2015. Adapun profil W14X808 pada VC-1 merupakan komponen struktur simetris ganda yang menahan gaya lentur dan aksial, sehingga ketentuannya mengacu pada Pasal H1.1 SNI 1729:2015.

Kekuatan lentur perlu (M_u) = 337,31 kNm
Kekuatan lentur tersedia (ΦM_n) = 4518,48 kNm

Kekuatan aksial perlu (P_u) = 1586,26 kN

Kekuatan aksial tersedia (ΦP_n) = 42982,15 kN

Rasio kekuatan aksial $= \frac{Pu}{\emptyset Pn}$

$= \frac{1586,26}{42982,15}$

$= 0,15 < 0,2$

Karena rasio kekuatan aksial kurang dari 0,2, maka persamaan dan batasan yang digunakan untuk interaksi gaya aksial dan lentur adalah sebagai berikut.

$$\frac{Pu}{2\,\emptyset Pn} + \left(\frac{Mux}{\emptyset Mnx} + \frac{Muy}{\emptyset Mny}\right) = \frac{1586,26}{2\times 42982,15} + \left(\frac{337,31}{4518,48}\right) = 0,09 \leq 1,0 \text{ ... OK! } \checkmark$$

Nilai interaksi gaya aksial dan lentur diperoleh sama dengan atau kurang dari satu. Hasil tersebut menyatakan bahwa struktur penampang profil W14X808 pada VC-1 tidak mengalami *overstress* serta kapasitasnya mampu menahan gaya aksial dan momen yang terjadi, sehingga penampang profil W14X808 pada VC-1 dapat dikatakan aman.

5.5. PERBANDINGAN RESPON STRUKTUR JEMBATAN

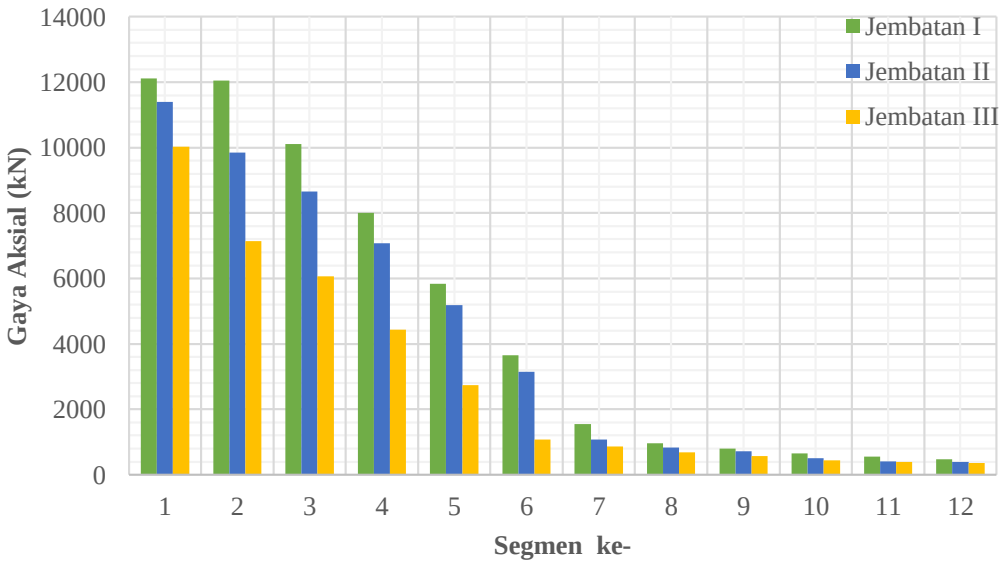
Wen dkk menyatakan dalam penelitian yang berjudul "*Stability Analysis of Special-Shape Arch Bridge*" bahwa respons struktur yang ditimbulkan jembatan pelengkung sangat bergantung pada perbandingan antara tinggi lengkung dan panjang bentang jembatan (*rise-to-span ratio*, *f/L*). Jembatan dengan nilai rasio *f/L* besar menghasilkan peningkatan tinggi serta pelengkung (*arch rib*) bertambah panjang. Hal tersebut mengurangi kekuatan struktural jembatan dan berat sendiri struktur meningkat, sehingga stabilitas pelengkung pun berkurang. Bilamana nilai rasio *f/L* kecil akan menyebabkan pelengkung yang terlalu datar dan berat jembatan berkurang. Pada keadaan tersebut, gaya tekan akan meningkat menjadikan pelengkung rentan dan tidak stabil.

Berikut ini adalah perbandingan respons struktur rangka utama pelengkung jembatan yang akan disajikan dalam grafik. Respons struktur jembatan berupa gaya-gaya dalam (gaya aksial, gaya geser, dan momen) maksimum hasil dari kombinasi beban pada struktur rangka utama pelengkung jembatan. Tampilan

bentuk grafik ini berguna untuk memudahkan pembacaan dan pembandingan hasil penelitian. Perbandingan respons struktur rangka utama pelengkung jembatan akan dibagi berdasarkan elemen batangnya, antara lain pada batang bawah (BC), batang atas (TC), batang diagonal (DC), dan batang tegak (VC).

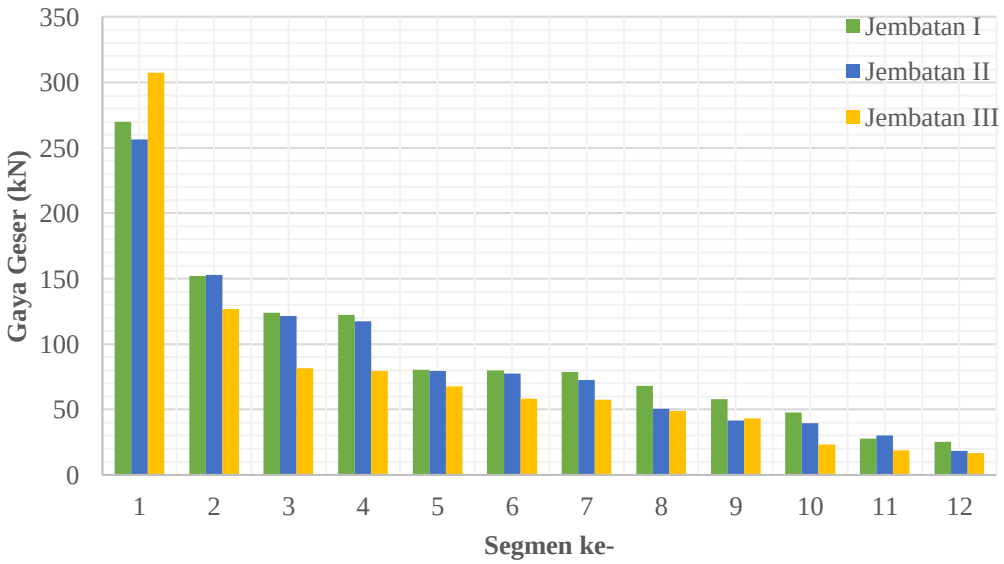
5.5.1. Perbandingan Respon Struktur Batang Bawah (BC)

Perbandingan gaya aksial pada batang bawah dapat dilihat pada Gambar 5. 50. Gaya aksial maksimum terbesar pada batang bawah terletak di segmen ke-1 untuk masing-masing model jembatan. Nilai tersebut diakibatkan oleh kombinasi beban Kuat I yang terdiri atas berat sendiri, beban mati tambahan, beban lajur, beban rem, dan beban pejalan kaki. Dari ketiga model jembatan, gaya aksial maksimum terbesar dimiliki oleh model Jembatan I dengan tinggi lengkung f = 15 m, yaitu sebesar 12115,79 kN. Gaya aksial maksimum terbesar terlihat konsisten dimiliki oleh model Jembatan I, dan nilainya semakin berkurang dari segmen ke segmen. Gambar 5. 50. menunjukkan bahwa gaya aksial pada batang bawah memiliki *trend* menurun yang signifikan.



Gambar 5. 50. Grafik Perbandingan Gaya Aksial pada Batang Bawah

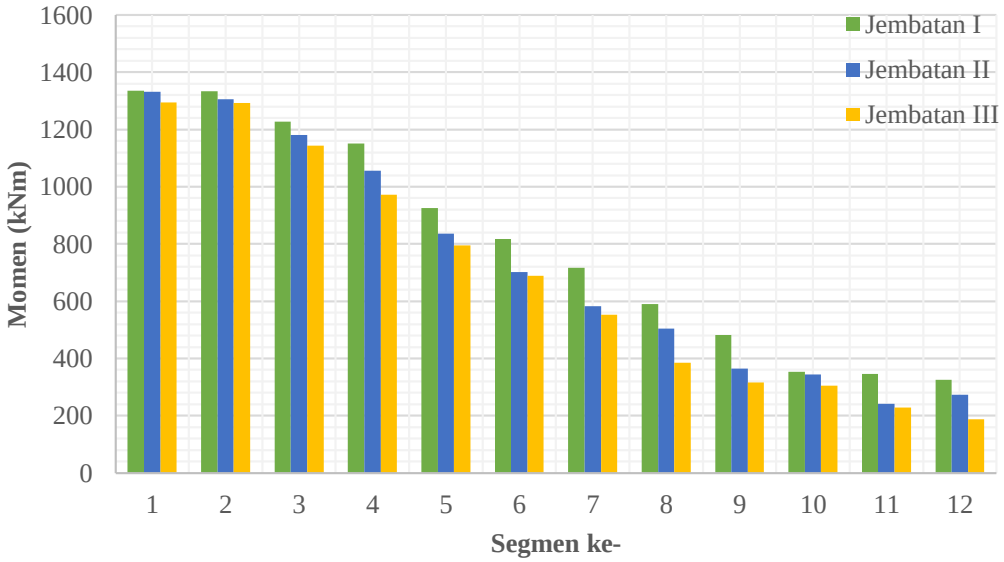
Perbandingan gaya geser pada batang bawah dapat dilihat pada Gambar 5. 51. Gaya geser maksimum terbesar pada batang bawah terletak di segmen ke-1 untuk masing-masing model jembatan. Nilai tersebut diakibatkan oleh kombinasi beban Kuat I untuk model Jembatan I dan Jembatan II. Sedangkan untuk model Jembatan III (f = 24 m), gaya geser maksimum terbesar dipengaruhi oleh kombinasi beban Kuat III (berat sendiri, beban mati tambahan, dan beban angin). Dari ketiga model jembatan, gaya aksial maksimum terbesar dimiliki oleh model Jembatan III sebesar 307,54 kN. Dari segmen ke segmen, gaya aksial maksimum terbesar terlihat tidak hanya dimiliki satu model jembatan. Meskipun demikian, semakin ke segmen ujung, nilainya semakin berkurang. Gambat 5. 51. menunjukkan bahwa gaya aksial pada batang bawah memiliki *trend* menurun yang signifikan.



Gambar 5. 51. Grafik Perbandingan Gaya Geser pada Batang Bawah

Perbandingan momen pada batang bawah dapat dilihat pada Gambar 5. 52. Momen maksimum terbesar pada batang bawah terletak di segmen ke-1 untuk masing-masing model jembatan. Nilai tersebut dipengaruhi oleh kombinasi beban Kuat I. Dari ketiga model jembatan, nilai momen maksimum terbesar dimiliki oleh model Jembatan I yaitu 1335,81 kNm. Momen maksimum terbesar terlihat konsisten dimiliki oleh model Jembatan I, adapun nilainya semakin berkurang dari

segmen ke segmen. Gambar 5. 52. menunjukkan bahwa momen pada batang bawah memiliki *trend* menurun yang signifikan.

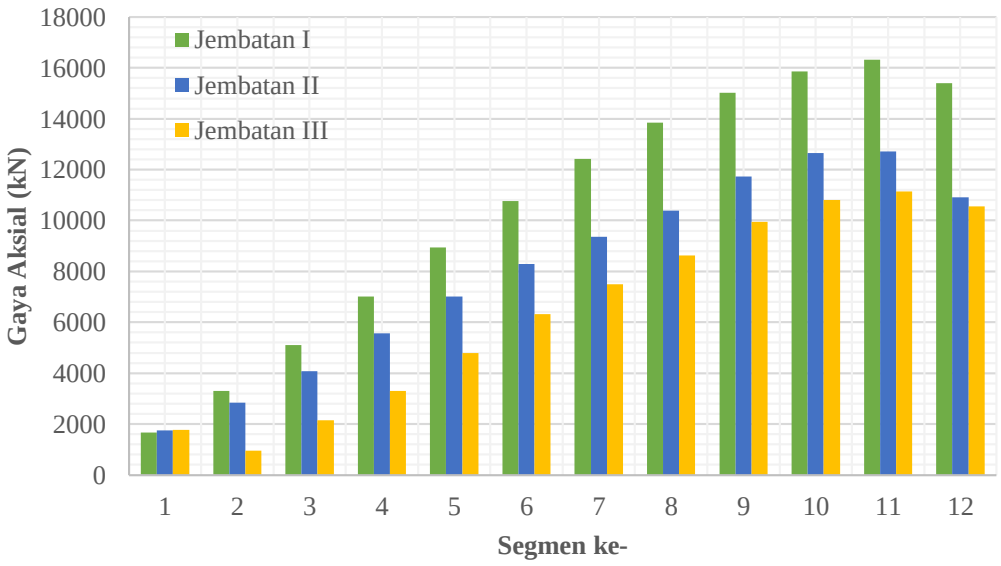


Gambar 5. 52. Grafik Perbandingan Momen pada Batang Bawah

Data respons struktur pada batang bawah dapat diamati konsisten atau memiliki pola yang sama, yakni *trend* ketiga grafik menunjukkan penurunan. Dimana respons struktur terbesar pada batang bawah terletak di segmen awal jembatan. Beban yang paling berpengaruh terhadap respons struktur batang bawah yaitu akibat kombinasi Kuat I. Adapun grafik-grafik ini menerangkan bahwa respons struktur yang terjadi pada Jembatan I dominan lebih besar daripada kedua jembatan lainnya. Sedangkan respons struktur yang paling kecil terjadi pada Jembatan III.

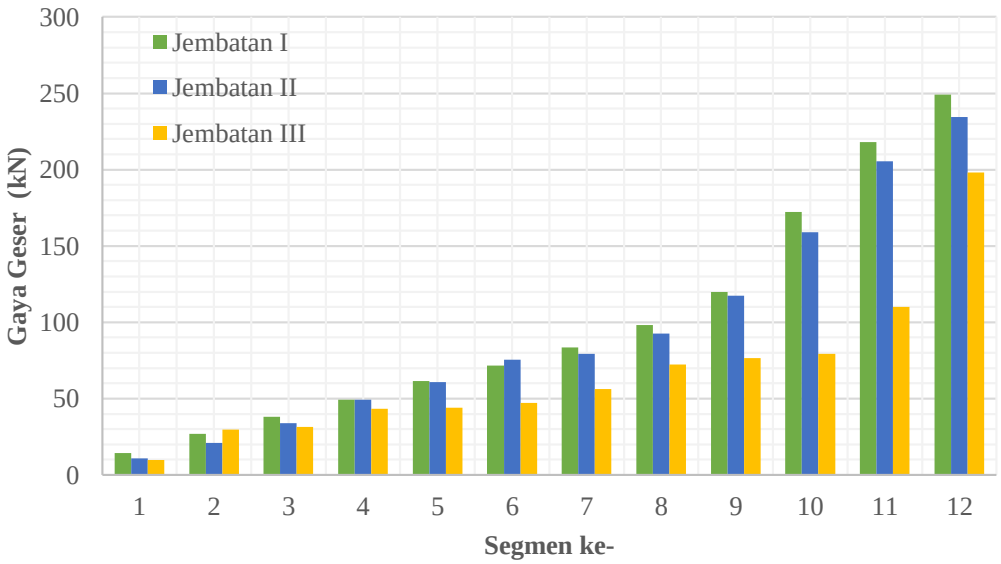
5.5.2. Perbandingan Respon Struktur Batang Atas (TC)

Perbandingan gaya aksial pada batang atas dapat dilihat pada Gambar 5. 53. Gaya aksial maksimum terbesar pada batang atas terletak di segmen ke-11 untuk masing-masing model jembatan. Nilai tersebut diakibatkan oleh kombinasi beban Kuat I yang terdiri atas berat sendiri, beban mati tambahan, beban lajur, beban rem, dan beban pejalan kaki. Dari ketiga model jembatan, gaya aksial maksimum terbesar dimiliki oleh model Jembatan I dengan tinggi lengkung f = 15 m, yaitu sebesar 16329,66 kN. Gaya aksial maksimum terbesar terlihat konsisten dimiliki oleh model Jembatan I. Hanya saja pada segmen ke-1, gaya aksial maksimum terbesar beralih dimiliki oleh Jembatan III (f = 24 m) dengan nilai 1769,41 kN. Nilai gaya aksial batang atas pada Jembatan I dan Jembatan II (f = 20 m) semakin bertambah dari segmen ke-1 sampai dengan segmen ke-11, namun nilai tersebut menurun pada segmen ke-12. Berbeda dengan Jembatan III yang nilainya menurun di dua segmen awal, mulai meningkat dari segmen 2 ke 11, lalu menurun pada segmen terakhir. Kendati demikian, Gambar 5. 53. masih menunjukkan bahwa gaya aksial pada batang atas memiliki *trend* meningkat yang cukup relevan.



Gambar 5. 53. Grafik Perbandingan Gaya Aksial pada Batang Atas

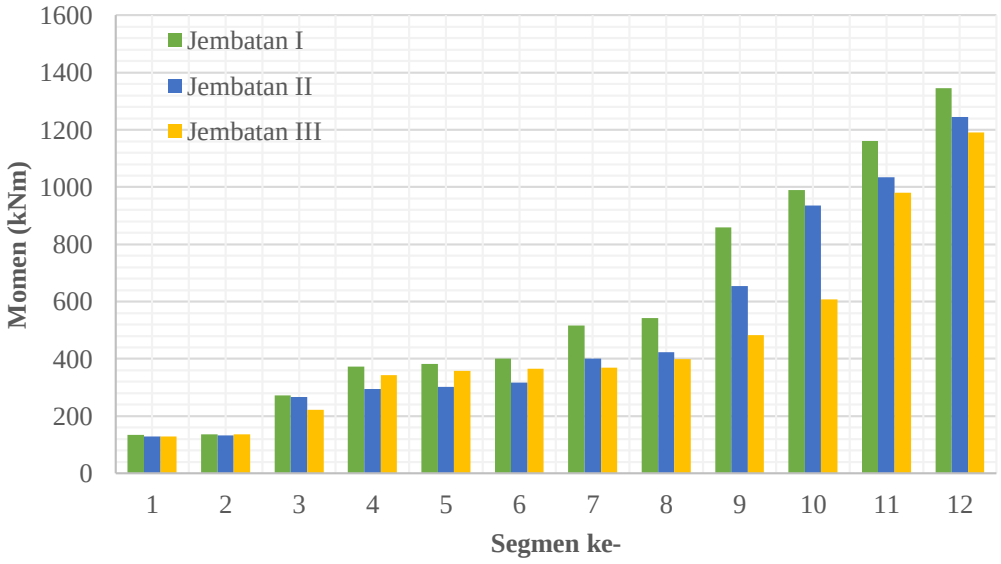
Perbandingan gaya geser pada batang atas dapat dilihat pada Gambar 5. 54. Gaya geser maksimum terbesar pada batang atas terletak di segmen ke-12 untuk masing-masing model jembatan. Nilai tersebut diakibatkan oleh kombinasi beban Kuat I untuk model Jembatan I dan Jembatan II. Sedangkan untuk model Jembatan III, gaya geser maksimum terbesar dipengaruhi oleh kombinasi beban Kuat III (berat sendiri, beban mati tambahan, dan beban angin). Dari ketiga model jembatan, gaya geser maksimum terbesar dimiliki oleh model Jembatan I sebesar 249,27 kN. Dari segmen ke segmen, gaya aksial maksimum terbesar terlihat tidak hanya dimiliki satu model jembatan. Meskipun demikian, semakin ke segmen ujung, nilainya relatif semakin bertambah. Gambar 5. 54. menunjukkan bahwa gaya geser pada batang atas memiliki *trend* meninggi yang cukup signifikan.



Gambar 5. 54. Grafik Perbandingan Gaya Geser pada Batang Atas

Perbandingan momen pada batang atas dapat dilihat pada Gambar 5. 55. Momen maksimum terbesar pada batang atas terletak di segmen ke-12 untuk masing-masing model jembatan. Nilai tersebut diakibatkan oleh kombinasi beban Kuat I untuk model Jembatan I dan Jembatan II. Sedangkan untuk model Jembatan III, momen maksimum terbesar dipengaruhi oleh kombinasi beban Kuat III. Dari ketiga model jembatan, nilai momen maksimum terbesar dimiliki oleh model Jembatan I yaitu 1344,96 kNm. Momen maksimum terbesar terlihat konsisten

dimiliki oleh model Jembatan I, adapun nilainya relatif semakin bertambah dari segmen ke segmen. Gambar 5. 55. menunjukkan bahwa momen pada batang atas memiliki *trend* meningkat yang cukup signifikan.

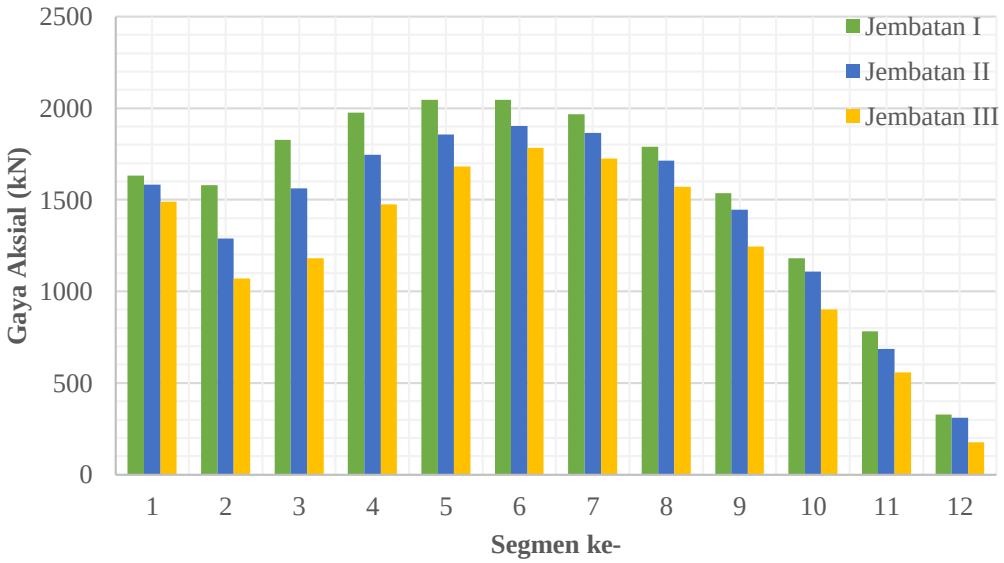


Gambar 5. 55. Grafik Perbandingan Momen pada Batang Atas

Data respons struktur pada batang atas dapat diamati cukup konsisten atau memiliki pola yang relatif sama, yakni *trend* ketiga grafik menunjukkan peningkatan. Dimana respons struktur terbesar pada batang atas terletak di segmen akhir jembatan. Beban yang paling berpengaruh terhadap respons struktur batang atas yaitu akibat kombinasi Kuat I. Adapun grafik-grafik ini menerangkan bahwa respons struktur yang terjadi pada Jembatan I dominan lebih besar daripada kedua jembatan lainnya. Sedangkan respons struktur yang paling kecil terjadi pada Jembatan III.

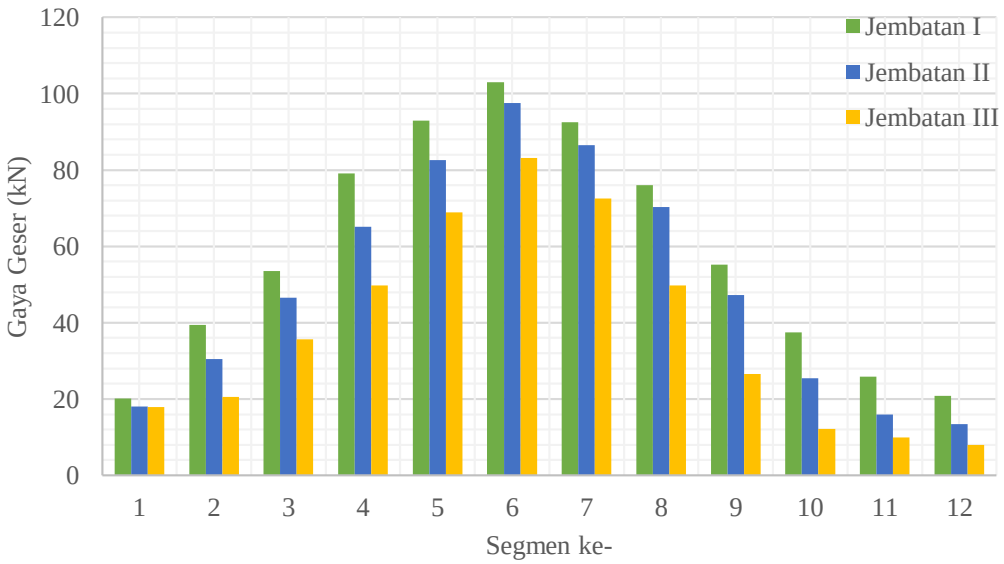
5.5.3. Perbandingan Respon Struktur Batang Diagonal (DC)

Perbandingan gaya aksial pada batang diagonal dapat dilihat pada Gambar 5. 56. Gaya aksial maksimum terbesar pada batang diagonal terletak di segmen ke-5 untuk model Jembatan I dengan tinggi lengkung *f* = 15 m. Sedangkan untuk model Jembatan II (*f* = 20 m) dan Jembatan III (*f* = 24 m), gaya aksial maksimum terbesar berlokasi di segmen ke-6. Nilai-nilai tersebut diakibatkan oleh kombinasi beban Kuat I yang terdiri atas berat sendiri, beban mati tambahan, beban lajur, beban rem, dan beban pejalan kaki. Dari ketiga model jembatan, gaya aksial maksimum terbesar dimiliki oleh model Jembatan I sebesar 2045,60 kN. Gaya aksial maksimum terbesar nampak konsisten dimiliki oleh model Jembatan I. Pada ketiga model jembatan, nilai gaya aksial batang diagonal menurun di dua segmen awal, kemudian meningkat sampai segmen tengah, dan menurun hingga segmen akhir. Walaupun demikian, Gambar 5. 56. masih memperlihatkan bahwa gaya aksial pada batang diagonal memiliki *trend* yang menurun.



Gambar 5. 56. Grafik Perbandingan Gaya Aksial pada Batang Diagonal

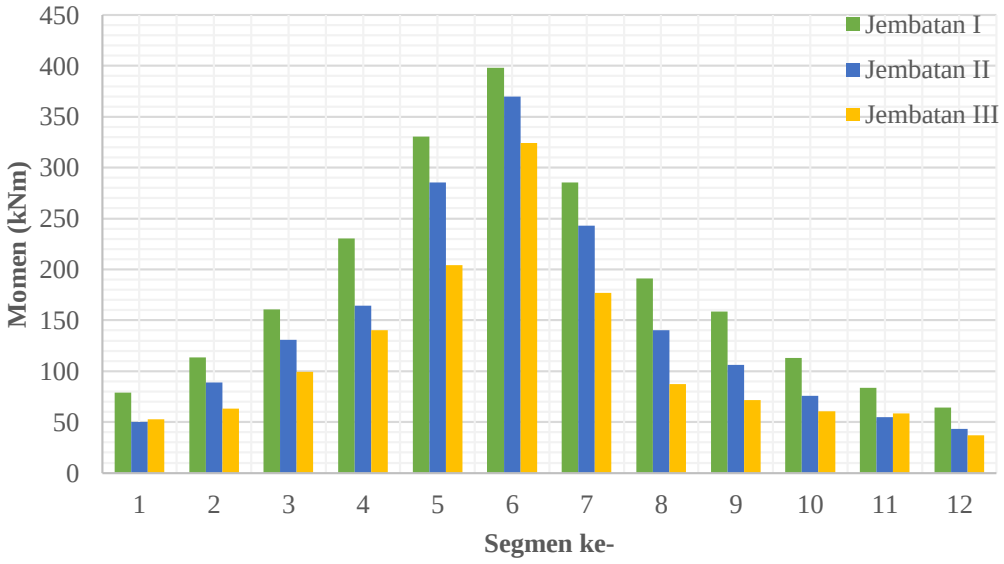
Perbandingan gaya geser pada batang diagonal dapat dilihat pada Gambar 5. 57. Gaya geser maksimum terbesar pada batang diagonal terletak di segmen ke-6 untuk masing-masing model jembatan. Nilai tersebut diakibatkan oleh kombinasi beban Kuat I untuk model Jembatan I dan Jembatan II. Sedangkan untuk model Jembatan III, gaya geser maksimum terbesar dipengaruhi oleh kombinasi beban Kuat III (berat sendiri, beban mati tambahan, dan beban angin). Dari ketiga model jembatan, gaya geser maksimum terbesar dimiliki oleh model Jembatan I sebesar 103,01 kN. Dari segmen ke segmen, gaya aksial maksimum terbesar terlihat konsisten dimiliki oleh model Jembatan I. Pada ketiga model jembatan, nilai gaya geser batang diagonal meningkat di segmen awal sampai segmen tengah, kemudian menurun hingga segmen akhir. Meskipun demikian, Gambar 5. 57. menunjukkan bahwa gaya geser pada batang diagonal memiliki *trend* menurun yang tidak begitu signifikan.



Gambar 5. 57. Grafik Perbandingan Gaya Geser pada Batang Diagonal

Perbandingan momen pada batang diagonal dapat dilihat pada Gambar 5. 58. Momen maksimum terbesar pada batang diagonal terletak di segmen ke-6 untuk masing-masing model jembatan. Nilai tersebut diakibatkan oleh kombinasi beban Kuat I untuk model Jembatan I dan Jembatan II. Sedangkan untuk model Jembatan III, momen maksimum terbesar dipengaruhi oleh kombinasi beban Kuat III. Dari

ketiga model jembatan, nilai momen maksimum terbesar dimiliki oleh model Jembatan I yaitu 398,29 kNm. Momen maksimum terbesar terlihat konsisten dimiliki oleh model Jembatan I. Pada ketiga model jembatan, nilai momen batang diagonal meningkat di segmen awal sampai segmen tengah, kemudian menurun hingga segmen akhir. Kendati demikian, Gambar 5. 58. memperlihatkan bahwa momen pada batang diagonal memiliki *trend* menurun yang tidak begitu signifikan.

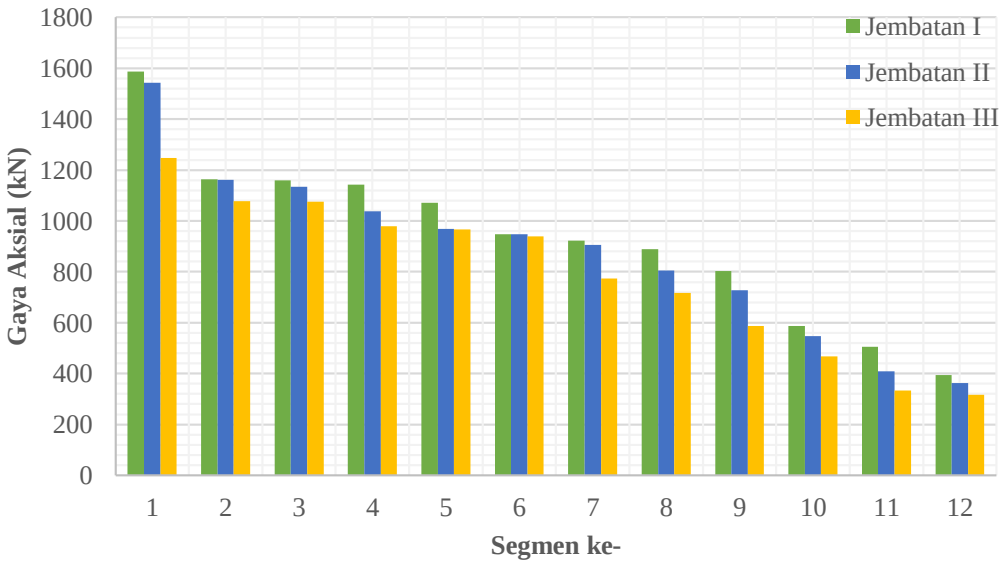


Gambar 5. 58. Grafik Perbandingan Momen pada Batang Diagonal

Data respons struktur pada batang diagonal dapat diamati cukup konsisten atau memiliki pola yang relatif sama, yakni *trend* ketiga grafik menunjukkan penurunan walau tidak begitu signifikan. Dimana respons struktur terbesar pada batang diagonal terletak di segmen tengah jembatan. Beban yang paling berpengaruh terhadap respons struktur batang diagonal yaitu akibat kombinasi Kuat I. Adapun grafik-grafik ini menerangkan bahwa respons struktur yang terjadi pada Jembatan I dominan lebih besar daripada kedua jembatan lainnya. Sedangkan respons struktur yang paling kecil terjadi pada Jembatan III.

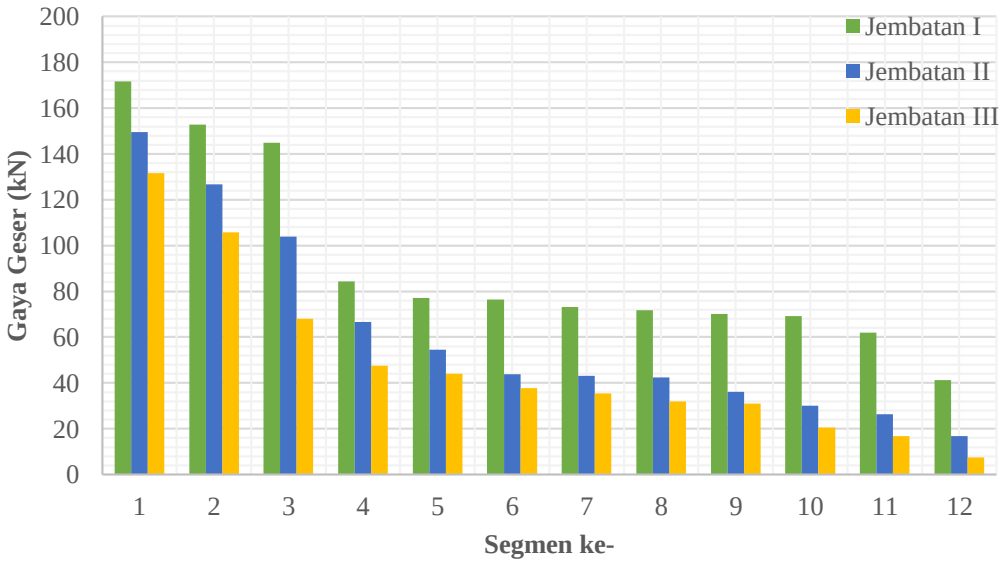
5.5.4. Perbandingan Respon Struktur Batang Tegak (VC)

Perbandingan gaya aksial pada batang tegak dapat dilihat pada Gambar 5. 59. Gaya aksial maksimum terbesar pada batang tegak terletak di segmen ke-1 untuk masing-masing model jembatan. Nilai tersebut diakibatkan oleh kombinasi beban Kuat I untuk model Jembatan I (f = 15 m) yang terdiri atas berat sendiri, beban mati tambahan, beban lajur, beban rem, dan beban pejalan kaki. Sedangkan untuk model Jembatan II (f = 20 m) dan Jembatan III (f = 24 m), momen maksimum terbesar dipengaruhi oleh kombinasi beban Kuat III yang terdiri atas berat sendiri, beban mati tambahan, dan beban angin. Dari ketiga model jembatan, gaya aksial maksimum terbesar dimiliki oleh model Jembatan I sebesar 1586,26 kN. Gaya aksial maksimum terbesar nampak konsisten dimiliki oleh model Jembatan I, dan nilainya semakin berkurang dari segmen ke segmen. Gambar 5. 59. menunjukkan bahwa gaya aksial pada batang tegak memiliki *trend* menurun yang signifikan.



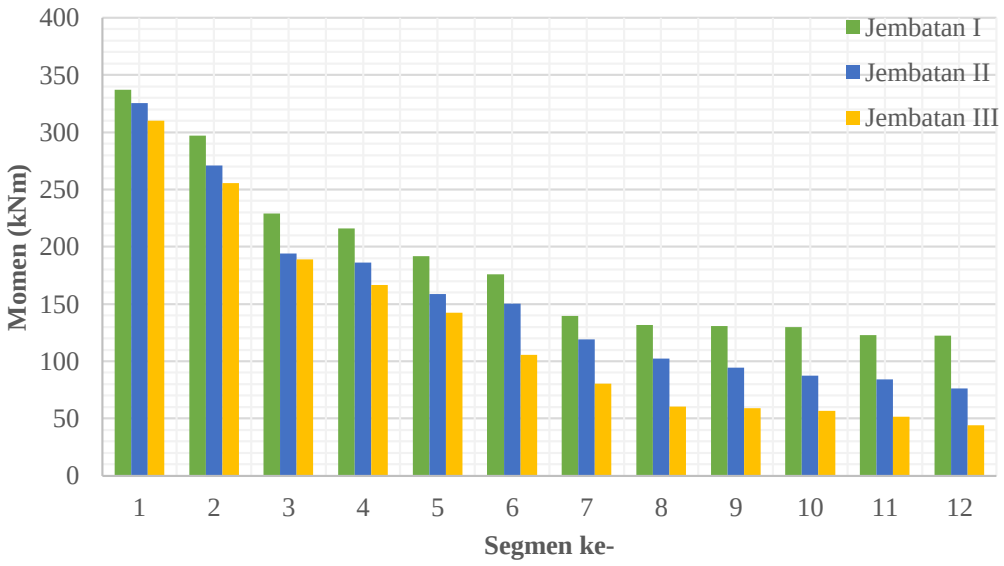
Gambar 5. 59. Grafik Perbandingan Gaya Aksial pada Batang Tegak

Perbandingan gaya geser pada batang tegak dapat dilihat pada Gambar 5. 60. Gaya geser maksimum terbesar pada batang tegak terletak di segmen ke-1 untuk masing-masing model jembatan. Nilai tersebut diakibatkan oleh kombinasi beban Kuat III. Dari ketiga model jembatan, gaya geser maksimum terbesar dimiliki oleh model Jembatan I sebesar 171,62 kN. Dari segmen ke segmen, gaya geser maksimum terbesar terlihat konsisten dimiliki oleh model Jembatan I. Pada ketiga model jembatan, nilai gaya geser batang tegak berangsur menurun dari segmen ke segmen. Gambar 5. 60. memperlihatkan bahwa gaya geser pada batang tegak memiliki *trend* menurun yang signifikan.



Gambar 5. 60. Grafik Perbandingan Gaya Geser pada Batang Tegak

Perbandingan momen pada batang tegak dapat dilihat pada Gambar 5. 61. Momen maksimum terbesar pada batang tegak terletak di segmen ke-1 untuk masing-masing model jembatan. Nilai tersebut diakibatkan oleh kombinasi beban Kuat III. Dari ketiga model jembatan, nilai momen maksimum terbesar dimiliki oleh model Jembatan I yaitu 337,31 kNm. Momen maksimum terbesar terlihat konsisten dimiliki oleh model Jembatan I. Pada ketiga model jembatan, nilai momen batang tegak batang tegak berangsur menurun dari segmen ke segmen. Gambar 5. 61. memperlihatkan bahwa momen pada batang tegak memiliki *trend* menurun yang tidak begitu signifikan.



Gambar 5. 61. Grafik Perbandingan Momen pada Batang Tegak

Data respons struktur pada batang tegak dapat diamati cukup konsisten atau memiliki pola yang relatif sama, yakni *trend* ketiga grafik menunjukkan penurunan yang signifikan. Dimana respons struktur terbesar pada batang tegak terletak di segmen awal jembatan. Beban yang paling berpengaruh terhadap respons struktur batang tegak yaitu akibat kombinasi Kuat III. Adapun grafik-grafik ini menerangkan bahwa respons struktur yang terjadi pada Jembatan I dominan lebih besar daripada kedua jembatan lainnya. Sedangkan respons struktur yang paling kecil terjadi pada Jembatan III.

Rekapitulasi perbandingan rasio respons struktur rangka utama pelengkung jembatan disajikan dalam Tabel 5. 31. Hasil pembahasan di atas menunjukkan bahwa *trend* grafik perbandingan respons struktur pada elemen rangka utama pelengkung jembatan ialah menurun, kecuali pada batang atas. Hal tersebut berarti nilai gaya-gaya dalam jembatan relatif mengecil dari segmen ke segmen. Semakin ke tengah atau ujung segmen jembatan, respons struktur rangka utama pelengkung jembatan akan berkurang nilainya. Respons struktur dengan nilai terbesar ditemui di awal segmen untuk batang bawah dan batang tegak jembatan. Sedangkan untuk batang atas respons struktur terbesar berlokasi di akhir segmen, serta di tengah segmen untuk batang diagonal. Gaya aksial jembatan dominan dipengaruhi oleh

kombinasi beban Kuat I yang terdiri dari berat sendiri, beban mati tambahan, beban lajur, beban rem, dan beban pejalan kaki. Hal yang sama juga terjadi untuk gaya geser maupun momen jembatan. Sehingga dapat dikatakan bahwa beban yang sangat berpengaruh terhadap respons struktur maksimum pada elemen rangka utama pelengkung jembatan ialah akibat kombinasi Kuat I.

Berdasarkan pembahasan di atas, Jembatan I dengan tinggi lengkung *f* = 15 m memiliki repons struktur yang dominan lebih besar dibandingkan jembatan lainnya. Sedangkan Jembatan III dengan tinggi lengkung *f* = 24 m memiliki respons struktur yang paling kecil di antara jembatan lainnya. Oleh karena itu, dapat dinyatakan bahwa semakin tinggi lengkung jembatan maka respons struktur rangka utama pelengkung jembatan yang dihasilkan akan semakin kecil.

Dari segi respons struktur yang terjadi, Jembatan III dengan tinggi busur *f* = 24 meter dikatakan lebih efektif daripada kedua model jembatan lainnya karena menunjukkan gaya-gaya dalam yang rendah. Akan tetapi Jembatan III merupakan yang terberat strukturnya karena menggunakan penampang profil berdimensi besar sehingga memerlukan material baja lebih banyak. Artinya biaya konstruksi jembatan dapat meningkat dan menjadi kurang ekonomis. Hal tersebut sesungguhnya dapat direduksi dengan penetapan penampang profil yang efisien (penampang berdimensi lebih kecil namun tetap aman memikul jembatan) terutama pada komponen struktur selain rangka utama pelengkung yang dibahas dalam tugas akhir ini.

Dari aspek kebutuhan material baja, Jembatan I dengan tinggi busur *f* = 15 meter merupakan yang lebih efektif daripada kedua model jembatan lain lantaran strukturnya ringan. Dengan kata lain, Jembatan I memiliki berat sendiri struktur (s*elf-weight*) terendah. Meskipun demikian, Jembatan I juga menghasilkan respons struktur yang cenderung lebih besar. Hal tersebut diakibatkan oleh tinggi busur jembatan yang rendah sehingga menyebabkan lengkung jembatan terlampau datar dan menghasilkan gaya-gaya dalam yang besar.

Dengan membandingkan ketiga model jembatan, dapat disimpulkan bahwa tinggi lengkung (*f*) yang efisien dari sudut pandang respons stuktur untuk jembatan pelengkung rangka baja bertipe menerus (*steel through arch bridge*) dengan

panjang bentang 120 meter adalah f = 20 meter pada Jembatan II. Hal tersebut dikarenakan Jembatan II menghasilkan gaya-gaya dalam yang tidak terlalu rendah dan juga tidak terlalu tinggi, sehingga tepat diterapkan untuk kasus serupa jembatan dalam tugas akhir ini.

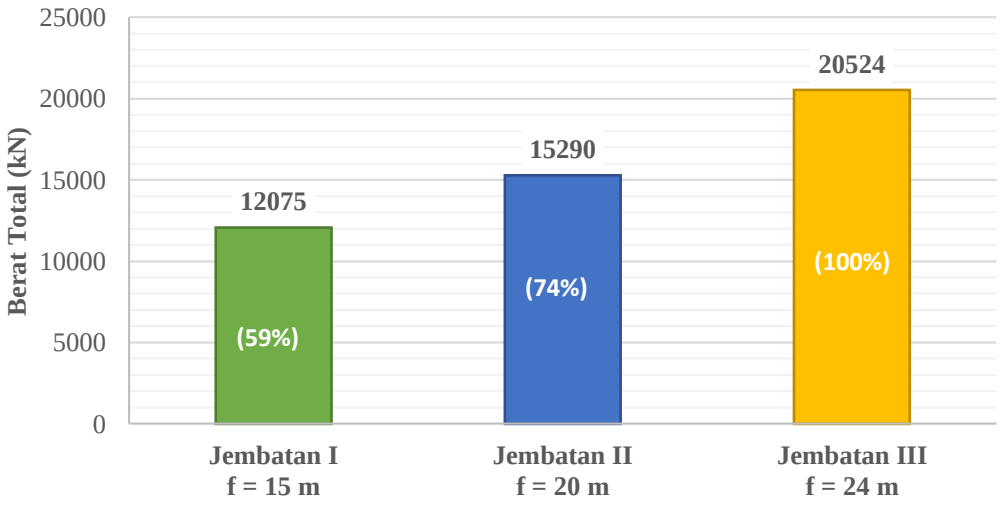
Tabel 5. 31. Perbandingan Rasio Respons Struktur Jembatan

Segmen	Batang Bawah (BC)			Batang Atas (TC)			Batang Diagonal (DC)			Batang Tegak (VC)		
	Pu	V2	M3	Pu	V2	M3	Pu	V2	M3	Pu	V3	M2
1	1 : 0.95 : 0.83	1 : 0,96 : 1,14	1 : 1 : 0,97	1 : 1,06 : 1,06	1 : 0,77 : 0,69	1 : 0,96 : 0,95	1 : 0,97 : 0,92	1 : 0,9 : 0,89	1 : 0,64 : 0,67	1 : 0,98 : 0,79	1 : 0,88 : 0,77	1 : 0,97 : 0,92
2	1 : 0.82 : 0.6	1 : 1,01 : 0,84	1 : 0,98 : 0,97	1 : 0,87 : 0,29	1 : 0,78 : 1,11	1 : 0,97 : 1	1 : 0,82 : 0,68	1 : 0,78 : 0,53	1 : 0,79 : 0,56	1 : 1 : 0,93	1 : 0,83 : 0,7	1 : 0,92 : 0,87
3	1 : 0.86 : 0.61	1 : 0,99 : 0,66	1 : 0,97 : 0,94	1 : 0,8 : 0,43	1 : 0,9 : 0,83	1 : 0,98 : 0,82	1 : 0,86 : 0,65	1 : 0,87 : 0,67	1 : 0,82 : 0,62	1 : 0,98 : 0,93	1 : 0,72 : 0,47	1 : 0,85 : 0,83
4	1 : 0.89 : 0.56	1 : 0,96 : 0,66	1 : 0,92 : 0,85	1 : 0,8 : 0,47	1 : 1 : 0,88	1 : 0,79 : 0,92	1 : 0,89 : 0,75	1 : 0,83 : 0,63	1 : 0,72 : 0,61	1 : 0,91 : 0,86	1 : 0,8 : 0,57	1 : 0,87 : 0,78
5	1 : 0.89 : 0.48	1 : 1 : 0,85	1 : 0,91 : 0,86	1 : 0,79 : 0,54	1 : 1 : 0,72	1 : 0,8 : 0,94	1 : 0,91 : 0,83	1 : 0,89 : 0,75	1 : 0,87 : 0,62	1 : 0,91 : 0,91	1 : 0,71 : 0,58	1 : 0,83 : 0,75
6	1 : 0.87 : 0.3	1 : 0,98 : 0,74	1 : 0,86 : 0,85	1 : 0,77 : 0,59	1 : 1,05 : 0,66	1 : 0,79 : 0,92	1 : 0,94 : 0,88	1 : 0,95 : 0,81	1 : 0,93 : 0,82	1 : 1 : 1	1 : 0,58 : 0,5	1 : 0,86 : 0,6
7	1 : 0.69 : 0.56	1 : 0,93 : 0,74	1 : 0,82 : 0,78	1 : 0,76 : 0,61	1 : 0,95 : 0,68	1 : 0,78 : 0,72	1 : 0,95 : 0,88	1 : 0,94 : 0,79	1 : 0,86 : 0,62	1 : 0,98 : 0,84	1 : 0,59 : 0,49	1 : 0,86 : 0,58
8	1 : 0.87 : 0.72	1 : 0,75 : 0,73	1 : 0,86 : 0,66	1 : 0,75 : 0,63	1 : 0,95 : 0,74	1 : 0,79 : 0,74	1 : 0,96 : 0,88	1 : 0,93 : 0,66	1 : 0,74 : 0,46	1 : 0,91 : 0,81	1 : 0,6 : 0,45	1 : 0,78 : 0,46
9	1 : 0.91 : 0.71	1 : 0,72 : 0,75	1 : 0,76 : 0,66	1 : 0,79 : 0,67	1 : 0,98 : 0,64	1 : 0,77 : 0,57	1 : 0,95 : 0,81	1 : 0,86 : 0,49	1 : 0,67 : 0,46	1 : 0,91 : 0,73	1 : 0,52 : 0,45	1 : 0,73 : 0,45
10	1 : 0.78 : 0.67	1 : 0,83 : 0,49	1 : 0,98 : 0,87	1 : 0,8 : 0,69	1 : 0,93 : 0,47	1 : 0,95 : 0,62	1 : 0,94 : 0,77	1 : 0,69 : 0,33	1 : 0,67 : 0,54	1 : 0,94 : 0,8	1 : 0,44 : 0,3	1 : 0,68 : 0,44
11	1 : 0.75 : 0.73	1 : 1,1 : 0,68	1 : 0,7 : 0,66	1 : 0,78 : 0,69	1 : 0,95 : 0,51	1 : 0,9 : 0,85	1 : 0,88 : 0,72	1 : 0,62 : 0,39	1 : 0,66 : 0,71	1 : 0,82 : 0,67	1 : 0,43 : 0,28	1 : 0,69 : 0,43
12	1 : 0.85 : 0.78	1 : 0,73 : 0,67	1 : 0,85 : 0,58	1 : 0,71 : 0,69	1 : 0,95 : 0,8	1 : 0,93 : 0,89	1 : 0,95 : 0,54	1 : 0,65 : 0,39	1 : 0,68 : 0,58	1 : 0,93 : 0,81	1 : 0,41 : 0,19	1 : 0,63 : 0,36

5.6. PERBANDINGAN KEBUTUHAN MATERIAL BAJA

Secara teori, semakin tinggi lengkung jembatan maka nilai reaksi horizontal pada perletakkan akan semakin kecil. Semakin kecil reaksi horizontal yang terjadi, berarti dapat memperkecil beban pada perletakkan. Hal tersebut akan mempengaruhi berkurangnya nilai momen yang berlaku pada komponen struktur lengkung jembatan. Bertambahnya tinggi jembatan diiringi dengan perpanjangan lengkung (*arch rib*) jembatan itu sendiri, sehingga dapat menambah berat struktur, material baja, serta biaya konstruksi.

Kebutuhan material baja dalam studi ini diperoleh dari berat sendiri struktur jembatan pada program SAP2000. Diagram perbandingan kebutuhan material baja pada ketiga model jembatan disuguhkan dalam Gambar 5. 62. Jembatan I dengan tinggi lengkung *f* = 15 m memiliki berat struktur 12075 kN, Jembatan II (*f* = 20 m) seberat 15290 kN, dan Jembatan III (*f* = 24 m) seberat 20524 kN.



Gambar 5. 62. Diagram Perbandingan Kebutuhan Material Baja Berdasarkan Berat Struktur Jembatan

Dalam penelitian ini, panjang jembatan ialah 120 m, sehingga nilai rasio perbandingan tinggi lengkung dan panjang bentang (*rise-to-span ratio*, *f*/*L*) antara lain: Jembatan I = $\frac{15}{120}$ = 0,125, Jembatan II = $\frac{20}{120}$ = 0,167, dan Jembatan III = $\frac{24}{120}$ = 0,200. Berdasarkan Gambar 5. 62. di atas, dapat dikatakan bahwa semakin tinggi

lengkung jembatan, akan menghasilkan rasio *f*/*L* yang besar. Nilai rasio *f*/*L* yang besar akan mengakibatkan berat struktur yang besar pula. Dengan demikian, material baja yang dibutuhkan jembatan pasti bertambah. Begitupun sebaliknya, semakin rendah lengkung jembatan, akan menghasilkan rasio *f*/*L* yang kecil. Nilai rasio *f*/*L* yang terlampau kecil berdampak pada lengkung jembatan yang terlalu datar. Kondisi tersebut akan menghasilkan peningkatan gaya aksial, seperti yang tersaji di pembahasan perbandingan respons struktur jembatan.

Pada Gambar 5. 62. nampak bahwa Jembatan I memiliki berat terendah atau yang paling ringan dibandingkan dua model jembatan lainnya. Sedangkan Jembatan III adalah yang paling berat di antara ketiga model yang ada, sekalipun mempunyai respons struktur terendah. Salah satu faktor penyebabnya ialah ketika perencanaan penampang profil. Penampang profil baja yang dipilih sangat berdampak terhadap berat struktur jembatan. Adapun penampang profil ditetapkan dengan bantuan fitur *auto select* dan juga secara *trial and error* pada program SAP2000, namun semua komponen batang struktur tetap diperiksa kekuatannya satu per satu. Hasil pemilihan penampang profil baja Jembatan III memang relatif lebih besar dibanding model jembatan lainnya. Selain penampang profil di struktur rangka utama pelengkung, penampang profil lainnya seperti gelagar utama, gelagar melintang, dan gelagar memanjang juga relatif lebih besar dimensinya pada Jembatan III daripada dua jembatan yang lain. Desain penampang profil jembatan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5. 13 hingga Tabel 5. 17. Dengan demikian, membuat Jembatan III lebih berat strukturnya dan memerlukan lebih banyak material baja. Sehingga dapat dinyatakan bahwa kebutuhan material baja meningkat seiring bertambahnya tinggi lengkung jembatan.

Dengan membandingkan ketiga model jembatan, dapat disimpulkan bahwa tinggi lengkung (*f*) yang efisien dari sudut pandang kebutuhan material untuk jembatan pelengkung rangka baja bertipe menerus (*steel through arch bridge*) dengan panjang bentang 120 meter adalah f = 20 meter pada Jembatan II. Hal tersebut dikarenakan Jembatan II memerlukan material yang tidak terlalu rendah dan juga tidak terlalu tinggi, sehingga tepat diterapkan untuk kasus serupa jembatan dalam tugas akhir ini.

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. KESIMPULAN

Hasil analisis dan pembahasan yang telah dilakukan pada variasi tinggi lengkung Jembatan Dian Pulau-Tetoat dengan panjang bentang 120 m, dapat disimpulkan sebagai berikut.

1. Secara garis besar, gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur rangka utama pelengkung (batang bawah, batang atas, batang diagonal, dan batang tegak) menurun seiring bertambahnya tinggi busur jembatan. Pola grafik perbandingan respons struktur yang berlaku pada masing-masing model jembatan relatif sama.
2. Semakin tinggi jembatan berdampak pada struktur yang semakin berat, sehingga mempengaruhi kebutuhan material baja yang digunakan semakin banyak. Penyebabnya ialah karena faktor penentuan penampang profil. Penampang profil baja yang dipilih berpengaruh signifikan terhadap berat struktur jembatan.
3. Agar jembatan pelengkung dengan panjang bentang 120 meter mampu bekerja secara baik dan optimal serta menghasilkan respons struktur tanpa memerlukan banyak biaya (efisien), nilai rasio bentang dan tinggi jembatan (*span to rise ratio*) yang sesuai ialah berkisar $\frac{L}{f} = \frac{120}{20} = 6$.

Perbandingan pengaruh variasi tinggi lengkung Jembatan Dian Pulau-Tetoat dalam tugas akhir ini diringkas dalam Tabel 6. 1.

Tabel 6. 1. Rekapitulasi Hasil Perbandingan Pengaruh Variasi Tinggi Lengkung Jembatan Dian Pulau-Tetoat

No.	Pembanding		Jembatan I	Jembatan II	Jembatan III
1	Tinggi lengkung jembatan (*f*)		15 m	20 m	24 m
2	Total tinggi jembatan (*H*)		18 m	23 m	27 m
3	Respons struktur maksimum terbesar batang bawah (BC)	Gaya aksial	12116 kN	11396 kN	10029 kN
		Gaya geser	270 kN	256 kN	308 kN
		Momen	1336 kNm	1332 kNm	1294 kNm
4	Respons struktur maksimum terbesar batang atas (TC)	Gaya aksial	16330 kN	12717kN	11152 kN
		Gaya geser	249 kN	234 kN	198 kN
		Momen	1345 kNm	1244 kNm	1190 kNm
5	Respons struktur maksimum terbesar batang diagonal (DC)	Gaya aksial	2046 kN	1903 kN	1784 kN
		Gaya geser	103 kN	98 kN	83 kN
		Momen	398 kNm	370 kNm	324 kNm
6	Respons struktur maksimum terbesar batang tegak (VC)	Gaya aksial	1586 kN	1544 kN	1248 kN
		Gaya geser	172 kN	150 kN	132 kN
		Momen	337 kNm	326 kNm	310 kNm
7	Kebutuhan material baja = Berat struktur jembatan		12075 kN	15290 kN	20524 kN

6.2. SARAN

Berlandaskan analisis dan pembahasan pada penelitian ini, penulis memiliki beberapa usulan untuk dipertimbangkan agar dapat menyempurnakan riset selanjutnya yang serupa atau berkaitan. Saran penulis tecantum sebagai berikut.

1. Penelitian ini memperhitungkan tiga perbedaan variasi tinggi lengkung jembatan. Ada baiknya variasi tersebut dapat bertambah pada penelitian selanjutnya agar memperoleh perbandingan dan hasil yang jauh lebih akurat.
2. Respons struktur yang dikaji dalam tugas akhir ini berupa gaya-gaya dalam pada struktur rangka utama pelengkung (batang bawah, batang atas, batang diagonal, dan batang tegak). Respons struktur pada komponen struktur yang lain seperti penggantung (*hanger*) atau ikatan angin (*bracing*) juga perlu ditinjau untuk memaksimalkan hasil penelitian selanjutnya.
3. Pembebanan yang diperhitungkan dalam menganalisis respons struktur struktur rangka utama pelengkung antara lain berat sendiri jembatan, beban mati tambahan, beban lajur lalu lintas, gaya rem, beban pejalan kaki, beban

angin pada struktur, serta beban gempa. Pada penelitian selanjutnya akan lebih maksimal jika mempertimbangkan pengaruh beban-beban lainnya.

4. Penelitian ini tidak meliputi perbandingan biaya. Aspek tersebut dapat menjadi salah satu faktor pembanding untuk dikaji dalam studi berikutnya agar dapat mengetahui variasi tinggi jembatan yang ekonomis.

DAFTAR PUSTAKA

American Institute of Steel Construction. 2005. *Steel Construction Manual Thirteenth Edition*. American Institute of Steel Construction Inc.. Chicago.

Atika, E. 2018. Analisis Variasi Tinggi Rangka Batang Pada Jembatan Rangka Baja Tipe Pratt (Analysis For The Height Variation Of Pratt Truss Bridge). *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Badan Standarisasi Nasional. 2008. SNI 2833:2008. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan*. BSN. Jakarta.

Badan Standarisasi Nasional. 2015. SNI 1729:2015. *Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*. BSN. Jakarta.

Badan Standarisasi Nasional. 2016. SNI 1725:2016. *Standar Pembebanan Untuk Jembatan*. BSN. Jakarta.

Badan Standarisasi Nasional. 2016. SNI 2833:2016. *Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa*. BSN. Jakarta.

Chen,Wai-Fah., dan Lian Duan. 2000. *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press LLC. New York.

Hidayat, R. A. 2019. Studi Variasi Tinggi Busur Pada Perencanaan Ulang Jembatan Sardjito II Terhadap Pengaruh Perilaku Dan Kekuatan Through Arch Bridge (Study Of Arch High Variation On Redesigning Sardjito II Bridge On The Effect Of Behavior And The Strength Of Through Arch Bridge). *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Jurusan Teknik Sipil. 2017. *Buku Pedoman Tugas Akhir*. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Kumalasari, I. 2017. Efisiensi Profil Rangka Baja Pada Jembatan Lantai Atas Dan Lantai Bawah Terhadap Variasi Tinggi Rangka. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Maisyarah, F. 2017. Studi Perbandingan Tinggi Busur Terhadap Bentang Utama Pada Jembatan Busur Rangka Baja Tipe A Half-Through Arch Bridge. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Merritt, Frederick., dan Roger Brockenbrough. 1972. *Structural Steel Designer's Handbook*. McGraw-Hill, Inc. New York.

Puja, Andre. 2011. Love Driven Life (Online). *Analisis Time History menggunakan SAP2000 atau ETABS*. (https://bit.ly/3gRpfjm. Diakses Februari 2020).

Retnoningtyas, R. 2017. Pengaruh Rasio Bentang dan Tinggi Jembatan Pelengkung Beton Bertulang Untuk Jalan Rel Terhadap Gaya-Gaya Dalam. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Gadjah Mada. Yogyakarta.

Setiawan, Agus. 2013. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03-1729-2002)*. Erlangga. Jakarta.

Setyawan, F.O. 2009. Perencanaan Jembatan Malangsari Menggunakan Struktur Jembatan Busur Rangka Tipe Through-Arch. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Institut Teknologi Sepuluh November. Surabaya

Siadari, W.N.A. 2012. Desain Jembatan Air Pangi 2 dengan Tipe Lengkung Atas (the Tied Arch). *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Struyk, H.J. et al. 1984. *Jembatan*. Pradnya Paramita. Jakarta.

Supriyadi, dan Muntohar. 2007. *Jembatan*. Beta Offset. Yogyakarta.

Wahyudi, R. 2017. Studi Perbandingan Desain Struktur Atas Jmebatan Baja dengan Tipe Through Arch Bridge. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Wanarno, A.N., dan Alfred Nobel Pakpahan, 2013. Perencanaan Jembatan Leho Kawasan Pesisir Kabupaten Karimun, Kepulauan Riau, dengan Struktur Jembatan Pelengkung (Arch Bridge). *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Diponegoro. Semarang.

Wen, L. Q. et al. 2010. Stability Analysis of Special-Shape Arch Bridge. *Tamkang Journal of Science and Engineering*. Taiwan.