

TUGAS AKHIR

**ANALISA PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN
DENGAN BENTANG 200M MENGGUNAKAN
METODE *CABLE STAYED SEMI FAN SYTEM*
(*Studi Literatur*)**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

Disusun Oleh:

PUJI RAMAZANA
1407210221



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2018**

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Puji Ramazana

NPM : 1407210221

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisa Perencanaan Struktur Jembatan Dengan Bentang Panjang 200 m Menggunakan *Metode Cable Stayed Semi Fan System*.

Bidang Ilmu : Struktur

Telah Berhasil dipertahankan di hadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, 4 Oktober 2018

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Tondi Amirsyah Putra, S.T, M.T

Dosen Pembimbing I / Penguji


Dr. Ade Faisal S.T, M.Sc

Dosen Pembimbing II / Penguji

Rhini Wulan Dary, S.T, M.T

Dosen Pembimbing II / Penguji


Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T, M.Sc

Program Studi Teknik Sipil

Ketua



Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T, M.Sc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Sapto Prabowo

Tempat /Tanggal Lahir: Pematang Panjang / 15 September 1996

NPM : 1407210079

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

“Perencanaan Posisi *Beltruss* Pada Bangunan *Tower Air Traffic Control* (ATC) Setinggi 80 M”

bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kesarjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, 29 September 2018



Saya yang menyatakan,

Sapto Prabowo

ABSTRAK

ANALISA PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN DENGAN BENTANG 200M MENGGUNAKAN METODE *CABLE STAYED SEMI FAN SYSTEM*

Puji Ramazana

1407210221

Tondi Amirysah Putera P, ST, MT

Rhini Wulan Dary, ST, MT

Jembatan kabel merupakan salah satu jenis jembatan dimana struktur utama berupa gelagar yang ditahan oleh satu atau lebih kabel yang dipasang miring serta berfungsi untuk meneruskan beban dari gelagar ke menara atau pylon. Jembatan kabel sangat efektif digunakan untuk bentang menengah dan panjang. Selain itu jembatan ini memiliki keunggulan yaitu mencegah penggunaan banyak pilar yang dapat mengganggu mobilitas dibawahnya. Jembatan kabel memiliki nilai estetika yang tinggi. Dalam tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui keamanan kabel bentang yang di rencanakan, dengan panjang bentang kiri 100 m dan kanan 100 m total panjang bentang 200 m dan lebar 17 m yang di lakukan dengan perangkat lunak *Csi Bridge ver,17* dan menggunakan standar acuan SNI 1726-2013 serta . Analisis perencanaan yang di lakukan menghasilkan nilai prioda 1,4 pada model 1 dan nilai prioda 0,885 pada model 2, dan dari hasil perbandingan didapat nilai layan I -0,041 sedangkan nilai layan II -0,042 sehingga struktur jembatan kabel berdasarkan hasil analisis perencanaan memenuhi syarat izin.

Kata kunci: Jembatan, prioda, deformasi.

ABSTRACT

ANALYSIS OF PLANNING STRUCTURE OF BRIDGE WITH LONG-TERM USING CABLE STAYED SEMI FAN SYSTEM METHOD

Puji Ramazana

1407210221

Tondi Amirysah Putera P, ST, MT

Rhini Wulan Dary, ST, MT

Cable bridges are one type of bridge where the main structure is a girder that is held by one or more cables that are tilted and serves to forward the load from the girder to the tower or pylon. Cable bridges are very effective for medium and long spans. In addition this bridge has the advantage of preventing the use of many pillars which can interfere with mobility below. Cable bridges have a high aesthetic value. In this final project aims to determine the security of the planned span cable, with a left span length of 100 m and right 100 m in total span length of 200 m and width of 17 m which is done with Csi Bridge ver software, 17 and using SNI 1726 reference standards 2013 and also. The planning analysis that was carried out produced 1.4 primers value on model 1 and 0.885 in model 2, and from the comparison results obtained service values I -0.041 while service value II -0.042 so that the structure of the cable bridge was based on the results of planning analysis fulfill permit requirements.

Keywords: Bridge, prioda, deformation.

KATA PENGANTAR

Alhamdulillahirabil'alamin, segala puji atas kehadiran Allah SWT yang telah memberikan rahmat, taufik serta hidayah-Nya kepada saya, sehingga atas barokah dan ridho-Nya, saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini sebagaimana yang diharapkan.

Adapun judul dari Tugas Akhir ini adalah “Analisa Perencanaan Struktur Jembatan Dengan Bentang 200 m Menggunakan Metode *Cable Stayed Semi Fan System*” yang diselesaikan selama kurang lebih 10 bulan. Tugas Akhir ini disusun untuk melengkapi syarat menyelesaikan jenjang kesarjanaan Strata S1 pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Selama menyelesaikan Tugas Akhir ini, saya telah banyak mendapat bimbingan dan bantuan dari berbagai pihak, untuk itu dalam kesempatan ini saya menyampaikan terima kasih kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putra P, S.T, M.T. selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini..
2. Ibu Rhini Wulan Dary S.T, M.T. selaku Dosen Pembimbing II dan penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal selaku Dosen Pembanding I dan penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Wakil Dekan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T, M.Sc selaku Dosen Pembanding II dalam penulisan Tugas Akhir ini dan Ketua Prodi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar,S.T, M.T, selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
6. Bapak dan Ibu staf pengajar Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Terimakasih kepada yang sangat teristimewa kepada Ayahanda tercinta Alm.Ridwan Ismail dan Ibunda tercinta Nur Fuadi M.Jafar yang telah bersusah payah mendidik dan membiayai saya serta menjadi penyemaangat

saya serta senantiasa mendoakan saya sehingga penulis dapat menyelesaikan studinya.

8. Terimakasih kepada kakak saya Haja Tina S.E,M.M, abang saya M.Rifki S.T, Nuzul Qudri S.T, adik saa Mulia Risnanda, Jannatun Naim, Jannatun Makwa dan Zainab Bill Auva yang telah menjadi motivasi saya hingga selesainya Tugas Akhir ini.
9. Kepada sahabat-sahabat saya Teuku Muhammad Suhaimi, Siti Dasopang, Rizki, Retno Friana Dewi, Juni Indriani, Yuwidha Arthika, Nizar Fuadi, Rahmad Amin Pasaribu, Hanifa Zahra, Adisti, Jefry Rahmad Fadhil terimakasih atas dukungan dan kerjasamanya selama ini.
10. Serta teman-teman teknik sipil khususnya kelas A stambuk 2014 dan seluruh teman-teman yang amat saya cintai yang memberikan semangat serta masukan yang sangat berarti bagi saya pribadi.

Saya menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan dikarenakan keterbatasan waktu serta kemampuan yang dimiliki oleh penulis. Oleh karena itu, saya mengharapkan saran dan kritik yang sifatnya membangun demi kesempurnaan Tugas Akhir ini.

Akhir kata saya mengucapkan terima kasih dan rasa hormat yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini. Semoga Tugas Akhir bisa memberikan manfaat bagi kita semua terutama bagi penulis dan juga bagi teman-teman mahasiswa Teknik Sipil khususnya. Amin.

Medan, September 2018

Penulis
Puji Ramazana

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PENYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR NOTASI	xiii
DAFTAR SINGKATAN	xv
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Ruang Lingkup Penelitian	2
1.4 Tujuan Penelitian	3
1.5 Manfaat Penelitian	3
1.6 Sistematika Penulisan	4
Bab 2 Tinjauan Pustaka	
2.1 Jembatan <i>Cable Stayed</i>	5
2.2 Pengertian Umum	6
2.2.1 Struktur Atas	7
2.2.2 Struktur Bawah	8
2.2.3 Bangunan Pelengkap Dan Pengaman Jembatan	8
2.3 Komponen-Komponen Utama	10
2.3.1 <i>Deck</i> Jembatan	13
2.3.2 Kabel Pengantung	15
2.3.3 Elemen Kabel Baja Prategang	18

2.3.4.1 Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis Beton (Es)	24
2.3.4.2 Kehilangan Akibat Susut Pada Beton (Sh)	24
2.3.4.3 Kehilangan Tegangan Akibat Friksi/Gesekan (F)	24
2.3.4.4 Kehilangan Prategang Akibat Slip Pengangkuran	24
2.3.4.5 Kehilangan Akibat Rangkak Pada Beton (Cr)	25
2.3.4.6 Kehilangan Tegangan Akibat Relaksasi Baja (R)	25
2.3.5. Perencanaan Kabel	27
2.3.5.2 Jarak Antara Kabel Pengantung	28
2.3.6 Menara Pengantung	30
2.3.6.1 Analisa <i>Pylon</i>	32
2.3.6.2 Penentuan Dimensi <i>Pylon</i>	32
2.4 Hubungan <i>Pylon</i> Dengan Jembatan	33
2.5 Filosofi Perencanaan	34
2.5.1 Keadaan Layan	35
2.5.2 Keadaan Batas Fatik Dan Fraktur	35
2.5.3 Karakteristik Batas Kekuatan	35
2.5.4 Keadaan Batas Ekstrem	35
2.5.5 Daktilitas	36
2.5.6 Redundasi	37
2.5.7 Kepentingan Oprasional	37
2.5.8 Kelompok Pembebanan Dan Simbol Untuk Beban	32
2.6 Faktor Beban Dan Kombinasi Pembebanan	38
2.6.1 Faktor Beban Dan Kombinasi Pembebanan	38
2.6.2 Faktor Beban Pada Masa Kontruksi	43
2.6.2.1 Evaluasi Pada Keadaan Batas Kekuatan	44
2.6.2.2 Evaluasi Lendutan Pada Keadaan Batas Layan	44
2.7 Faktor Beban Untuk Pendongkrakan Dan Gaya Paska Tarik	44
2.7.1 Gaya Dongkrak	44
2.8 Beban Permanen	44
2.8.1 Umum	44
2.8.2 Berat Sendiri (Ms)	46
2.8.3 Beban Mati Tambahan/Utilitas (<i>Ma</i>)	47

2.8.3.1	Ketebalan Yang Diizinkan	47
2.8.3.2	Sarana Lain Di Jembatan	47
2.8.4	Pengaruh Tetap Pelaksanaan	47
2.9	Beban Lalu Lintas	48
2.9.1	Umum	48
2.9.2	Lanjur Lalu Lintas Rencana	48
2.9.3	Beban Lajur D	49
2.9.3.1	Intensitas Beban D	50
2.9.3.2	Distribusi Beban D	52
2.9.3.3	Respon Terhadap Beban Lajur D	52
2.9.4	Beban Truck T	52
2.9.4.1	Besarnya Pembebanan Truck	53
2.9.4.2	Posisi Dan Pembebanan T	53
2.9.4.3	Kondisi Faktor Kepadatan Jalur	54
2.9.4.4	Bidang Kontak Roda Kendaraan	55
2.9.4.5	Penerapan Beban Hidup Kendaraan	50
2.1.9.6	Beban Hidup Untuk Evaluasi Lendutan	56
2.9.4.7	Beban Rencana Untuk Pelat Lantai	56
2.9.5	Klasifikasi Pembebanan Lalu Lintas	57
2.9.5.1	Pembebanan Lalu Lintas Yang Dikurangi	57
2.9.5.2	Pembebanan Lalu Lintas Yang Berlebih	57
2.9.6	Faktor Beban Dinamis	57
2.10	Gaya Rem (Tr)	59
2.11	Pembebanan Untuk Pejalan Kaki	59
2.12	Beban Angin	59
2.12.1	Tekanan Angin Horizontal	59
2.12.1.1	Beban Angin Pada Struktur (E_{w_s})	60
2.12.1.2	Beban Dari Struktur Atas	60
2.12.1.3	Gaya Angin Yang Langsung Bekerja	61
2.12.1.4	Gaya Angin Pada Kendaraan (E_{w_l})	61
2.12.1.5	Tekanan Angin Vertical	62
2.13	Peraturan Gempa Yang Dimodifikasi	62

2.13.1	Cara Analisis Tahan Gempa	72
2.13.2	Filosofi Perencanaan (Pembebanan)	73
2.13.3	Keadaan Batas Layan	73
2.13.4	Keadaan Batas Fatik Dan Fraktur	73
2.13.5	Keadaan Batas Kekuatan	73
2.13.6	Keadaan Batas Ekstrem	74
2.13.7	Daktilitas	74
2.13.8	Redundansi (Prediksi)	74
2.13.9	Kepentingan Operasional	74
2.14	Data Lalu Lintas Kapal	75
2.18.1	Klasifikasi Kapal Desain	75

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1	Bagan Alir Penelitian	76
3.2	Metode Analisis	77
3.3	Standar yang Digunakan Dalam Perencanaan	78
3.4	Kriteria Perencanaan Jembatan	78
3.5	Spesifikasi Material Struktur Jembatan Cable Stayed	79
3.6	Perencanaan Struktur Jembatan <i>Cable Stayed</i>	79
3.7	Permodelan Struktur Jembatan <i>Cable Stayed</i>	80
3.8	<i>Preliminary Design</i>	81
3.9	Gaya <i>Prestress</i> , Eksentrisitas dan Jumlah Tendon	86
2.9.1	Gaya <i>Prestress</i>	86
3.10	Analisis Beban Pada Jembatan	91
3.10.1	Analisis Beban Pada Jembatan	91
3.10.2	Beban Mati Tambahan (Ma)	91
3.10.3	Beban Lajur "D" (Td)	93
3.10.4	Gaya Rem (Tb)	93
3.10.5	Beban Pejalan Kaki (Tp)	94
3.10.6	Beban Angin (Ew)	94
3.11	Gaya Akibat Temperatur Seragam (Eu)	94
3.11.1	Temperatur Gradien (Tg)	95
3.11.2	Beban Gempa	95

3.11.3	Kombinasi Pembebanan	97
3.11.4	Beban Menara	98
3.11.5	Kabel Utama	98
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN		
4.1	Tinjauan Umum	99
4.2	Analisa Data	99
4.2.1	Hasil Analisa Prioda Getar	99
4.2.2	Kontrol Lendutan	101
4.3	Kabel Utama	105
4.4	Hasil Analisis Prategang Awal dan Jumlah Strand	107
4.5	Hasil Analisis Nilai Gaya Geser Arah X (V2)	107
4.6	Hasil Analisis Nilai Gaya Geser Arah Y (V3)	107
4.7	Hasil Analisis Nilai Gaya Aksial (P)	108
4.8	Kehilangan <i>Prestressed</i> pada <i>Box Girder</i>	109
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN		
5.1	Kesimpulan	115
5.2	Saran	116
DAFTAR PUSTAKA		117
DAFTAR RIWAYAT HIDUP		

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Nilai tipikal untuk $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$.	19
Tabel 2.2	Kawat-Kawat Untuk Beton Prategang	20
Tabel 2.3	Strand standar 7 kawat untuk beton prategang	20
Tabel 2.4	Spesifikasi strand 7 kawat	21
Tabel 2.5	Jenis Kabel dan Angkur	22
Tabel 2.6	Jenis Kabel dan Angkur	37
Tabel 2.7	Berat isi untuk beban mati	40
Tabel 2.8	Faktor beban untuk berat sendiri	41
Tabel 2.9	Faktor beban untuk beban mati tambahan	41
Tabel 2.10	Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan	42
Tabel 2.11	Jumlah lajur lalu lintas rencana	43
Tabel 2.13	Faktor beban untuk beban lajur "D"	44
Tabel 2.14	Faktor beban untuk "T"	47
Tabel 2.15	Faktor kepadatan lajur (m).	49
Tabel 2.16	Tekanan angin dasar	55
Tabel 2.17	Tekanan angin dasar (P_B) untuk berbagai sudut serang	56
Tabel 2.18	Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan	57
Tabel 2.19	Kategori kinerja seismik	58
Tabel 2.20	Prosedur analisis berdasarkan kategori kinerja seismik	59
Tabel 2.21	Faktor modifikasi respon (R_d)	59
Tabel 2.22	Kriteria panjang perletakan minimum (N)	60
Tabel 2.23	Koefisien tanah (S).	62
Tabel 3.1	Dimensi profil melintang <i>box girder</i>	75
Tabel 3.2	Perhitungan <i>section properties</i>	76
Tabel 3.3	Pemakaian jumlah <i>strands</i> Tendon	84
Tabel 3.4	Pemakaian jumlah <i>strands</i>	84
Tabel 3.5	Nilai-nilai faktor kapasitas daya dukung	89

Tabel 3.6	Spesifikasi <i>elastomeric bearing pad</i>	90
Tabel 3.7	Berat jenis bahan	92

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Jembatan <i>Cable stayed</i>	4
Gambar 2.2	<i>Suspension Bridge</i>	5
Gambar 2.3	<i>Cable stayed Bridge</i>	6
Gambar 2.4	Tekanan yang diberikan oleh gaya kabel	10
Gambar 2.5	<i>Deck stiffening truss</i>	11
Gambar 2.6	Gelagar <i>Solid Web</i>	13
Gambar 2.7	Gelagar Jembatan	15
Gambar 2.8	Ilustrasi Sistem kabel	15
Gambar 2.9	Sistem Kabel	16
Gambar 2.10	Tatanan <i>longitudinal</i> tipe memancar	17
Gambar 2.11	Tatanan <i>longitudinal</i> tipe sejajar	17
Gambar 2.12	Tatanan <i>longitudinal</i> tipe kipas	17
Gambar 2.13	Tatanan <i>longitudinal</i> tipe bintang	17
Gambar 2.14	Untaian Kawat Strand dan Strand 7 Kawat	21
Gambar 2.15	Tipe-tipe Ruji Kabel	22
Gambar 2.16	perhitungan pada kabel jembatan	24
Gambar 2.17	Tipe <i>pylon</i> jembatan <i>cable-stayed</i>	25
Gambar 2.18	Perilaku kolom pada <i>Pylon</i>	27
Gambar 2.19	Beban lajur "D".	45
Gambar 2.20	Momen lentur positif – bentang 1,3,5	46
Gambar 2.21	Momen lentur positif – bentang 2,4	46
Gambar 2.22	Momen lentur negatif pada pilar	47
Gambar 2.23	Pembebanan truk "T"	48
Gambar 2.24	Penempatan beban truk untuk momen negatif maksimum	50
Gambar 2.25	beban dinamis beban T untuk pembebanan lajur D	53
Gambar 2.26	Prosedur analisis tahan gempa	58
Gambar 2.27	Dimensi panjang dudukan perletakan minimum	61
Gambar 3.1	Diagram alir perencanaan	73

Gambar 3.2	Potongan melintang <i>box girder</i>	74
Gambar 3.3	Dimensi <i>box girder prestress</i>	75
Gambar 3.4	<i>Section properties</i> gelagar jembatan	76
Gambar 3.5	Jarak terhadap alas y	76
Gambar 3.6	Detail gambar tendon dari <i>csi brigde</i>	85
Gambar 3.7	Sepesifikasi Beban yang akan di hitung	86
Gambar 3.8	Tampak 3D r <i>Jembatan cable stayed</i>	91
Gambar 3.9	Tampak 3D Jembatan model 2 <i>software CSI Bridge</i>	91
Gambar 3.10	<i>Input</i> temperatur gradien pada <i>csi bridge</i>	93
Gambar 3.11	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk kota medan	94
Gambar 3.12	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk kota Medan	94
Gambar 3.13	Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk kota Medan	95
Gambar 3.14	Grafik <i>respon spectrum</i>	96
Gambar 3.15	Pemodelan respon spectrum pada <i>CSI Bridge</i>	96
Gambar 4.1	Grafik perbandingan nilai perioda getar (T)	97
Gambar 4.2	Grafik perbandingan nilai lendutan.	100
Gambar 4.3	Grafik perbandingan gaya aksial	105
Gambar 4.4	<i>Output</i> nilai Fcsd pada <i>Csi bridge</i>	108

DAFTAR NOTASI

E	= Modus elastisitas (MPa)
G	= Modulus geser (MPa)
t_p	= Ketebalan pelat lantai, dinyatakan dalam millimeter (mm)
H	= Tinggi total girder (mm)
b_p	= Lebar pelat lantai efektif (mm)
M_p	= Kekuatan lentur nominal (N-m)
M_s	= M_p
M_y	= Momen kapasitas pada saat terjadi leleh(N-m)
M_r	= Momen batas tekuk (N-m)
λ	= Parameter kelangsingan
λ_r	= Batas maksimum parameter kelangsingan penampang tidak kompak
λ_p	= Batas maksimum parameter kelangsingan penampang kompak
V	= Gaya geser rencana untuk keadaan batas sesuai akibat lentur(N)
A_t	= Luas transformasi dari lantai beton (mm^2)
Y_c	= Jarak garis netral penampang komposit terhadap titik berat luas $A_t(\text{mm}^2)$
I_t	= Momen kedua dari luas penampang komposit transformasi
ϕ	= Faktor reduksi
n	= Jumlah penghubung geser persatuan panjang
V_{su}	= Kekuatan geser statik (N)
A_{ts}	= Luas penampangdari tulangan melintang (mm^2/m)
b_{sh}	= Lebar bidang geser yang ditinjau (mm)
f_{ry}	= Kekuatan leleh karakteristik tulangan(MPa)
f_c'	= Kekuatan karakteristik beton (MPa)
f_y	= Kekuatan karakteristik baja (MPa)
N_t^*	= Gaya tarik minimum tulangan melintang pada tepi atas lanti (N/m)
d_s	= Tinggi lantai beton yang membentuk flens gelagar komposit (mm)
$C_{elastis}$	= Koefisien geser dasar tanpa faktor daktilitas dan risiko (Z)
$C_{plastis}$	= Koefisien geser dasar termasuk daktilitas dan risiko (Z)
A	= Percepatan/akselerasi puncak PGA di batuan dasar (g)

R	= Respon batuan dasar
S	= Amplikasi dipermukaan sesuai tipe tanah
Z	= Faktor reduksi sehubungan daktilitas dan risiko
T	= Periode alami struktur(detik)
c_d	= Faktor modifikasi nilai redaman terhadap standar 5%
S_o	= Akselerasi wilaya gempa dari respon (g)
h_i	= Konstanta redaman moda
W	= Berat bangunan bawah jembatan dan bagian bangunan atas (tf)
K	= Konstanta kekakuan (tf/m)
g	= Gaya gravitasi (9,8 m/s ²)
δ	= Simpangan pada kedudukan gaya inersia(m)
f	= Integrasi dari seluruh unit getar rencana
γ_i	= Faktor beban ke-i
η_I	= Faktor pengubah respon berkaitan dengan klasifikasi operasional
η_D	= Faktor pengubah respon berkaitan dengan daktilitas
η_R	= Faktor pengubah respon berkaitan dengan redundansi
Q_i	= Pengaruh gaya
R_n	= Tahanan nominal
R_r	= Tahanan terfaktor
MS	= Beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan
MA	= Beban mati perkerasan dan utilitas
TA	= Gaya horizontal akibat tekanan tanah
PL	= Gaya akibat proses pelaksanaan
SH	= Gaya akibat susut/rangkak
TB	= Gaya akibat rem
TR	= Gaya sentrifugal
TC	= Gaya akibat tumbukan kendaraan
TV	= Gaya akibat tumpukan kapal
EQ	= Gaya gempa
BF	= Gaya friksi
TD	= Beban lajur "D"
TT	= Beban truk "T"

- TP = Beban pejala kaki
 SE = Beban akibat penurunan
 ET = Gaya akibat temperatur gradien
 EU_z = Gaya akibat temperatur seragam
 EF = Gaya apung
 EW_S = Beban angin struktural
 EW_L = Beban angin pada kendaraan
 EU = Beban arus dan hanyutan
 q = intensitas beban terbagi rata(BTR) dalam arah memanjang (Kpa)
 L = Panjang total jembatan yang dibebani (m)
 L_{av} = Panjang bentang rata-rata dari bentang yang disambungkan(m)
 L_{max} = Panjang bentang maksimum (m)
 P_B = Tekanan angin dasar
 E_Q = Gaya gempa hrizontal (kN)
 C_{sm} = Koefisien respon gempa elastis
 R_d = Faktor modifikasi respon
 W_t = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN)
 μ = Angka poisson
 α = Koefisien pemuaian
 t_p = Ketebalan pelat lantai
 M_r = Momen batas tekuk, M_{cr} , jika $\lambda=\lambda_r$, dinyatakan dalam newton millimeter (N-mm)
 λ = Parameter kelangsingan
 λ_r = Batas maksimum parameter kelangsingan penampang tidak kompak
 λ_p = Batas maksimum parameter kelangsingan untuk penampang kompak
 V_L^* = Gaya geser longitudinal rencana persatuan panjang pada salah satu keadaan batas ultimit atau keadaan batas kelayanan, dinyatakan dalam newton (N)
 V^* = Gaya geser rencana untuk keadaan batas sesuai akibat lentur pada potongan yang ditinjau, dinyatakan dalam newton (N)
 V_L = Gaya geser longitudinal rencana persatuan panjang pada rencana beban tegangan kerja, dinyatakan dalam newton (N)

- V = Gaya geser rencana pada beban tegangan kerja, akibat lentur pada potongan yang ditinjau, dinyatakan dalam newton (N)
- I_t = Momen kedua dari luas penampang komposit transformasi, menganggap beton tanpa retak dan memperhitungkan lebar efektif lantai
- \emptyset = Faktor reduksi sesuai sub-pasal 4.5.2 (RSNI T-03-2005)
- n = Jumlah penghubung geser persatuan panjang
- V_{SU} = Kekuatan geser statik dari penghubung, dinyatakan dalam newton (N). Ukuran dan jarak antara penghubung dapat dipertahankan konstan pada setiap panjang dimana gaya geser rencana maksimum per satuan panjang tidak melebihi kapasitas geser dengan lebih dari 10 %. Ukuran dan jarak antara penghubung geser pada ujung tiap bentang harus dipertahankan untuk paling sedikit 10% panjang tiap bentang
- N = Tarik aksial rencana per satuan panjang pada keadaan batas ultimit, dinyatakan dalam Newton/m (N/m)
- A_{ts} = Luas penampang dari tulangan melintang per satuan panjang gelagar, dinyatakan dalam millimeter persegi per meter (mm^2/m)
- b_{sh} = Lebar bidang geser yang ditinjau, dinyatakan dalam millimeter (mm)
- f_{ry} = Kekuatan leleh karakteristik tulangan melintang, dinyatakan dalam Mega Pascal, (MPa)
- F_c' = Kekuatan karakteristik beton, dinyatakan dalam Mega Pascal (MPa)
- Abv = Luas penampang dari tulangan melintang per satuan panjang gelagar yang ditempatkan pada tepi bawah lantai atau peninggian, dinyatakan dalam millimeter persegi per meter (mm^2/m)
- N_t^* = Gaya gerik minimum per satuan panjang gelagar dalam tulangan melintang pada tepi atas lantai, akibat lentur melintang dalam lantai, dinyatakan dalam Newton/m (N/m)
- d_s = Tinggi lantai beton yang membentuk flens gelagar komposit, dinyatakan dalam millimeter (mm)
- b_{sh} = Panjang bidang keruntuhan geser yang mungkin sekeliling penghubung (lihat bidang geser jenis 3-3 atau 4-4 pada Gambar 2.7)
- $C_{elastis}$ = Koefisien geser dasar tanpa faktor daktilitas dan risiko (Z) (lihat
- $C_{plastis}$ = Koefisien geser dasar termasuk faktor daktilitas dan risiko (Z) (lihat

- A = Percepatan/akselerasi puncak PGA di batuan dasar (g)
 R = Respon batuan dasar
 S = Amplifikasi dipermukaan sesuai tipe tanah
 Z = Faktor reduksi sehubungan daktilitas dan risiko
 A = Akselerasi puncak di batuan dasar (g)
 T = Periode alami struktur (detik)
 S = Koefisien tanah
 S = Akselerasi gempa masukan (g)
 c_D = Faktor modifikasi nilai redaman terhadap standar 5% sesuai konstanta redaman moda h_i
 S_o = Akselerasi wilayah gempa dari respon spectra (g)
 $c_D = \frac{1,5}{40h_i+1} + 0,5$
 h_i = Konstanta redaman moda
 W = Berat bangunan bawah jembatan dan bagian bangunan atas yang dipikul (tf)
 K = Konstanta kekakuan (tf/m)
 g = Gravitasi (9,8 m/s²)
 T = Periode alami dari unit getar rencana (detik)
 δ = Simpangan pada kedudukan gaya inersia bangunan atas, bila gaya sesuai 80% berat bangunan bawah diatas permukaan tanah untuk perencanaan tahan gempa dan berat bagian bangunan atas yang dipikul olehnya dianggap bekerja dalam arah gaya inersia (m)
 $w(s)$ = Berat bangunan
 $u(s)$ = Simpangan pada kedudukan s dalam arah kerja gaya inersia bila gaya lateral sesuai berat bangunan atas dan bangunan bawah diatas permukaan tanah untuk perencanaan tanah gempa dianggap bekerja dalam arah gaya inersia (m)
 \int = Berarti integrasi dari seluruh unit getar rencana
 γ_i = Faktor beban ke- i
 η_I = Faktor pengubah respons berkaitan dengan daktilitas, redundansi, dan klasifikasi operasional

- η_D = Faktor pengubah respons berkaitan dengan daktilitas
- η_R = Faktor pengubah respons berkaitan dengan redundansi
- Q_i = Pengaruh gaya
- R_n = Tahanan nominal
- R_r = Tahanan terfaktor
- η_D = 1,05 untuk komponen tidak daktil dan sambungan
- η_D = 1,00 untuk perencanaan konvensional serta pendetailan yang mengikuti peraturan ini
- η_D = 0,95 untuk komponen-komponen dan sambungan yang telah dilakukan tindakan tambahan untuk meningkatkan daktilitas lebih dari yang disyaratkan oleh peraturan ini
- η_R = 1,05 untuk komponen non redundan
- η_R = 1,00 untuk komponen redundansi konvensional
- η_R = 0,95 untuk komponen dengan redundansi melampaui kontinuitas girder dan penampang torsi tertutup
- η_U = 1,05 untuk jembatan penting atau sangat penting
- η_U = 1,00 untuk jembatan tipikal
- η_U = 0,95 untuk jembatan kurang penting
- η_i = Faktor pengubah respon
- γ_i = Faktor beban
- Q_i = Gaya atau beban yang bekerja pada jembatan
- γ_{EQ} = 0,5 (jembatan sangat penting)
- γ_{EQ} = 0,3 (jembatan penting)
- γ_{EQ} = 0 (untuk standar)
- q = Intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)
- L = Panjang total jembatan yang dibebani (meter)
- L_{av} = Panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus
- L_{max} = Panjang bentang maksimum
- P_B = Tekanan angin dasar
- E_Q = Gaya gempa horizontal statis(kN)

- C_{sm} = koefisien respons gempa elastic
 R_d = Faktor modifikasi respons
 W_t = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai(kN)
 h = tinggi menara
 na = proyeksi panjang horizontal kabel
 a = panjang panel
A perlu = luasan penampang *pylon* yang diperlukan
 T = Gaya aksial total kabel pada *pylon*
 b = lebar penampang
 A_{sc} = Luas penampang kabel
 P = beban yang bekerja
 θ = sudut kabel terhadap horizontal
 γ = berat jenis kabel = 77 kN/m³
 a = jarak mendatar dari *pylon* ke kabel pada gelagar
 f_u = tegangan putus kabel = 1860 MPa
 P_B = Tekanan angin dasar
 Q_i = Pengaruh gaya
 R_n = Tahanan nominal
 R_r = Tahanan terfaktor

DAFTAR SINGKATAN

SNI = Standar Nasional Indonesia

RSNI = Revisi Standar Nasional Indonesia

BSN = Badan Standarisai Nasional

PBKT = Perencanaan Beban dan Kekuatan Terfaktor

PBL = Perencanaan berdasarkan Batas Layan

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Jembatan kabel (*cable stayed bridge*) merupakan salah satu jenis jembatan dimana struktur utama berupa gelagar yang ditahan oleh satu atau lebih kabel yang dipasang miring serta berfungsi untuk meneruskan beban dari gelagar ke menara atau *pylon*. Jembatan *cable stayed* sangat efektif digunakan untuk bentang menengah dan panjang. Selain itu jembatan ini memiliki keunggulan yaitu mencegah penggunaan banyak pilar yang dapat mengganggu mobilitas di bawahnya.

Pembangunan dibidang transportasi merupakan sebagian prioritas penting bagi pemerintah untuk mempercepat perkembangan daerah tertinggal. Transportasi darat merupakan transportasi yang paling efisien dibandingkan jalur transportasi lainnya. Jalan raya merupakan bagian dari jalur transportasi darat. Jalan raya ketika harus melewati suatu jalur sungai atau penghalang lainnya diperlukan struktur jembatan untuk menghubungkan wilayah satu dengan wilayah lainnya.

Struktur jembatan merupakan bagian penting dan paling mahal dari suatu sistem transportasi. Sehingga dalam mendesain suatu perencanaan struktur jembatan diperlukan data-data pembebanan yang lengkap dan lokasi yang tepat dimana jembatan tersebut akan dibangun, serta memilih struktur yang tepat untuk digunakan untuk desain jembatan tersebut. Perkembangan ilmu Teknik Sipil pada saat ini sangat pesat dengan berbagai penemuan yang dilakukan oleh para ahli. Perkembangan itu juga ditunjukkan oleh berbagai material yang dipakai para *desainer* dalam mendesain strukturnya sehingga memperoleh material yang efisien dan optimal untuk menerima beban yang direncanakan.

Sesuai kajian ekonomis dari biaya kontruksi termasuk bahan yang digunakan, jembatan kabel dibagi dalam 2 macam, yaitu; *Suspension bridge* dan *Cable stayed bridge*. Dalam Tugas Akhir ini akan diuraikan perencanaan struktur atas dari *Cable stayed bridge* dengan menggunakan *fan system*.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian yang telah disebutkan di atas, maka pokok permasalahan yang terjadi adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana merancang struktur atas jembatan dengan sistem *Cable Stayed Semi Fan Sytem*?
2. Bagaimana pengaruh bentang pada perilaku struktur jembatan dengan bentang yang direncanakan terhadap gaya gempa dan nilai prioda pada struktur ?
3. Bagaimana pengaruh deformasi pada struktur jembatan setelah analisis perencanaan di lakukan?

1.3 Ruang Lingkup Penelitian

Untuk menghindari timbulnya penyimpangan permasalahan yang semakin meluas pada Tugas Akhir ini, maka di perlukan ruang lingkup/pembatasan masalah yang diantaranya sebagai berikut:

1. Struktur jembatan yang direncanakan menggunakan metode *cable stayed*
2. Jembatan direncanakan berada di Sumatra Utara dengan kondisi tanah sedang berdasarkan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan SNI 1726-2013. Struktur dianalisa secara linier menggunakan program *Csi Bridge ver,17.0.0*.
3. Tinjauan hanya mencakup struktur atas (*Super-structure*).
4. Panjang perencanaan jembatan adalah 200 m dengan tanah sedang dan 160 m dengan tanah lunak dimana lebarnya 17 m dan dengan tinggi *pylon* 50m.
5. Analisa dan perhitungan untuk perencanaan struktur bawah (*abutment* dan pondasi) tidak dihitung dalam laporan tugas akhir ini.
6. Tidak meninjau metode pelaksanaan proyek secara keseluruhan (realisasi jembatan).
7. Standar pembebanan mengacu pada SNI 1725–2016 pembebanan untuk jembatan.
8. SNI 2833–2013 tentang perancangan jembatan terhadap gempa.
9. SNI 0076–2008 tentang tali kawat baja.

1.4 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah:

1. Untuk mengetahui keamanan *cable* dengan bentang yang di rencanakan.
2. Untuk menganalisis pengaruh penggunaan metode *cable stayed semi fan system* yang digunakan dan untuk menghitung pengaruh gempa terhadap jembatan serta mengetahui deformasi.
3. Untuk mengetahui nilai prioda struktur jembatan *cable stayed semi fan system* yang mengalami gaya lateral.

1.5.1 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah mengaplikasikan ilmu pengetahuan di bidang Teknik Sipil dan Lingkungan. Selain itu, hasil dari penelitian ini diharapkan dapat menjadi masukan atau alternatif pemilihan panjang bentang dalam teknik perencanaan jembatan dengan sistem *cable stayed semi fan system*.

1.6 Sistematika Penulisan

BAB 1 PENDAHULUAN

Menguraikan hal-hal umum mengenai Tugas Akhir, seperti latar belakang, rumusan masalah, ruang lingkup, tujuan penulisan, manfaat penelitian dan sistematika penulisan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini berisi teori-teori atau prosedur yang dilakukan penulis untuk memperoleh jawaban yang sesuai dengan kasus permasalahan.

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini menjelaskan rencana atau prosedur yang dilakukan penulis memperoleh jawaban yang sesuai dengan kasus permasalahan.

BAB 4 ANALISA DATA

Bab ini menguraikan hasil pembahasan analisis desain dan kinerja struktur jembatan.

BAB 5 KESIMPULAN

Bab ini merupakan bahasan terakhir yang memberikan ringkasan dan kesimpulan serta saran dari tugas akhir.

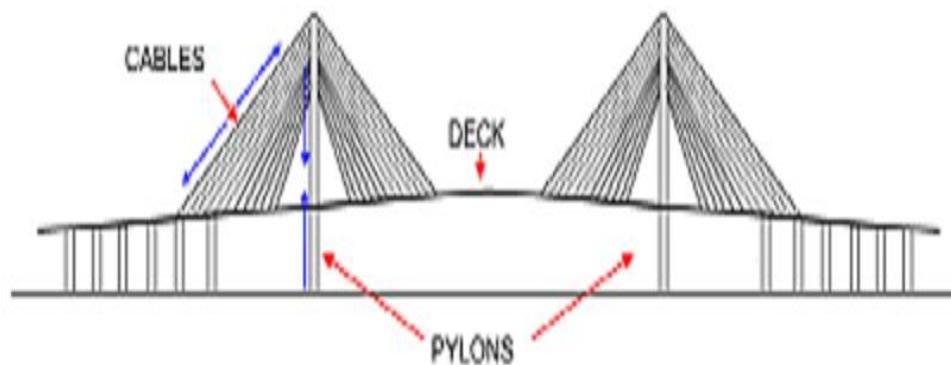
BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Jembatan *Cable Stayed*

Jembatan secara umum didefinisikan sebagai struktur bangunan yang menghubungkan rute/lintasan transportasi yang melintasi sungai, rawa, danau, selat, saluran, jalan raya, kereta api, atau perlintasan lainnya. Secara garis besar konstruksi, jembatan terdiri dari 2 komponen utama yaitu bangunan atas (*upperstructure*) dan bangunan bawah (*sub structure*). Bangunan atas merupakan bagian jembatan yang menerima langsung beban dari orang dan kendaraan yang melewatinya, meliputi: lantai jembatan, gelagar/rangka jembatan, gelagar melintang, diafragma. Sedangkan bangunan bawah merupakan bagian yang menerima beban dari bangunan atas, meliputi: *abutment*/pangkal jembatan, pilar jembatan dan pondasi.

Jembatan *Cable Stayed* sudah dikenal sejak lebih dari tahun 200 tahun yang lalu (Walter,1988) yang pada awal era tersebut umumnya dibangun dengan menggunakan kabel *vertical* miring seperti pada Gambar 2.1. Jembatan seperti ini merupakan kombinasi dari jembatan *Cable Stayed Modren*. Sejak saat itu pembangunan jembatan *Cable Stayed* mengalami banyak perubahan dan perkembangan yang mempunyai bentuk bervariasi dari segi material yang digunakan (Supriyadi dan Muntohar, 2007:197).

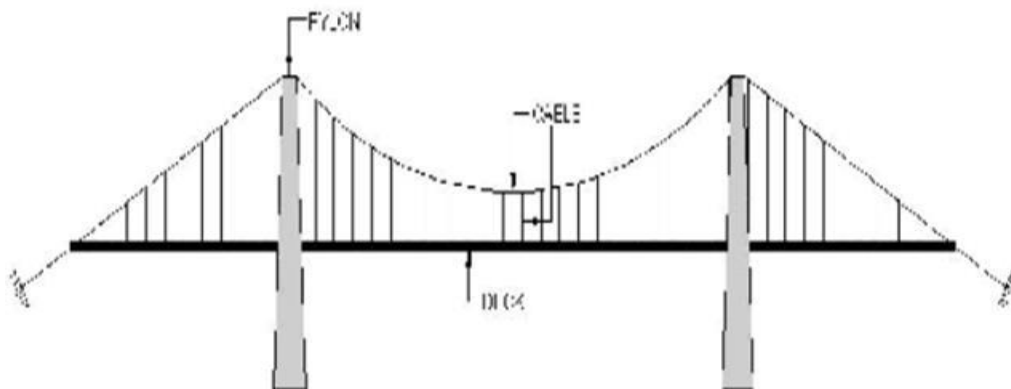


Gambar 2.1: Jembatan *Cable Stayed*

Pada umumnya jembatan *Cable stayed* menggunakan gelagar baja, rangka beton atau beton pratekan sebagai glagar utama jenis jembatan dan material di gunakan sesuai dengan fungsi dan kebutuhan pada lapangan. Misalnya untuk bentang yang sangat panjang dapat digunakan jembatan *suspension* dan untuk jembatan yang panjang cocok di gunakan jembatan *Cable stayed*.

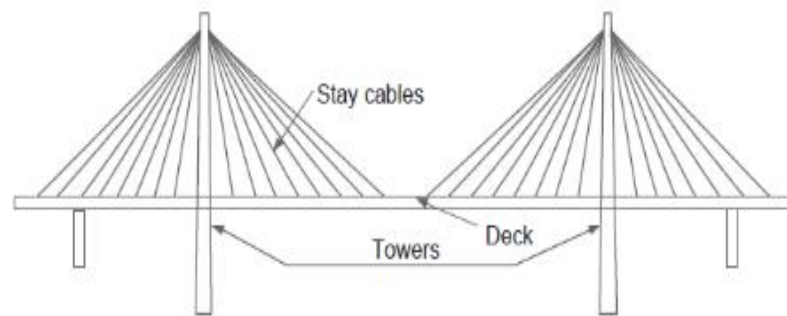
2.2 Pengertian Umum

Dapat di lihat pada Gambar 2.2 pada umumnya jembatan di desain dengan bentang yang cukup panjang, jembatan *cable stayed* merupakan adopsi atau kombinasi dari jembatan *Suspension* dikarenakan jembatan *Suspension* menggunakan material kabel sebagai kabel ekstrenal dalam struktur komponen umum namun memiliki prinsip kerja yang berbeda. Pada jembatan gantung (*Suspension*) kabel berkerja sebagai pemikul beban vertikal dari lantai kendaraan. Kabel yang bekerja tidak memiliki tekan pada lantai kendaraan kabel-kabel vertikal tersebut tergantung pada kabel utama, dan kabel utama tersebut di angkur pada kedua titik ujung-ujung jembatan.



Gambar 2.2: *Suspension Bridge*.

Pada jembatan *Cable stayed*, kabel tidak saja berfungsi sebagai pemikul beban namun dapat juga memberikan tekanan pada lantai kendaraan seperti pada Gambar 2.3. Tekanan yang di berikan dapat membantu meningkatkan kekakuan pada lantai kendaraan. Tujuan dari pemberian gaya pada prategang ialah untuk mengimbangi berat sendiri pada *deck* jembatan.



Gambar 2.3: *Cable Stayed Bridge*.

2.2.1. Struktur Atas (*Superstructures*)

Struktur atas jembatan adalah bagian-bagian jembatan yang memindahkan beban beban lantai jembatan ke perletakan arah horizontal. Lantai jembatan adalah bagian dari suatu jembatan yang langsung menerima beban lalu lintas kendaraan, pejalan kaki dan beban yang membebaninya secara langsung. Secara umum bangunan atas pada jembatan terdiri dari yaitu:

a. Gelagar Induk

Komponen ini terletak pada jembatan yang letaknya memanjang atau tegak lurus arah aliran sungai. Komponen ini merupakan suatu bagian struktur yang menahan beban langsung dari pelat lantai kendaraan.

b. Gelagar Melintang Atau Diafragma

Komponen ini terletak pada jembatan yang letaknya melintang arah yang mengikat balok-balok gelagar induk. Komponen ini juga mengikat beberapa balok gelagar induk agar menjadi suatu kesatuan supaya tidak terjadi pergeseran antar gelagar induk.

c. Lantai Jembatan

Berfungsi sebagai penahan lapisan perkerasan yang menahan langsung beban lalu lintas yang melewati jembatan. Komponen ini menahan suatu beban yang langsung dan ditransferkan secara merata keseluruh lantai kendaraan.

d. Perletakan Atau Andas

Terletak menumpu pada *abutment* dan pilar yang berfungsi menyalurkan semua beban langsung jembatan ke *abutment* dan diteruskan ke bagian fondasi.

e. Plat Injak

Plat injak berfungsi menghubungkan jalan dan jembatan sehingga tidak terjadi perbedaan tinggi keduanya, juga menutup bagian sambungan agar tidak terjadi keausan antara jalan dan jembatan pada pelat lantai jembatan.

2.2.2. Struktur Bawah

Struktur bawah suatu jembatan adalah merupakan suatu pengelompokan bagian-bagian jembatan yang menyangga jenis-jenis beban yang sama dan memberikan jenis reaksi yang sama, atau juga dapat disebut struktur yang langsung berdiri di atas dasar tanah.

a. Fondasi

Fondasi merupakan perantara dalam penerimaan beban yang bekerja pada bangunan ke tanah dasar dibawahnya. Maka bentuk bangunan fondasi sangat tergantung dari tanahdasar dibawahnya atau tergantung dari jenis tanah bawah dasar fondasi, yang menentukan besarnya kuat dukung tanah dan penurunan yang terjadi.

Berikut beberapa jenis fondasi yang sering digunakan yaitu:

1. Fondasi Dangkal

Fondasi dangkal digunakan bila lapisan tanah dibawah fondasi yang telah diperhitungkan dan diperkirakan mampu memikul beban bangunan diatasnya. Fondasi dangkal mempunyai kedalaman berkisar 0-12 m, tetapi dalam pemilihan jenis fondasi pun berbeda-beda, tergantung dari struktur tanah yang cocok untuk fondasi yang telah direncanakan, dan biasanya menggunakan jenis fondasi telapak atau sumuran (*caisson*) serta

2. Fondasi Dalam

Fondasi yang mempunyai kedalaman berkisar >12 m dan biasanya berupa tiang pracetak, tiang kayu, tiang beton yang dicor ditempat dengan pipa *cassing* baja yang ditekan dan dipuntir kedalam tanah atau dengan pengeboran tanah. Pada umumnya digunakan jenis fondasi tiang pancang.

b. *Abutment*

Abutment terletak pada ujung jembatan. Maka *abutment* ini juga berfungsi sebagai penahan tanah dan menahan bagian ujung dari balok gelagar induk.

Umumnya *abutment* dilengkapi dengan konstruksi sayap yang berfungsi untuk menahan tanah dalam arah tegak lurus as jembatan dari tekanan lateral (menahan tanah ke samping).

c. Pilar

Berbeda dengan *abutment* yang jumlahnya ada 2 (dua) dalam satu Jembatan. Bentuk pilar suatu jembatan harus mempertimbangkan pola pergerakan aliran sungai, sehingga dalam perencanaanya selain pertimbangan dari segi kekuatan juga memperhitungkan masalah keamanannya. Dalam segi jumlah pun bermacam-macam tergantung dari jarak bentangan yang tersedia, keadaan sungai dan keadaan tanah.

2.2.3. Bangunan Pelengkap Dan Pengaman Jembatan

Bangunan pelengkap pada jembatan adalah bangunan yang merupakan pelengkap dari konstruksi jembatan yang fungsinya untuk pengamanan terhadap struktur jembatan secara keseluruhan dan keamanan terhadap pemakai jalan.

Macam-macam bangunan pelengkap:

a. Saluran *Drainase*

Terletak di kanan-kiri *abutment* dan di sisi kanan-kiri perkerasan jembatan. Saluran *drainase* berfungsi untuk saluran pembuangan air hujan pada jembatan.

b. Jalan Pendekat

Jalan pendekat/oprit jembatan adalah jalan yang berfungsi sebagai jalan masuk bagi kendaraan yang akan lewat jembatan agar terasa nyaman. terletak di kedua ujung jembatan.

c. Talud

Talud mempunyai fungsi utama sebagai pelindung *abutment* dari aliran air sehingga sering disebut talud pelindung terletak sejajar dengan arah arus sungai.

d. *Guide Post*/Patok Penuntun

Berfungsi sebagai penunjuk jalan bagi kendaraan yang akan melewati jembatan, biasanya diletakkan sepanjang jembatan.

e. Lampu penerangan

Selain berfungsi untuk penerangan di daerah jembatan pada malam hari juga berfungsi untuk estetika.

Perencanaan harus memperhatikan faktor komponen struktur maupun keseluruhan jembatan dengan mempertimbangkan faktor-faktor berikut (Masnul, 2009):

1. Kontinuitas dan redundansi.
2. Semua komponen struktur jembatan harus mempunyai ketahanan yang terjamin terhadap kerusakan dan instabilitas sesuai umur yang direncanakan.
3. Aspek perlindungan eksternal terhadap kemungkinan adanya beban yang tidak direncanakan atau beban berlebihan.

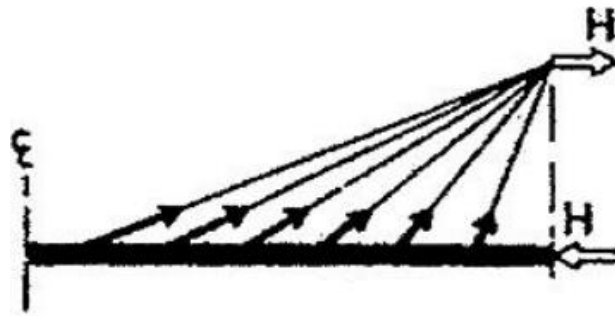
2.3 Komponen-Komponen Utama

Jembatan kabel merupakan jembatan yang terdiri dari beberapa komponen-komponen penting untuk melengkapi kekuatan dalam struktur jembatan. Dimana komponen tersebut terdiri dari lantai kendaraan (*deck*) yang berfungsi sebagai lantai kendaraan yang memiliki setruktur yang kuat serta kekakuan yang besar, kabel pengantung (*Stayed cable*) yang berfungsi sebagai struktur yang bersifat mudah lentur dan hanya dapat memikul tegangan tarik, dan menara pengantung (*Pylon*) yang berfungsi sebagai struktur berukuran tinggi yang merupakan tumpuan dari elemen kabel. Komponen dari jembatan ini mempunyai sistem kerja yang berbeda Namun secara umum komponen ini mempunyai komponen yang bekerja sama dalam fungsinya.

2.3.1 Deck jembatan

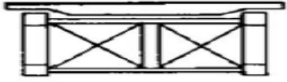
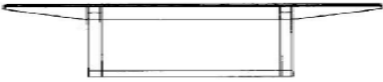


Deck adalah bagian dari jembatan yang berfungsi sebagai lantai kendaraan. Material yang di gunakan pada *deck* beragam seperti beton, baja dan komposit. Bentuk *deck* juga beragam sesuai dengan material yang di gunakan, dalam fungsi kerjanya *deck* merupakan elemen external yang dominan dalam menerima beban. Beban yang di pikul oleh dek berupa beban mati yaitu berat sendiri struktur, beban mati tambahan serta beban lalu lintas Gambar 2.4.

Karena fungsinya sebagai tempat lalu lalang transportasi maka struktur *deck* harus mempunyai kekakuan yang besar, kuat dan stabil. Besarnya kekakuan pada dek juga ikut di sumbang oleh gaya kabel, jarang antara kabel serta besar sudut kabel terhadap benda horizontal.



Gambar 2.4: Tekanan yang di berikan oleh gaya kabel.

Semakin besar gaya aksial yang di dihasilkan maka semakin besar kekakuan yang di sumbangkan oleh kabel. Pada Gambar 2.4 menunjukan momen yang terjadi pada jembatan dapat dilihat bahwa kabel akan mengurangi momen yang terjadi pada *deck* jembatan. Diagram momen juga dapat membantu untuk tahap awal penentuan jumlah kabel di mana pada gambar tersebut dapat di lihat adanya *zero deflection*. Pada awal perkembangan jembatan *Cable Stayed modern, stiffening truss* banyak digunakan tetapi sekarang sudah mulai ditinggalkan dan jarang digunakan dalam desain, karena mempunyai banyak kekurangan. Kekurangannya adalah membutuhkan pabrikasi yang besar, perawatan yang relatif sulit, dan kurang menarik dari segi estetika. Meskipun demikian dapat digunakan sebagai gelagar dengan alasan yang memiliki sifat aero dinamik yang baik, Berikut adalah contoh gambar *stiffening truss*:

No	Tipe jembatan	Penampang jembatan
1	Jalan raya	
2	Jalan raya dan kereta api	
3	Jalan raya dan kereta api	
4	Jalan raya dan kereta api	

Gambar 2.5: *Deck stiffening truss*(Troitsky, 1977).

Deck atau gelagar yang tersusun dari solid web terbagi atas dua tipe yang terbuat dari baja atau beton dapat di klasifikasikan sebagai berikut:

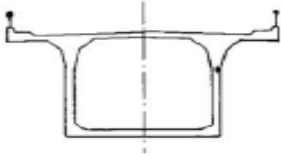
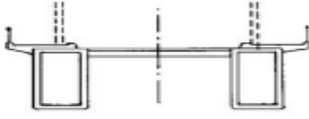

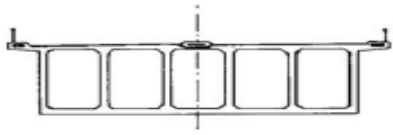

- a) Gelagar pelat (*plate girder*), dapat terdiri dari dua atau banyak gelagar.
- b) Gelagar box (*box girder*), dapat terdiri dari satu atau dua susunan *box* yang dapat berbentuk persegi panjang atau trapesium.

Susunan *deck* yang tersusun dari gelagar tidak memiliki kekakuan torsi yang besar sehingga tidak dapat di gunakan untuk jembatan yang berbentuk panjang dan lebar atau untuk jembatan yang di rencanakan hanya menggunakan satu bidang pengantung. *Deck* jembatan satu atau susunan *box* akan memiliki kekuatan torsi yang sangat besar sehingga sangat cocok untuk jembatan yang mengalami torsi besar. Jembatan yang menggunakan satu bidang kabel pengantung biasanya menggunakan gelagar *box* tunggal.

Gelagar pelat atau *box* mempunyai masalah seperti pada truss berupa perawatan terhadap korosi yang relatif mahal meskipun biaya konstruksinya lebih murah. Perkembangan teknologi beton yang sangat cepat membuat baja mulai ditinggalkan dan beralih ke gelagar beton yang dapat berupa beton *precast* atau cetak setempat. Gelagar beton umumnya berupa gelagar *box* tunggal yang diberi pengaku lateral pada jarak tertentu (Supriyadi dan Muntohar, 2007:206).

Gelagar atau *deck* biasanya berupa beton dengan berat yang relatif lebih ringan, *deckorthotropic*, atau baja berongga yang sebagian diisi dengan beton (komposit baja-beton). Pada sistem lantai atau *deck* ini, pengaruh kembang-susut material baja atau beton perlu diperhatikan dengan seksama. Kembang-susut yang tidak terkontrol dapat menyebabkan penambahan tegangan pada struktur *deck*, aspek penting lainnya dari gelagar atau *deck* jembatan adalah kekakuan torsional. Kekakuan torsional yang baik akan menyebabkan kestabilan yang lebih baik dari jembatan terhadap beban dinamik angin (Hidayat, 2011). Susunan *deck* yang tersusun dari gelagar pelat (*plate girder*) tidak memiliki kekakuan torsional yang besar sehingga tidak dapat digunakan untuk jembatan yang bentangnya panjang dan lebar jembatan yang direncanakan hanya menggunakan satu bidang kabel penggantungan. *Deck* jembatan yang menggunakan satu atau susunan *box* akan memiliki kekakuan torsi yang sangat besar sehingga cocok untuk jembatan yang



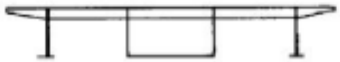
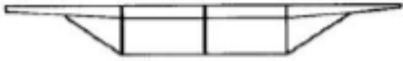



mengalami torsi yang sangat besar (Supriyadi dan Muntohar, 2014). Berikut adalah gambar gelagar *plat solid web*:

No	Komposisi	Penampang Jembatan
1	<i>Single Box Girder</i>	
2	<i>Twin Box Girder</i>	
3	<i>Twin Box Girder</i>	
4	<i>Multiple Box Girder</i>	
5	<i>Twin Trapezoidal Box Girder</i>	

Gambar 2.6: Gelagar *solid web*.

Gelagar yang tersusun dari *solid web* yang terbuat dari baja atau beton dapat berupa:

- a) Gelagar pelat (*plate girder*), terdiri atas dua atau banyak gelagar;
- b) Gelagar box (*box girder*), terdiri atas satu atau susunan *box* yang dapat berbentuk persegi panjang atau trapesium;

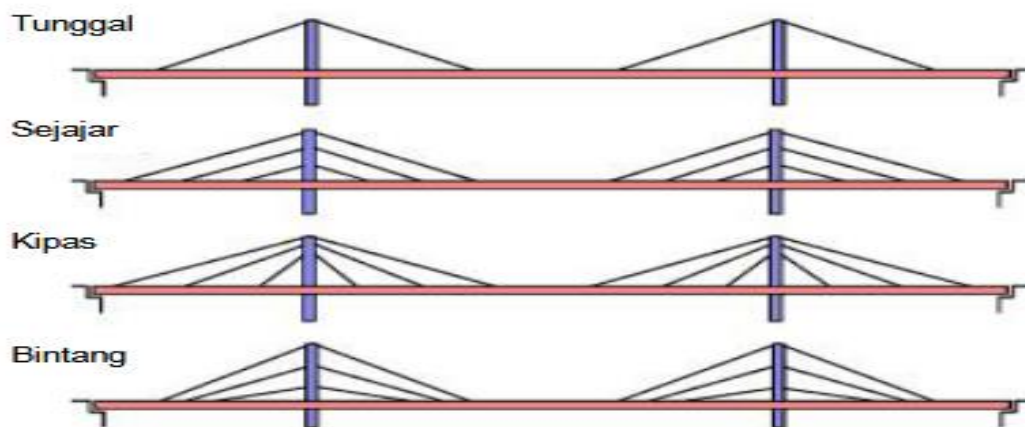
No	Komposisi	Penampang Jembatan
1	<i>Twin I Girder</i>	
2	<i>Single Rectangular Box Girder</i>	
3	<i>Central Box Girder dan Single Single Web Girder</i>	
4	<i>Single Twin Cellular Box Girder dan Sloping Struts</i>	
5	<i>Single Trapezoidal Box Girder</i>	
6	<i>Twin Rectangular Box Girder</i>	
7	<i>Twin Trapezoidal Box Girder</i>	

Gambar 2.7 Gelagar jembatan dengan *solid web* baja.

Material struktur atas dapat terbuat dari beton, baja, dan komposit. Struktur atas terbuat dari beton biasanya digunakan untuk bentang sampai dengan 350 meter dengan pertimbangan biaya pelaksanaan yang lebih murah. Untuk bentang yang lebih panjang, pemakaian beton pada gelagar jembatan akan menyebabkan penambahan berat sendiri yang pada akhirnya akan mempengaruhi dimensi elemen jembatan yang lain seperti kabel, menara, dan fondasi. Dengan pertimbangan tersebut, pada bentang yang lebih dari 500 meter umumnya digunakan gelagar jembatan baja. Di antaranya dapat digunakan material komposit baja dan beton. Kelebihan dari struktur komposit tersebut adalah kemudahan dalam hal pelaksanaan pekerjaan.

2.3.2 kabel pengantung (*Stayed cable*)

Kabel adalah struktur yang bersifat fleksibel, hal ini dikarenakan kekakuan kabel yang rendah, sehingga kabel dapat berubah bentuk saat di bebani. *Fleksibel* pada kabel menyebabkan kabel sebagai struktur kabel yang mengalami deformasi besar ketika di bebani. Besarnya deformasi tergantung pada pembebanan yang terjadi saat kabel di beri pembebanan. Selain memiliki sifat *fleksibel* sifat lain dari kabel ialah hanya mampu memikul tegangan tarik, menyebabkan kabel elastis tidak terjadi tekuk. Kabel digunakan untuk menopang sistem lantai (gelagar) diantara dua tumpuan dan memindahkan beban tersebut ke menara (Supriyadi dan Muntohar, 2014). Sistem kabel seperti ditunjukkan Gambar 2.8 terdiri dari kabel struktural, segmen-segmen dari gelagar, dan *pylon*.

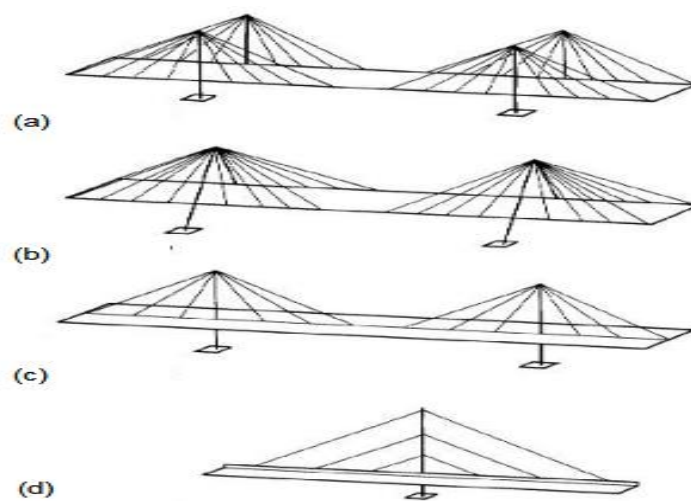


Gambar 2.8: Ilustrasi *system* kabel jembatan *cable stayed*.

Sistem kabel ini bisa di sederhanakan dengan meninjau kabel sebagai sebuah tatanan transversal dan tatanan longitudinal. Tatanan *transversal* atau tatanan melintang dapat menggunakan tiga *alternative* yaitu satu bidang (*single plane*), dua bidang (*two lateral plane*), dan tiga atau lebih bidang. Kabel satu bidang digunakan untuk jembatan dengan lebar yang relatif kecil serta jumlah lajur lalu lintas yang genap, sedangkan untuk dua bidang digunakan pada jembatan dengan lebar lajur lalu lintas cukup besar, contohnya jembatan suramadu, jembatan merah putih (jembatan Galalapoka), dan lain sebagainya. Jembatan *cable stayed* dengan jumlah bidang kabel tiga atau lebih, biasanya digunakan untuk jembatan dengan

yang sangat lebar. Penggunaan kabel penggantung tiga bidang sampai saat ini masih berupa inovasi dan baru sampai pada tahap desain (Podolny et. all, 1998)

Sistem kabel merupakan salah satu hal yang sangat mendasar dalam perencanaan jembatan *cable stayed* dapat dilihat pada Gambar 2.9. Kabel digunakan untuk menopang lantai kendaraan atau *deck* di antara dua tumpuan dan memindahkan beban tersebut pada menara/*pylon*. Sistem kabel terbagi menjadi empat bentuk dasar, yaitu: a) sistem *radiating*; b) sistem *harp*; c) sistem *fan*; d) sistem *star*.



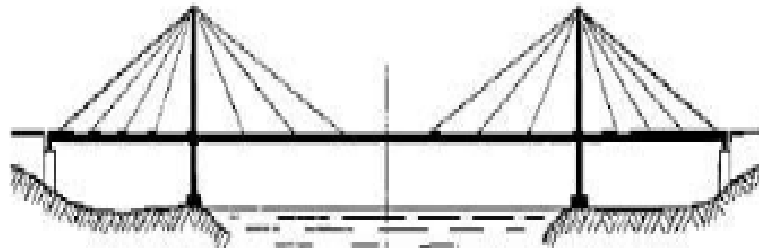
Gambar 2.9: Sistem Kabel (Troitsky, 1977).

Dari Gambar di atas, dapat dilihat perbedaan dari setiap sistem kabel. Pada sistem kabel *radiating*, kabel dipusatkan pada ujung atas menara dan disebar sepanjang bentang pada gelagar. Pada sistem *harp*, kabel-kabel penggantung dipasang sejajar dan disambungkan ke menara dengan ketinggian yang berbeda pada satu kabel dengan kabel lainnya. Sistem kabel *fan* merupakan kombinasi antara sistem *radiating* dan sistem *harp*, dimana kabel disebar pada bagian atas menara dan pada sepanjang bentang, sehingga kabel tidak sejajar. Sedangkan pada sistem kabel *star*, bentuknya berlawanan dengan sistem *radiating* dimana kabel terpusat pada gelagar.

a. Tipe memancar (*radiating*)

Gambar 2.10 Merupakan sebuah susunan dimana kabel dipusatkan pada ujung atas menara dan disebar sepanjang bentang dan gelagar. Kelebihan tipe ini

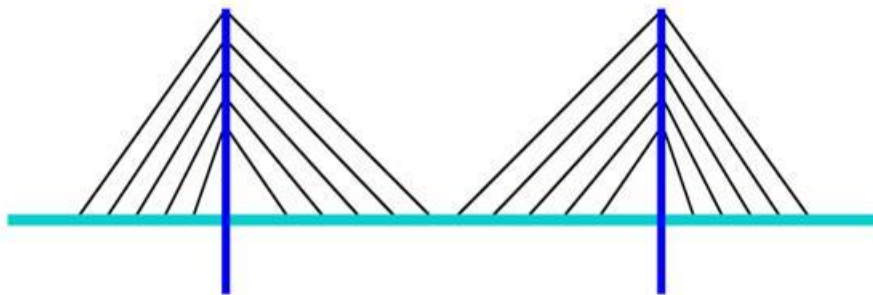
adalah kemiringan rata-rata kabel cukup besar 15 sehingga komponen gaya horizontal tidak terlalu besar kabel yang terkumpul di atas kepala (top) menara menyulitkan dalam perencanaan dan pendetailan sambungan.



Gambar 2.10: Tatanan *longitudinal* tipe memancar.

b. Tipe sejajar (*harp*)

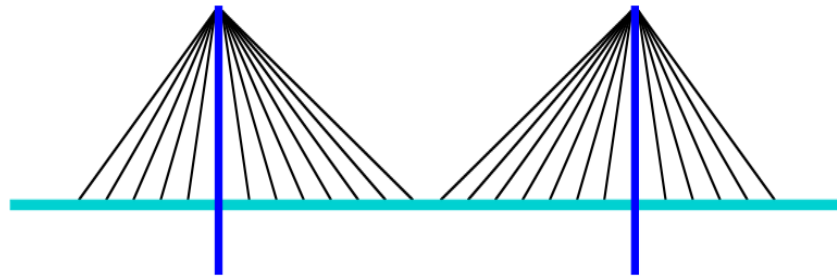
Terdiri atas kabel-kabel penggantung yang di pasang sejajar disambungkan ke menara dengan ketinggian yang berbeda-beda satu terhadap yang lainnya Gambar 2.11. Susunan kabel yang sejajar memberikan efek estetika yang sangat indah namun terjadi lentur yang besar pada menara



Gambar 2.11: Tatanan *longitudinal* tipe sejajar.

c. Tipe kipas (*fan*)

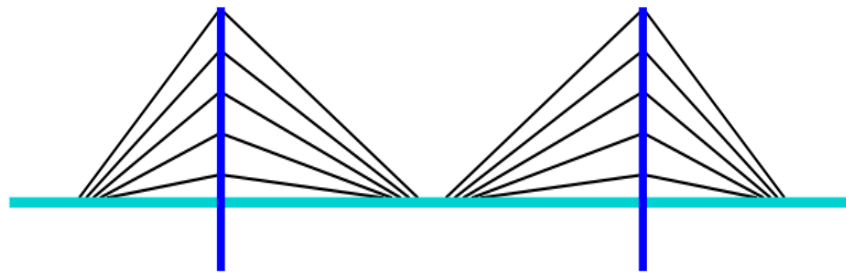
Merupakan solusi tengah dari tipe radiating dengan tipe harp. Kabel disebar pada bagian atas menara dan pada *deck* sepanjang bentang, menghasilkan kabel tidak sejajar Gambar 2.12. Penyebaran kabel pada menara akan memudahkan pendetailan tulangan.



Gambar 2.12: Tatanan *longitudinal* tipe kipas.

d. Tipe bintang (*star*)

Memiliki bentuk yang berlawanan dengan tipe radiating dimana kabel terpusat pada gelagar. Bentuk ini memberikan efek estetika yang baik namun menyulitkan pendetailan sambungan pada gelagar Gambar 2.13. Dukungan antara dua tumpuan tetap, jembatan hanya ada pada pertemuan kabel sehingga momen lentur yang akan terjadi menjadi lebih besar.



Gambar 2.13: Tatanan *longitudinal* tipe bintang.

2.3.3 Elemen kabel baja prategang

Baja yang dipakai untuk prategangan biasanya merupakan baja mutu tinggi dan disebut tendon prategang. Tendon prategang umumnya berupa *strand* (untaian kawat), kawat (*wire*) dan batang baja (*bar*). Jenis-jenis tendon yang adamsalnya *7-wire monostrand* tendon, multi strand tendon, *single bar* tendon dan *multi wire* tendon. Jenis tendon yang sering digunakan adalah jenis *seven wire strand*. Jenis ini dapat digunakan baik pada sistem *pretension* maupun *post tension*. Nilai kuat tarik ultimitnya (fpu) berkisar antara 1720 MPa hingga 1860 MPa. Jenis tendon *seven wire strand* dapat berupa strand tegang lepas (*stress relieved strand*) atau strand relaksasi rendah (*low relaxation strand*). Berikut ini disajikan jenis-

jenis tendon prategang beserta nilai tipikal untuk $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$ ASTM A-416 seperti pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Nilai tipikal untuk $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$.

Tipe Tendon	Derajat f_{pu} (Mpa)	Ukuran Batang	Dimensi nominal		Berat (kg/m)
			Diameter (mm)	Luas (mm^2)	
<i>Seven wire Strand</i>	1860	9	9,53	54,84	0,432
	1860	11	11,13	74,19	0,582
	1860	13	12,70	98,71	0,775
	1860	15	15,24	140	1,109
	1760	16	15,47	148	1,173
<i>Prestressing wire</i>	1720	5	5,00	19,6	0,154
	1620	7	7,00	38,5	0,302
	1760	7	7,00	38,5	0,302
<i>Deformed Prestressing bars</i>	1080	15	15,0	177	1,44
	1030	26	26,5	551	4,48
	1030	32	32,0	804	6,53
	1030	36	36,0	1014	8,27

Pada Tabel 2.2 baja prategang dapat berbentuk kawat - kawat tunggal, *strand* yang terdiri dari atas beberapa kawat yang dipuntir membentuk elemen tunggal dan batang - batang bermutu tinggi.

Tabel 2.2: Kawat-Kawat Untuk Beton Prategang (Nawy, 2001).

Diam nominal (m)	Kuat tarik minimum (psi)		Tegangan minimum pada ekstensi 1 % (psi)	
	Tipe BA	Tipe WA	Tipe BA	Tipe WA
0.192		250.000		212.500

Tabel 2.2: Lanjutan.

0.196	240.000	250.000	204.000	212.500
0.25	240.000	240.000	204.000	204.000
0.276	235.000	235.000	199.750	199.750

Baja prategang dapat berbentuk kawat-kawat tunggal, *strand* yang terdiri dari atas beberapa kawat yang bermutu tinggi dapat di lihat pada tabel 2.3.

Tabel 2.3: Strand standar 7 kawat untuk beton prategang (Nawy, 2001).

Diameter nominal (in)	Kuat patah strand (min. lb)	Luas baja nominal strand (in ²)	Berat nominal strand (lb 1000 ft)*	Beban minimum pada ekstensi 1% (lb)
Mutu 250				
¼(0.250)	9.000	0.036	122	7.650
5/16(0.313)	14.500	0.058	197	12.300
3/8(0.375)	20.000	0.08	272	17.000
7/16(0.438)	27.000	0.108	367	23.000
½(0.500)	36.000	0.144	490	30.600
3/5(0.600)	54.000	0.216	737	45.900
Mutu 270				
3/8(0.375)	23.000	0.058	290	19.550
7/16(0.438)	31.000	0.115	390	26.350
½(0.500)	41.300	0.153	520	35.100
3/5(0.600)	58.600	0.217	740	49.800

Note: *100,000 psi = 689.5 Mpa

1000 lb = 4,448 N

Baja tendon yang dipakai untuk beton prategang dalam prakteknya ada tiga macam, yaitu:

1. Kawat tunggal (*wire*), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pratarik (*pretension*).
2. Kawat untai (*strand*), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pascatarik (*post tension*).
3. Kawat batangan (*bar*), biasanya digunakan untuk baja prategang pada beton prategang dengan sistem pratarik (*pretension*).

Kawat tunggal yang dipakai untuk beton prategang adalah yang sesuai dengan spesifikasi seperti ASTM A 421. Untaian kawat (*strand*) banyak digunakan untuk beton prategang dengan sistem pasca tarik. Untaian kawat yang dipakai harus memenuhi syarat seperti yang terdapat ASTM A 416. Untaian kawat yang banyak digunakan adalah untai tujuh kawat. Gambar penampang *strand* 7 kawat dapat dilihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14: Untaian Kawat Strand dan Strand 7 Kawat.

Tabel 2.4: Spesifikasi strand 7 kawat.

Ø Nominal (mm)	Luas Nominal mm^2	Kuat Putus (kN)
6,35	23,22	40
7,94	37,42	64,5
9,53	51,61	89
11,11	69,68	120,1
12,70	92,9	160,1
15,24	139,35	240,2

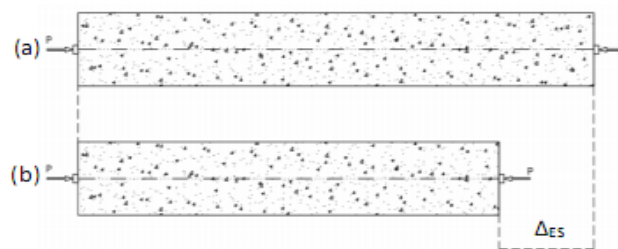
2.3.4 Kehilangan Gaya Prategang

Dalam menganalisis kehilangan, harus mempertimbangkan bahan-bahan yang sebenarnya dan kondisi lingkungan masing masing bahan (waktu, kondisi pemaparan, dimensi dan ukuran komponen struktur, dan sebagainya) yang mempengaruhi jumlah dari kehilangan prategang. Dalam perencanaan beton pratekan, analisis gaya-gaya efektif dari tendon penting sekali untuk diketahui.

Dalam buku karangan T.Y Lin dan Ned H Burns tahun 1988 disebutkan bahwa kehilangan gaya prategang akan terjadi dalam dua tahap dan keduanya akan sangat mempengaruhi hasil akhir gaya-gaya efektif tendon yang akan terjadi. Tahap pertama, pada saat setelah peralihan gaya prategang ke penampang beton, tegangan dievaluasi sebagai tolak ukur perilaku elemen struktur. Pada tahap ini kehilangan gaya prategang meliputi:

2.3.4.1 Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis Beton (ES)

Pada saat gaya pratekan dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja akan ikut memendek bersamanya. Jadi ada kehilangan gaya pratekan pada baja, konsep perpendekan elastik dapat dilihat pada Gambar 2.15.



Gambar 2.15: Perpendekan elastis. (a) Balok tak bertegangan. (b) balok yang memendek secara longitudinal bertegangan.

Rekomendasi SK SNI 03-2847-2002 untuk memperhitungkan kehilangan tegangan pada struktur *pasca-tarik* dapat ditentukan dengan Pers 2.1 berikut:

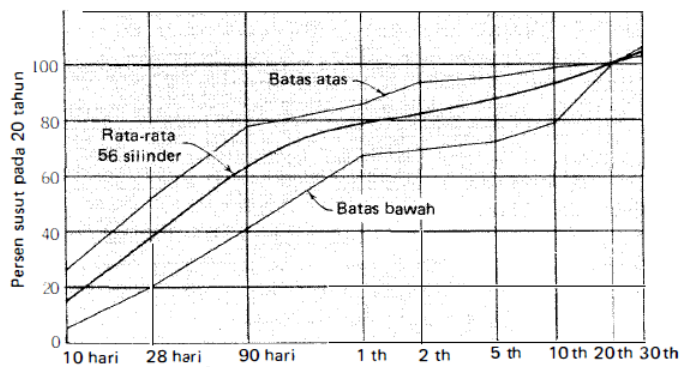
$$ES = \Delta f_c = \frac{nP_i}{A_c} \quad (2.1)$$

Atau secara praktis, untuk struktur *pasca tarik* dapat digunakan Pers 2.2:

$$ES = 0,5 \frac{E_s}{E_c} f_c \quad (2.2)$$

2.3.4.2 Kehilangan Akibat Susut Pada Beton (SH)

Susut pada beton dipengaruhi oleh berbagai faktor seperti rangkai dan perhitungan-perhitungan kehilangan gaya prategang dari sumber ini akan menggambarkan yang mana hal-hal yang paling penting: perbandingan antara volume dan permukaan, kelembaban relatif, dan waktu dari akhir curing sampai dengan bekerjanya gaya prategang. Karena susut tergantung dari waktu (lihat Gambar 2.16 untuk kurva perbandingan susut terhadap waktu).



Gambar 2.16: Kurva perbandingan susut terhadap waktu.

Kita tidak mengalami 100% kehilangan tegangan batas dalam beberapa tahun, tetapi 80% terjadi pada tahun pertama. Faktor-faktor modifikasi untuk perbandingan volume terhadap permukaan (V/S) dan kelembaban relative (RH) diberikan pada Pers 2.3 di bawah ini:

$$\Delta f_{pSH} = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_s \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH) \quad (2.3)$$

Dimana nilai K_{SH} untuk komponen struktur pascatarik dapat dilihat pada Tabel 2.5:

Tabel 2.5: Nilai K_{SH} untuk komponen struktur pascatarik.

Waktu dari perawatan basah hingga pemberian prategang	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{SH}	0,92	0,85	0,8	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

2.3.4.3 Kehilangan Tegangan Akibat Friksi/Gesekan (F)

Kehilangan prategang terjadi pada komponen struktur pascatarik akibat adanya gesekan antara beton dengan tendon disekitarnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari elinyemen tendon, yang disebut efek kelengkungan. Selain itu juga terdapat deviasi lokal dalam elinyemen tendon yang tak dapat dihindari atau tidak disengaja, disebut sebagai efek *wobble*. Koefisien efek kelengkungan dan efek *wobble* dapat diperoleh pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6: Koefisien gesek kelengkungan dan *wobble*.

Jenis tendon	Koefisien wobble (K)	Koefisien kelengkungan (μ)
Tendon diselubungi metal fleksibel		
Tendon kawat	0,0033-0,0049	0,15-0,25
Strand 7 kawat	0,0016-0,0066	0,15-0,25
batang mutu tinggi	0,0003-0,0020	0,08-0,30
Tendon di saluran metal yang rigid	0,0002	0,15-0,25
Strand 7 kawat		
Tendon yang dilapisi mastic	0,0033-0,0066	0,05-0,15
Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,0033-0,0066	
Tendon yang dilumasi pre-greased	0,0010-0,0066	0,05-0,15
Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,0010-0,0066	

Sedangkan kehilangan tegangan akibat friksi pada tendon dapat ditentukan dengan Pers 2.4:

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\alpha \quad (2.4)$$

2.3.4.4 Kehilangan Prategang Akibat Slip Pengankuran (ANC)

Untuk kebanyakan sistem pasca-tarik, pada saat tendon ditarik sampai nilai yang penuh dongkrak dilepas dan gaya prategang dialihkan ke ankur. Perlengkapan di dalam ankur yang mengalami tegangan pada saat peralihan

cenderung untuk berdeformasi, jadi tendon dapat tergelincir sedikit. Baja gesekan yang dipakai untuk menahan kabel akan sedikit tergelincir sebelum kabel dijepit dengan kokoh. Besarnya gelincir ini tergantung dari jenis baja dan tegangan pada kawat, nilai rata-rata sekitar 2,5 mm. Untuk perletakan pengangkuran langsung, kepala dan mur mengalami sedikit deformasi pada waktu pelepasan dongkrak.

Nilai rata-rata untuk deformasi semacam itu hanya sekitar 0,8 mm. Jika pengganjal panjang dibutuhkan untuk menahan kawat yang diperpanjang di tempatnya, akan ada deformasi pada pengganjal pada saat peralihan gaya prategang. Sebagai contoh, sebuah pengganjal sepanjang 0,3 m boleh berdeformasi sebesar 0,3 mm. Rumus umum untuk menghitung kehilangan gaya prategang akibat deformasi pengangkuran Δa pada Pers 2.5:

$$ANC = \Delta f_s = \frac{\Delta a E_s}{L} \quad (2.5)$$

2.3.4.5 Kehilangan Akibat Rangkak Pada Beton (CR)

Rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan pada komponen struktur setelah beton diberi gaya prategang. Kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dengan tendon terikat dihitung dari Pers 2.6. Sedangkan kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dengan tendon tidak terikat dihitung dari persamaan berikut:

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} f_{cir} - f_{csd} \quad (2.6)$$

Sedangkan kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dengan tendon tidak terikat dihitung dari Pers 2.7:

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} f_{cpa} \quad (2.7)$$

Dimana, f_{cpa} adalah tegangan tekan rata-rata pada beton sepanjang komponen struktur pada titik berat tendon (c.g.s)

2.3.4.6 Kehilangan Tegangan akibat Relaksasi Baja (R)

Balok prategang mengalami perubahan regangan baja yang konstan di dalam tendon bila terjadi rangkak yang tergantung pada waktu. Akibat perpendekan

elastis (ES), serta kehilangan gaya pratekan yang tergantung pada waktu yaitu CR dan SH, maka akan mengakibatkan terjadi pengurangan yang kontinu pada tegangan tendon. Oleh karena itu untuk memperkirakan kehilangan gaya pratekan akibat pengaruh tersebut digunakan Persamaan 2.8:

$$RE = (K_{re} - J (SH + CR + ES)) \times C \quad (2.8)$$

Tabel 2.7: Nilai KRE dan J.

Jenis tendon	K _{RE}	J
Strand atau kawat <i>stress-relieved</i> derajat 1860 MPa	138	0,15
Strand atau kawat <i>stress-relieved</i> derajat 1720 MPa	128	0,14
Kawat <i>stress-relieved</i> derajat 1655 MPa atau 1620 MPa	121	0,13
Strand relaksasi-rendah derajat 1860 MPa	35	0,040
Kawat relaksasi-rendah derajat 1720 MPa	32	0,037
Kawat relaksasi-rendah derajat 1655 MPa atau 1620 MPa	30	0,035
Batang <i>stress-relieved</i> derajat 1000 MPa atau 1100 MPa	41	0,05

Tabel 2.8: Nilai C.

f _{pi} /f _{pu}	Kawat atau <i>strand stress relieve</i>	Kawat atau strand relaksasi rendah atau batang <i>stress-relieved</i>
0,80		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70

Tabel 2.8: *Lanjutan.*

0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37

2.3.5. Perencanaan Kabel

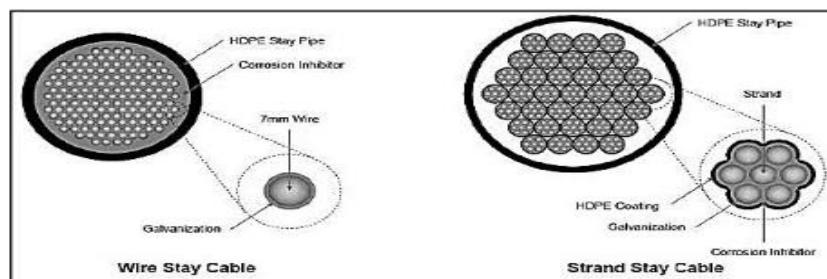
Dalam perencanaan jembatan *Cable Stayed*, terdapat 2 jenis ruji kabel yang umum dan sering digunakan, antara lain :

a) *Parallel Wire Cables*

Parallel wire Cable terdiri dari kawat bulat digalvanis berdiameter 5mm sampai 7 mm berbentuk *hexagonal*, dengan suatu *helix* panjang. Kawat tersebut kemudian biasanya dibungkus oleh *High Density polyethylene (HDPE) tube*.

b) *Parallel Strand Cables*

Kabel ini terdiri dari beberapa strand. Strand - strand tersebut selanjutnya dipasang secara paralel. Setiap kabel dapat terdiri dari beberapa strand antara lain sebesar 7, 19, 37, 61, 91, atau 127 buah. Dapat di lihat pada Gambar 2.17.



Gambar 2.17: Tipe-tipe ruji kabel.

Untuk perencanaan dimensi kabel, ada dua jenis kabel *parallel VSL 7-wire strand* yang biasa digunakan untuk jembatan *cable stayed* yaitu :

Tabel 2.9: Jenis Kabel dan Angkur.

Standard	ASTM A 41674 Grade 270	Euronorme 138-79
ϕ (mm)	15,2	15,7
As (mm ²)	140	150
fu (f ijin = 0,7 fu) (MPa)	1860 (1302)	1770 (1239)
Ukuran Angkur	7, 12, 19, 31, 37, 61, dan 91 strand	

Dalam perencanaan ini kabel tipe 1 yaitu ASTM 416-74, seperti yang disyaratkan dalam SNI T-03-2005 yaitu mutu kabel yang digunakan memiliki tegangan putus minimal 1800 MPa dan dengan tegangan ijin sebesar 0,7 fu. Dimensi awal kabel didekati dengan Pers.2.9 (Gimsing 2012 halaman 205).

$$ASC = \frac{P \cos \theta}{(0,7 fu)(\sin[\theta \cdot \cos \theta] - \gamma \cdot a)} \quad (2.9)$$

Dimana:

- Asc = Luas penampang kabel
- P = Beban yang bekerja
- θ = Sudut kabel terhadap horizontal
- γ = Berat jenis kabel = 77 kN/m³
- a = Jarak mendatar dari pylon ke kabel pada gelagar
- fu = Tegangan putus kabel = 1860 MPa

2.3.5.1 Efek Non-Linier pada kabel

Efek non-linier pada kabel terjadi ketika beban yang didukung bertambah pada kabel berkurang sehingga panjang *chord* kabel akan bertambah (Supriyadi dan Muntohar, 2014). Untuk menyederhanakan hal tersebut maka pada kabel dapat dilakukan penempatan komponen yang linier. Untuk menempatkan kabel

sebagai komponen yang linier maka modulus kabel harus diidealisasikan (Supriyadi dan Muntohar, 2014). Pada struktur kabel (*wire rope*), kabel tidak hanya mengalami efek non-linier akibat adanya *Sag* namun juga karena gaya aksial (tarik) yang cukup besar. Hal ini menunjukkan bahwa perubahan geometri kabel disebabkan karena adanya perubahan tegangan kabel. Menurut Ernest (dalam Troitsky, 1988).

2.3.5.2 Jarak Antar Kabel Penggantung

Jarak antar kabel (*panel*) adalah fungsi dari tinggi dari menara yang diformulasikan pada Pers. 2.10 (Troitsky, 1988):

$$h = na \tan 25^\circ = 0,465na \quad (2.10)$$

untuk tiga kabel yang berada pada bentang samping Pers. 2.11.

$$h = 0,465 \times 3a = 1,4a \quad (2.11)$$

sedangkan untuk empat kabel Pers 2.12.

$$h = 0,465 \times 4a = 1,86 a \quad (2.12)$$

Dimana:

h : Tinggi menara

na : Proyeksi panjang horizontal kabel

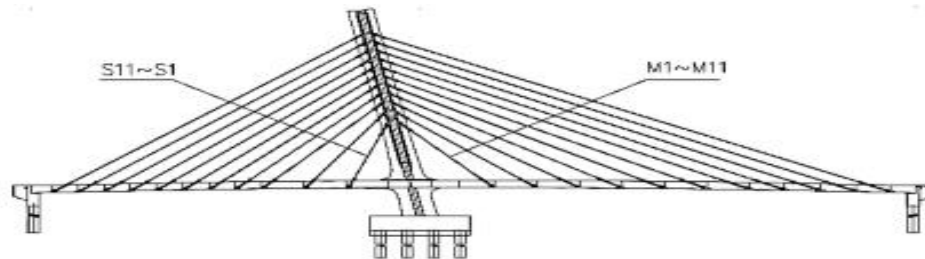
a : Panjang panel

Panel yang berada pada bentang tengah (*middle panel*) selalunya lebih panjang dibandingkan dengan panel sisanya (*remaining panels*) yang nilainya dapat diambil sebesar $1,3 a$. Sebagai bahan acuan, jarak kabel optimum dapat diambil sebagai berikut (Troitsky, 1988):

- a) Untuk bentang utama yang berada antara 137-150 m, direkomendasikan menggunakan jarak antara panel sebesar 19,8 m.
- b) Untuk bentang utama yang lebih kecil dari poin a, direkomendasikan menggunakan jarak antara panel sebesar 15,2-16,8 m.
- c) Untuk bentang utama lebih besar dari 168 m, sebaiknya menggunakan jarak antara kabel sebesar 30,5 m.

Panel pada bentang tengah memiliki performa yang berbeda dari pada panel lainnya, karena panel pada bentang tengah tidak menerima tegangan aksial tekan komponen horizontal dari gaya kabel, dan oleh karena itu lebih baiknya sedikit

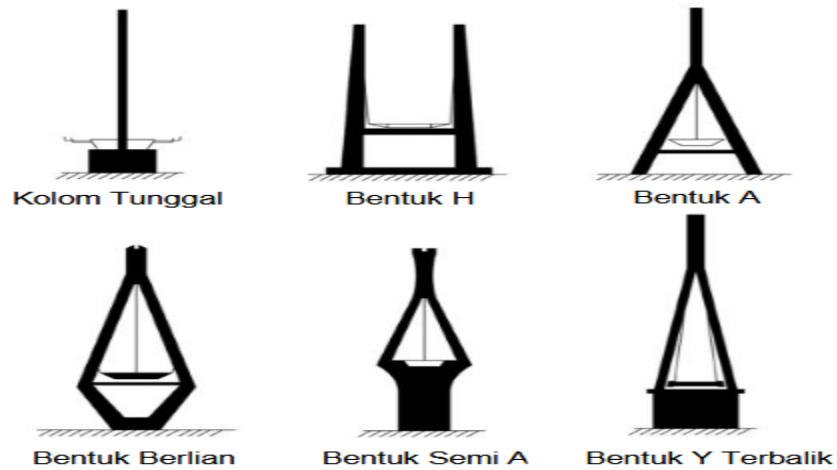
lebih panjang. Jarak antar kabel penggantung pada jembatan *cable stayed* mempunyai pengaruh besar pada gaya aksial yang dipikul oleh kabel. Namun walaupun metode perhitungannya berbeda tapi *output* dari perhitungan tersebut tidak jauh berbeda Gambar 2.18.



Gambar 2.18: Perhitungan pada kabel jembatan.

2.3.6 Menara Pengantung (*Pylon*)

Menara pengantung atau yang biasa di sebut dengan *pylon* adalah struktur yang merupakan menara tinggi yang merupakan tumpuan dari elemen kabel. Secara geometris *pylon* adalah menara yang berdiri sendiri namun merupakan satu kesatuan dari jembatan *cable stayed* dan terkait dalam memikul beban lainnya saat bekerja *pylon* yang berdiri sendiri dalam memikul beban aksial harus memiliki kekakuan yang besar. Dalam perencanaan ini tinggi dari *pylon* harus memiliki batasan tertentu batas ini di lakukan agar *pylon* dapat bekerja efektif dalam memikul beban. Menara jembatan *cable stayed* menahan tekanan tinggi kerana memikul hampir semua berat sendiri atau tetap dan beban hidup yang berada pada struktur. Beban yang bekerja tersebut kemudian disalurkan ke bangunan bawah hingga pondasi. Umumnya dimensi menara langsing, karena itu stabilitas menjadi penting. Pemilihan bentuk menara sangat dipengaruhi oleh konfigurasi kabel, estetika, dan kebutuhan perencanaan serta pertimbangan biaya (Supriyadi dan Muntohar, 2014).Beberapa bentuk menara disajikan pada Gambar 2.19. Menurut Svensson (2012) bentuk menara H, Berlian (*diamond*), Semi A, dan bentuk Y terbalik digunakan untuk tatanan kabel ganda (*two cable plane*). Sedangkan bentuk kolom tunggal dan bentuk A digunakan untuk tatanan kabel tunggal (*one cable plane*).



Gambar 2.19: Tipe *pylon* jembatan *cabl-stayed* (Troitsky, 1988).

Menara direncanakan dengan ketinggian tertentu. Hal yang menjadi aspek penting dalam perencanaan tinggi menara adalah tipe sistem kabel, jumlah kabel, dan perbandingan estetika dalam tinggi menara dan panjang bentang, untuk itu direkomendasikan perbandingan antara bentang terpanjang dan tinggi menara antara 0,19-0,25 (Podolny, 1976 dalam Supriyadi dan Muntohar, 2014). Penambahan tinggi sebuah menara secara prinsip akan mengurangi momen lentur dan aksial tekan pada gelagar dan menambah kekakuan struktur jembatan, namun efeknya akan menambah jumlah (kuantitas) ruji kabel. Troitsky (1988) memberikan usulan formula dalam menentukan tinggi menara Pers 2.13 dalam perencanaan struktur jembatan *cabl stayed*.

$$H \geq L/6$$

$$H = n \cdot a \cdot \tan 25^\circ \quad (2.13)$$

Dimana:

L = bentang jembatan

n = jumlah kabel

a = jarak kabel antar gelagar

H = tinggi *pylon*

Sedangkan menurut Gimsing (2012) adalah :

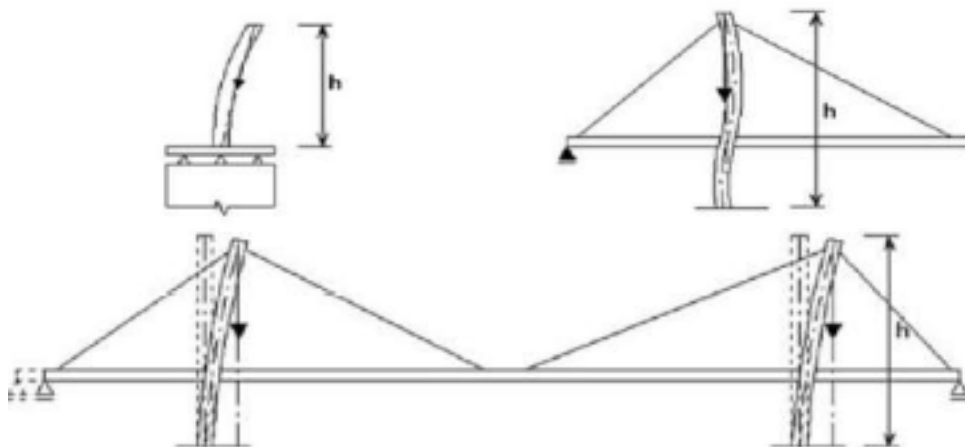
$$H = 0,291 L$$

2.3.6.1 Analisis Pylon

Pylon atau menara dalam analisis struktur berperilaku seperti layaknya kolom lihat Gambar 2.20. Sebab itu terdapat beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam perencanaan *pylon*.

Pertama, karena *pylon* merupakan elemen yang menerima gaya aksial tekan dan momen akibat pengaruh gaya kabel penggantung maka akan cenderung mengalami tekuk (*buckling*). Kasus seperti ini dapat diatasi dengan pemilihan dimensi *pylon* dan geometrik penampang *pylon* yang optimal dengan mempertimbangkan kemampuannya dalam kondisi layan (*service*) dan kondisi batas (*ultimate*).

Kedua pertimbangan geometris dan *layout* yang kemungkinan asimetris perlu memperhitungkan kapasitas torsi. Ketiga yaitu *pylon* sebaiknya di desain sebagai kolom yang menerima gaya vertikal kabel dan sebagai kantilever akibat ketidakseimbangan gaya horizontal kabel.



Gambar 2.20: Perilaku kolom pada *Pylon*.

2.2.6.2. Penentuan Dimensi Pylon

Perhitungan dimensi *pylon* berdasarkan pada besarnya gaya aksial tekan total kabel untuk satu sisi kolom vertikal *pylon*. Gaya aksial tekan total kabel ini dibandingkan dengan mutu beton *pylon* yang digunakan, sehingga didapatkan rumus Pers 2.14 berikut.

$$A_{\text{perlu}} = \frac{T}{f_{c'}}$$

(2.14)

Dari A_{perlu} yang didapatkan, dapat ditentukan dimensi pylon dengan Pers 2.15 berikut ini :

$$A_{\text{perlu}} = b \times h \text{ dengan } h = 1,5 \times b \quad (2.15)$$

Dimana:

A_{perlu} = luasan penampang pylon yang diperlukan

T = Gaya aksial total kabel pada pylon

$f_{c'}$ = mutu beton

b = lebar penampang

h = tinggi penampang

2.4 Hubungan *pylon* dengan *deck* jembatan

Dalam perencanaan suatu kabel, hubungan antara *pylon* dan *deck* jembatan memiliki peranan yang cukup penting. Hubungan ini sangat berpengaruh pada momen *deflection* yang terjadi pada *deck* dan *pylon*. Hubungan ada *deck* dan *pylon* terbagi menjadi 3 jenis yaitu:

a. Hubungan Rigid.

Pylon dan *deck* memiliki hubungan di mana rigid memiliki ke untungan yaitu menambah kekakuan pada *deck*. Pada hubungan ini *pylon* menjadi tumpuan untuk *deck*, akan tetapi hubungan ini sulit di terapkan pada jembatan berbentang panjang karna akan mempengaruhi pada *pylon*. Dimana *pylon* akan ikut mengalami deformasi yang besar akibat efek aerodemasi, selain itu dimensi *pylon* akan semakin besar karna menerima gaya yang di transper oleh *deck*.

b. Hubungan Semi-Rigid.

Hubungan semi rigid ini *deck* tidak secara langsung bertumpu pada *pylon* melainkan ada sesuatu yang menghubungkan keduanya bersifat seperti *engsel*. Hubungan ini tidak membantu terbentuknya kekakuan antara *deck*, namun gaya yang di pikul oleh *deck* sebagian di *transper* pada *pylon* hubungan semi rigid biasa di gunakan pada jembatan *cable stayed* dengan bentang panjang. Efek

aerodemasi (angin dan gempa) yang terjadi memberikan sedikit pengaruh pada *pylon* dikarenakan adanya *connector*.

c. Hubungan *Free*.

Pylon dan *deck* yang tidak mempunyai hubungan atau *free* mempunyai keuntungan di mana saat terjadi efek *aerodinamis* (angin dan gempa) yang mengalami deformasi hanya *deck* saja yang akan berayun ayun saat sedang terjadi getaran. Untuk kondisi jembatan yang sangat panjang maka tipe ini sangat cocok untuk di gunakan. Namun tipe ini sangat membutuhkan kekakuan pada *deck* jembatan tujuannya adalah pada saat terjadi efek aerodinamis maka tidak akan timbul masalah *instabilitas* pada struktur.

2.5 Filosofi Perencanaan (Pembebanan)

Berdasarkan SNI 1725-2016, jembatan harus direncanakan sesuai dengan keadaan batas yang disyaratkan untuk mencapai target pembangunan keamanan, dan aspek layan, dengan memperhatikan kemudahan inspeksi, faktor ekonomi, dan estetika. Dalam perencanaan, persamaan dibawah harus dipenuhi untuk semua pengaruh gaya yang bekerja beserta kombinasinya, tidak tergantung dari jenis analisis yang digunakan. Setiap komponen dan sambungan harus memenuhi persamaan untuk setiap keadaan batas. Untuk keadaan batas layan dan ekstrem, faktor tahanan harus diambil sebesar 1, kecuali untuk baut yang ditentukan dalam perencanaan jembatan baja, serta kolom-kolom beton pada zona gempa 2, 3, dan 4 yang ditentukan dalam perencanaan jembatan beton. Seluruh keadaan batas harus dianggap memiliki tingkat kepentingan yang sama besar dapat dilihat pada Pers 2.16.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i < \phi R_n = R_r \tag{2.16}$$

Dengan memperhatikan hal-hal sebagai berikut:

Untuk beban-beban dengan nilai maksimum γ_i lebih sesuai Pers 2.17:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I > 0,95 \tag{2.17}$$

Untuk beban-beban dengan nilai minimum γ_i lebih sesuai Pers 2.18:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} < 1 \tag{2.18}$$

Keterangan:

γ_i = Faktor beban ke-i

η_I = Faktor pengubah respons berkaitan dengan daktilitas, redundansi, dan klasifikasi operasional

η_D = Faktor pengubah respons berkaitan dengan daktilitas

η_R = Faktor pengubah respons berkaitan dengan redundansi

η_I = Faktor pengubah respons berkaitan dengan klasifikasi operasional

Q_i = Pengaruh gaya

R_n = Tahanan nominal

R_r = Tahanan terfaktor

2.5.1 Keadaan Batas Layan

Keadaan batas daya layan disyaratkan dalam perencanaan dengan melakukan pembatasan pada tegangan, deformasi, dan lebar retak pada kondisi pembebanan layan agar jembatan mempunyai kinerja yang baik selama umur rencana.

2.5.2 Keadaan Batas Fatik Dan Fraktur

Keadaan batas fatik disyaratkan agar jembatan tidak mengalami kegagalan akibat fatik selama umur rencana. Untuk tujuan ini, perencana harus membatasi rentang tegangan akibat satu beban truk rencana pada jumlah siklus pembebanan yang dianggap dapat terjadi selama umur rencana jembatan. Keadaan batas fraktur disyaratkan dalam perencanaan dengan menggunakan persyaratan kekuatan material sesuai spesifikasi. Berdasarkan SNI 1725-2016, keadaan batas fatik dan fraktur dimaksudkan untuk membatasi penjararan retak akibat beban siklik yang pada akhirnya akan menyebabkan terjadinya kegagalan fraktur selama umur desain jembatan.

2.5.3 Keadaan Batas Kekuatan

Keadaan batas kekuatan disyaratkan dalam perencanaan untuk memastikan adanya kekuatan dan kestabilan jembatan yang memadai, baik yg sifatnya lokal maupun global, untuk memikul kombinasi pembebanan yang secara statistik mempunyai kemungkinan cukup besar untuk terjadi selama masa layan jembatan.

Pada keadaan batas ini, dapat terjadi kelebihan tegangan ataupun kerusakan struktural, tetapi integritas struktur secara keseluruhan masih terjaga.

2.5.4 Keadaan Batas Ekstrem

Keadaan batas ekstrem diperhitungkan untuk memastikan struktur jembatan dapat bertahan akibat gempa besar. Keadaan batas ekstrem merupakan kejadian dengan frekuensi kemunculan yang unik dengan periode ulang yang lebih besar secara signifikan dibandingkan dengan umur rencana jembatan.

2.5.5 Daktilitas

Sistem struktur jembatan harus diproporsi dan didetailkan agar diperoleh perilaku deformasi inelastik pada keadaan batas ultimit dan ekstrem sebelum mengalami kegagalan. Perangkat disipasi (energi yang hilang dari suatu sistem, berubah menjadi energi lain yang tidak menjadi tujuan suatu sistem) energi gempa dapat digunakan untuk menggantikan sistem pemikul beban gempa konvensional beserta metodologi perencanaan tahan gempa yang dimuat dalam Peraturan Perencanaan Gempa untuk Jembatan.

Untuk keadaan batas ultimit maka:

$\eta_D = 1,05$ untuk komponen tidak daktil dan sambungan

$\eta_D = 1,00$ untuk perencanaan konvensional serta pendetailan yang mengikuti peraturan ini.

$\eta_D = 0,95$ untuk komponen-komponen dan sambungan yang telah dilakukan tindakan tambahan untuk meningkatkan daktilitas lebih dari yang disyaratkan oleh peraturan ini.

Untuk keadaan batas lain termasuk keadaan batas ekstrem (gempa) maka: $\eta_D = 1$

2.5.6 Redundansi (Prediksi)

Alur gaya mejemuk dan struktur menerus harus digunakan kecuali terdapat alasan kuat yang mengharuskan untuk tidak menggunakan struktur tersebut.

Untuk keadaan batas ultimit maka:

$\eta_R = 1,05$ untuk komponen non redundansi

$\eta_R = 1,00$ untuk komponen redundansi konvensional

$\eta_R = 0,95$ untuk komponen dengan redundansi melampaui kontinuitas girder dan penampang torsi tertutup

Untuk keadaan batas lain termasuk keadaan batas ekstrem (gempa) maka: $\eta_R = 1$

2.5.7 Kepentingan Operasional

Pemilik pekerjaan dapat menetapkan suatu jembatan atau elemen struktur dan sambungannya sebagai prioritas operasional. Pengklasifikasian harus dilakukan oleh otoritas yang berwenang terhadap jaringan transportasi dan mengetahui kebutuhan operasional.

Untuk keadaan batas ultimit maka:

$\eta_I = 1,05$ untuk jembatan penting atau sangat penting

$\eta_I = 1,00$ untuk jembatan tipikal

$\eta_I = 0,95$ untuk jembatan kurang penting

Untuk keadaan batas lain termasuk keadaan batas ekstrem (gempa) maka: $\eta_I = 1$

2.5.8 Kelompok Pembebanan Dan Simbol Untuk Beban

Berdasarkan SNI 1725-2016, beban permanen dan transien sebagai berikut harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan:

-Beban permanen

MS = Beban mati komponen struktural dan non struktural jembatan

MA = Beban mati perkerasan dan utilitas

TA = Gaya horizontal akibat tekanan tanah

PL = Gaya-gaya yang terjadi pada struktur jembatan yang disebabkan oleh proses pelaksanaan, termasuk semua gaya yang terjadi akibat perubahan statika yang terjadi pada konstruksi segmental

- Beban transien

SH = Gaya akibat susut/rangkak

TB = Gaya akibat rem

TR = Gaya sentrifugal

TC = Gaya akibat tumbukan kendaraan

TV = Gaya akibat tumbukan kapal

EQ = Gaya gempa
 BF = Gaya friksi
 TD = Beban lajur “D”
 TT = Beban truk “T”
 TP = Beban pejalan kaki
 SE = Beban akibat penurunan
 ET = Gaya akibat temperatur gradien

2.6. Faktor Beban Dan Kombinasi Pembebanan

2.6.1. Faktor Beban Dan Kombinasi Pembebanan

Gaya total terfaktor yang digunakan dalam perencanaan harus dihitung dengan menggunakan Pers 2.19 berikut:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (2.19)$$

Keterangan:

η_i = Faktor pengubah respon

γ_i = Faktor beban

Q_i = Gaya atau beban yang bekerja pada jembatan

Komponen dan sambungan pada jembatan harus memenuhi untuk kombinasi beban-beban ekstrem seperti yang ditentukan pada setiap keadaan batas sebagai berikut:

Kuat I : Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas ini, semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.

Kuat II : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.

Kuat III : Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

Kuat IV : Kombinasi pembebanan untuk 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 hingga 126 km/jam.
- Ekstrem : Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup γ_{EQ} yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
- Ekstrem II: Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup berkurang dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal.
- Layan I : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong-gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.
- Layan II : Kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.
- Layan III : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.
- Layan IV : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.
- Fatik : Kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

Faktor beban untuk setiap kombinasi pembebanan harus diambil seperti yang ditentukan. Perencana harus menyelidiki bagian parsial dari kombinasi pembebanan yang dapat terjadi harus diinvestigasi dimana setiap beban yang diindikasikan untuk diperhitungkan dalam kombinasi pembebanan harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai. Hasil perkalian harus dijumlahkan sebagaimana ditentukan dalam persamaan diatas dan dikalikan dengan faktor pengubah seperti yang ditentukan.

Faktor beban harus dipilih sedemikian rupa untuk menghasilkan kondisi ekstrem akibat beban yang bekerja. Untuk setiap kombinasi pembebanan harus diselidiki kondisi ekstrem maksimum dan minimum. Dalam kombinasi pembebanan dimana efek salah satu gaya mengurangi efek gaya yang lain, maka harus digunakan faktor beban berkurang untuk gaya yang mengurangi tersebut. Untuk beban permanen, harus dipilih faktor beban yang menghasilkan kombinasi pembebanan kritis. Jika pengaruh beban permanen adalah meningkatkan stabilitas atau kekuatan komponen jembatan, maka perencana harus memperhitungkan pengaruh faktor beban berkurang (minimum).

Untuk beban akibat temperatur seragam (EU_n), terdapat dua faktor beban. Dalam hal ini nilai terbesar digunakan untuk menghitung deformasi sedangkan nilai terkecil digunakan untuk menghitung semua efek lainnya. Perencana dapat menggunakan $\gamma_{EU_n} = 0,50$ untuk keadaan batas kekuatan asalkan perhitungan dilakukan dengan memakai momen inersia bruto untuk menghitung kekakuan kolom atau pilar.

Jika perencana melakukan jenis analisis yang lebih rinci dimana perhitungan dilakukan dengan memakai momen inersia penampang retak yang diperoleh dari hasil analisis untuk menghitung kekakuan kolom atau pilar, maka perencana harus menggunakan $\gamma_{EU_n} = 1,00$ untuk keadaan batas kekuatan. Sama halnya seperti sebelumnya, untuk keadaan batas kekuatan perencana dapat menggunakan faktor beban = 0,50 untuk γ_{PR} dan γ_{SH} saat menghitung pengaruh masing-masing gaya pada jembatan non-segmental jika perencana menggunakan momen inersia bruto pada waktu menghitung kekakuan kolom atau pilar yang menggunakan struktur beton. Jika kolom atau pilar menggunakan struktur baja, maka harus digunakan faktor beban = 1,00 untuk γ_{EU_n} , γ_{Pr} dan γ_{SH} . Evaluasi global timbunan, serta lereng

dengan atau tanpa pondasi dangkal atau pondasi dalam harus diselidiki pada Kondisi Layan I dengan menggunakan faktor tahanan yang berlaku.

Untuk jembatan *box girder* baja yang memenuhi ketentuan pada Peraturan Perencanaan Jembatan Baja, faktor beban untuk beban kendaraan *TT* dan *TD* harus diambil sebesar 2,0.

Untuk jembatan *box girder* baja yang memenuhi ketentuan pada Peraturan Perencanaan Jembatan Baja, faktor beban untuk beban kendaraan *TT* dan *TD* harus diambil sebesar 2,0.

Faktor beban gradien temperatur (γ_{TG}) ditentukan berdasarkan kondisi pekerjaan. Jika tidak ada hal yang bisa menyebabkan perubahan nilai, maka γ_{TG} dapat diambil sebagai berikut:

0,00 : untuk keadaan batas kekuatan dan keadaan batas ekstrem.

1,00 : untuk keadaan batas daya layan dimana beban hidup tidak ada.

0,50 : pada keadaan batas daya layan dimana beban hidup bekerja.

Faktor beban untuk beban akibat penurunan (γ_{SE}) ditentukan berdasarkan kondisi proyek. Jika tidak ada hal yang bisa menyebabkan perubahan nilai, maka γ_{SE} dapat diambil sebesar 1,0. Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan penurunan pondasi juga harus memperhitungkan kondisi bila penurunan tidak terjadi. Untuk jembatan yang dibangun secara segmental, maka kombinasi pembebanan sebagai berikut harus diselidiki pada keadaan batas daya layan yaitu kombinasi antara beban mati (*MS*), beban mati tambahan (*MA*), tekanan tanah (*TA*), beban arus dan hanyutan (*EU*), susut (*SH*), gaya akibat pelaksanaan (*PL*), dan prategang (*PR*) dapat di lihat pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10: Kombinasi beban dan faktor beban.

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

Catatan: γ_p dapat berupa γ_{MS} , γ_{MA} , γ_{TA} , γ_{PR} , γ_{PL} , γ_{SH} , tergantung beban yang ditinjau, γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa.

Jika komponen pracetak dan prategang digunakan dan dikombinasikan dengan balok baja, pengaruh dari hal-hal berikut harus diperhitungkan sebagai beban konstruksi (*PL*):

- Friksi antara *deck* pracetak dan balok baja jika penarikan *strand* longitudinal pada pelat disatukan dengan balok menjadi penampang komposit.
- Gaya induksi pada balok baja dan *shear connector* jika penarikan tendon/*strand* longitudinal pada pelat pracetak dilakukan setelah *deck* disatukan dengan balok menjadi penampang komposit.
- Pengaruh adanya rangkai dan susut yang berbeda pada balok baja dan pelat beton.
- Pengaruh efek *poisson* yang berbeda pada balok baja dan pelat beton.

Faktor beban γ_{EQ} untuk beban hidup pada keadaan batas ekstrem I harus ditentukan berdasarkan kondisi spesifik jembatan. Sebagai pedoman dapat digunakan faktor γ_{EQ} sebagai berikut:

$$\gamma_{EQ} = 0,5 \text{ (jembatan sangat penting)}$$

$$\gamma_{EQ} = 0,3 \text{ (jembatan penting)}$$

$$\gamma_{EQ} = 0 \text{ (untuk standar)}$$

2.6.2. Faktor beban pada masa konstruksi

2.6.2.1 Evaluasi pada keadaan batas kekuatan

Perencana harus menyelidiki semua kombinasi pembebanan pada keadaan batas kekuatan yang dimodifikasi pada pasal ini. Faktor beban untuk berat sendiri struktur dan kelengkapannya *MS* dan *MA*, tidak boleh diambil kurang dari 1,25 pada waktu melakukan pemeriksaan keadaan batas kekuatan kombinasi I, III dan V selama masa konstruksi. Kecuali ditentukan lain oleh pemilik pekerjaan, faktor beban untuk beban pelaksanaan dan setiap efek dinamis yang terkait harus diambil tidak kurang dari 1,5 untuk keadaan batas kekuatan kombinasi I. Faktor beban untuk beban angin pada Keadaan Batas Kekuatan Kombinasi III tidak boleh kurang dari 1,25.

2.6.2.2 Evaluasi lendutan pada keadaan batas layan

Jika dalam kontrak disebutkan bahwa harus dilakukan evaluasi lendutan selm masa pembangunan, maka harus digunakan keadaan batas daya layan kombinasi I untuk menghitung besarnya lenduutan yang terjadi, kecuali ada ditentukan khusus yang merubah ketentuan ini. Beban mati akibat peralatan konstruksi harus dianggap sebagai bagian dari beban permanen dan beban hidup yang terjadi selama pelaksanaan harus dianggap sebagai bagian dari beban hidup.

2.7. Faktor Beban Untuk Pendongkrakan Dan Gaya Paska Tarik

2.7.1 Gaya Dongkrak

Kecuali ditentukan oleh pemilik pekerjaan, besarnya gaya rencana minimum untuk pendongkrakan adalah 1,3 kali besarnya reaksi akibat beban permanen pada perletakan, diberlakukan pada posisi dengan dongkrak dipasang. Jembatan tidak ditutup untuk lalu lintas selama proses pengangkatan, maka gaya pendongkrakan harus memperhitungkan reaksi yang timbul akibat beban hidup tersebut, konsisten dengan pengaturan lalu lintas selama masa pengangkatan, dikalikan dengan faktor beban untuk beban hidup.

2.7.2 Gaya Untuk Perencanaan Zona Angkur Tendon Paska Tarik

Gaya rencana minimum yang digunakan dalam perencanaan zona angkur tendon paska tarik adalah 1,2 kali gaya pendongkrakan maksimum.

2.8 Beban Permanen

2.8.1 Umum

Massa setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam Gambar dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi (g). Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah $9,81 \text{ m/detik } m^2$. Besarnya kerapatan massa dan berat ini untuk berbagai macam bahan diberikan dalam Tabel 2.11.

Tabel 2.11: Berat isi untuk beban mati.

No	Bahan	Berat isi (kN/m ³)	Kerapatan massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surfaces</i>)	22,00	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,00	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,20	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8 - 22,7	1920 - 2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,00	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,5 - 19,6	1250 - 2000
7	Beton $f_c' < 35$ Mpa	22,0 - 25,0	2320
	$35 < f_c' < 105$ Mpa	$22 + 0,022 f_c'$	$2240 + 2,29 f_c'$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,50	7850
9	Kayu (<i>ringan</i>)	7,80	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,00	1125

Pengambilan kerapatan massa yang besar, aman untuk suatu keadaan batas akan tetapi tidak untuk keadaan yang lainnya. Untuk mengatasi hal tersebut dapat digunakan faktor beban terkurangi. Akan tetapi, apabila kerapatan massa diambil dari suatu jajaran nilai, dan nilai yang sebenarnya tidak bisa ditentukan dengan tepat, perencana harus memilih diantara nilai tersebut yang memberikan keadaan yang paling kritis.

Beban mati jembatan merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural dan non-struktural. Setiap komponen ini harus dianggap suatu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan pada waktu menerapkan faktor-faktor beban normal dan faktor beban terkurangi.

2.8.2 Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 2.12.

Tabel 2.12: Faktor beban untuk berat sendiri.

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan(γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit(γ_{MS}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Alumunium	1,00	1,10	0,90
	Beton Pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton Di Cor Di Tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

2.8.3 Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Dalam hal tertentu, nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda dengan ketentuan pada Tabel 2.13 boleh digunakan dengan persetujuan instansi yang berwenang. Hal ini bisa dilakukan apabila instansi tersebut melakukan pengawasan terhadap beban mati tambahan pada jembatan, sehingga tidak dilampaui selama umur jembatan.

Tabel 2.13: Faktor beban untuk beban mati tambahan.

Tipe beban	Faktor beban(γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan(γ_{MA}^S)		Keadaan Batas Ultimit(γ_{MA}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
tetap	Umum	1,00	1,10	0,90
	Khusus (terawasi)	1,00	1,10	0,90

Catatan: faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas.

2.8.3.1 Ketebalan Yang Diizinkan Untuk Pelapisan Kembali Permukaan

Semua jembatan harus direncanakan untuk bisa memikul beban tambahan yang berupa aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali di kemudian hari kecuali ditentukan lain oleh instansi yang berwenang. Lapisan ini harus ditambahkan pada lapisan permukaan yang tercantum dalam Gambar rencana.

2.8.3.2 Sarana Lain Di Jembatan

Pengaruh dari alat pelengkap dan sarana umum yang ditempatkan pada jembatan harus dihitung seakurat mungkin. Berat pipa untuk saluran air bersih, saluran air kotor dan lain-lainnya harus ditinjau pada keadaan kosong dan penuh sehingga keadaan yang paling membahayakan dapat diperhitungkan.

2.8.4 Pengaruh Tetap Pelaksanaan

Pengaruh tetap pelaksanaan adalah beban yang disebabkan oleh metode dan urutan pelaksanaan pekerjaan jembatan. Beban ini biasanya mempunyai kaitan dengan aksi-aksi lainnya, seperti pra-penengangan dan berat sendiri. Dalam hal ini, pengaruh faktor ini tetap harus dikombinasikan dengan aksi-aksi tersebut dengan faktor beban yang sesuai. Bila pengaruh tetap yang terjadi tidak begitu terkait dengan aksi rencana lainnya, maka pengaruh tersebut harus dimaksudkan dalam batas daya layan dan batas ultimit menggunakan faktor beban sesuai dengan Tabel 2.14.

Tabel 2.14: Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan.

Tipe beban	Faktor beban(γ_{PL})		
	Keadaan Batas Layan(γ_{PL}^S)	Keadaan Batas Ultimit(γ_{PL}^U)	
		Biasa	Terkurangi
Tetap	1	1	1

2.9. Beban Lalu Lintas

2.9.1 Umum

Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur “D” dan beban truk “T”. Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri. Beban truk “T” satu kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk “T” diterapkan per lajur lalu lintas rencana.

Secara umum, beban “D” akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang, sedangkan beban “T” digunakan untuk beban pendek dan lantai kendaraan. Dalam keadaan tertentu beban “D” yang nilai telah diturunkan atau dinaikkan dapat digunakan (lihat pasal 8.5, SNI 1725-2016).

2.9.2 Lajur Lalu Lintas Rencana

Secara umum, jumlah lajur lalu lintas rencana ditentukan dengan mengambil bagian *integer* dari hasil pembagian lebar bersih jembatan (w) dalam mm dengan lebar jalur rencana sebesar 2750 mm. Jumlah maksimum lajur lalu lintas yang digunakan untuk berbagai lebar jembatan bisa dilihat dalam Tabel 2.15. Lajur lalu lintas harus disusun sejajar dengan sumbu memanjang jembatan.

Tabel 2.15: Jumlah lajur lalu lintas rencana.

Tipe jembatan (1)	Lebar bersih jembatan	Jumlah Lajur lalu lintas rencana (n)
Satu jalur	$3,000 < w < 5,250$	1
Dua arah, tanpa median	$5,250 < w < 7,500$	2
Dua arah, tanpa media	$7.500 < w < 10.000$	3
	$10.000 < w < 12.500$	4

Tabel 2.15: *Lanjutan.*

Tipe jembatan (1)	Lebar bersih jembatan	Jumlah Lajur lalu lintas rencana (n)
	$12.500 < w < 15.250$	5
	$w > 15.250$	6
Dua arah, dengan median	$5.500 < w < 8.000$	2
	$8.250 < w < 10.000$	3
	$11.000 < w < 13.500$	4
	$13.750 < w < 16.250$	5
	$w > 16.500$	6
Catatan (1): Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh instansi yang berwenang		
Catatan (2): Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median dan median untuk banyak arah.		

Berdasarkan Tabel 2.15, bila lebar bersih jembatan antara 3.000 mm sampai 5.000 mm, maka jumlah jalur rencana harus diambil satu lajur lalu lintas rencana dan lebar jalur rencana harus diambil sebagai lebar jalur lalu lintas. Jika jembatan mempunyai lebar bersih antara 5.250 mm dan 7.500 mm, maka jembatan harus direncanakan memiliki dua lajur rencana, masing-masing selebar bersih jembatan dibagi dua. Jika jembatan mempunyai lebar bersih antara 7.750 mm dan 10.000 mm, maka jembatan harus direncanakan memiliki tiga lajur rencana, masing-masing selebar bersih jembatan dibagi tiga.

2.9.3 Beban Lajur “D”(TD)

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT). Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban lajur “D” seperti pada Tabel 2.16.

Tabel 2.16: Faktor beban untuk beban lajur “D”.

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TD})	
		Keadaan batas layan γ_{TD}^s	Keadaan batas ultimit γ_{TD}^U
Transien	Beton	1	1,8
	Boks girder baja	1	2

2.9.3.1 Intensitas Beban “D”

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas q kPa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L pada Pers 2.20 dan Pres 2.21 sebagai berikut:

$$\text{Jika } L < 30 \text{ m: } q = 9,0 \text{ kPa} \quad (2.20)$$

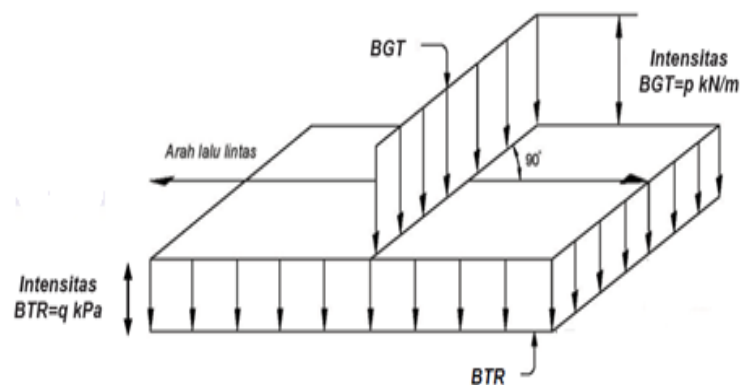
$$\text{Jika } L > 30 \text{ m: } q = 9,0 \left(0,5 \frac{15}{L}\right) \text{ kPa}$$

(2.21)

Keterangan:

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

L = Panjang total jembatan yang dibebani (meter)

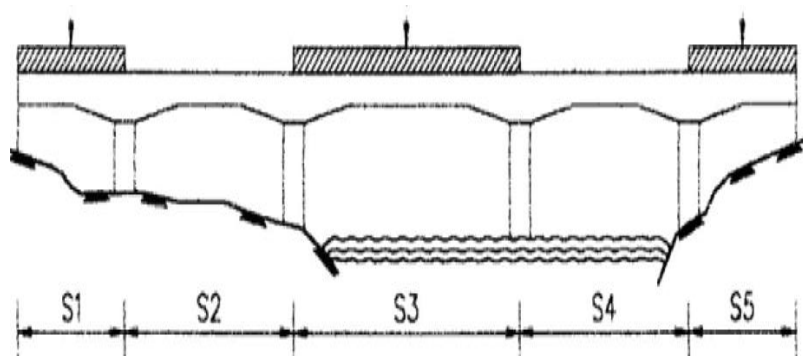


Gambar 2.21: Beban lajur “D”.

Beban garis terpusat (BGT) pada gambar 2.19 dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

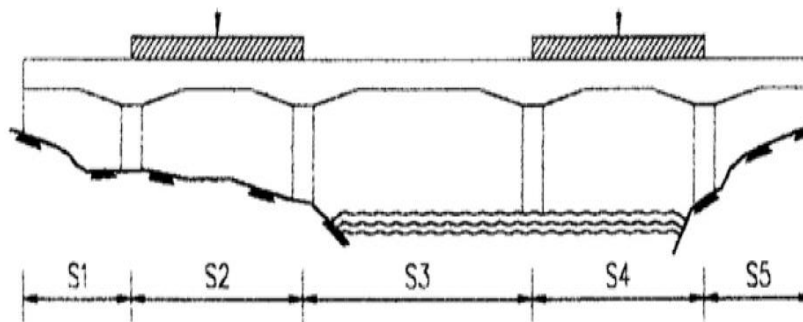
2.9.3.2 Distribusi Beban “D”

Beban “D” harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen-komponen BTR dan BGT dari beban “D” secara umum dapat dilihat pada Gambar 2.22.



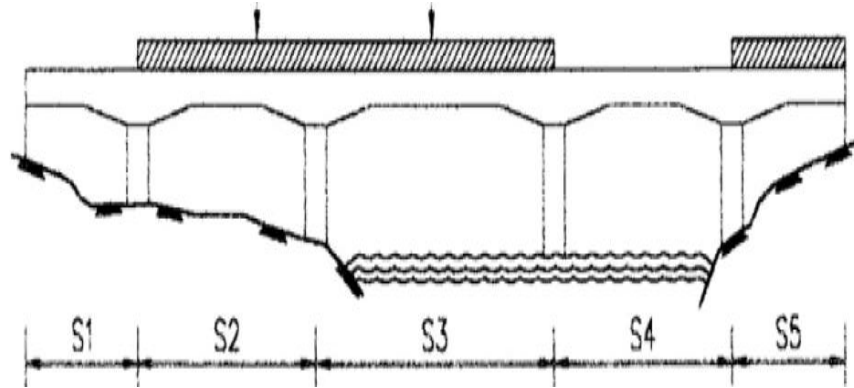
Gambar 2.22: Momen lentur positif bentang 1,3,5.

Untuk momen maksimum di bentang 1: tempatkan BGT di bentang 1 (bentang 5 serupa) ambil L = pengaruh terburuk dari S_1 ; S_1+S_3 ; atau $S_1+S_3+S_5$. Untuk momen lentur maksimum di bentang 3, tempatkan BGT di bentang 3, ambil L = pengaruh terburuk dari S_3 ; S_1+S_3 atau S_3+S_5 kemudian alternatif penempatan dalam arah memanjang dapat dilihat pada Gambar 2.23.



Gambar 2.23: Momen lentur positif bentang 2,4.

Untuk momen lentur maksimum di bentang 2: tempatkan BGT di bentang 2, ambil $L =$ pengaruh terburuk dari S_2 ; atau $S_2 + S_4$. Untuk momen lentur maksimum di bentang 4: tempatkan BGT di bentang 4. Ambil $L =$ pengaruh terburuk dari S_4 atau $S_2 + S_4$ pada Gambar 2.24.



Gambar 2.24: Momen lentur negatif pada pilar.

Untuk momen lentur maksimum di pilar 2: tempatkan BGT di bentang 2 dan 3; ambil $L =$ pengaruh terburuk dari $S_2 + S_3$ atau $S_2 + S_3 + S_5$.

2.9.3.3 Respon Terhadap Beban Lajur “D”

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

2.9.4 Beban Truk “T”

Selain beban “D”, terdapat beban lalu lintas lainnya yaitu beban truk “T”. Beban truk “T” tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban “D”. Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Adapun faktor untuk beban “T” seperti terlihat pada Tabel 2.17.

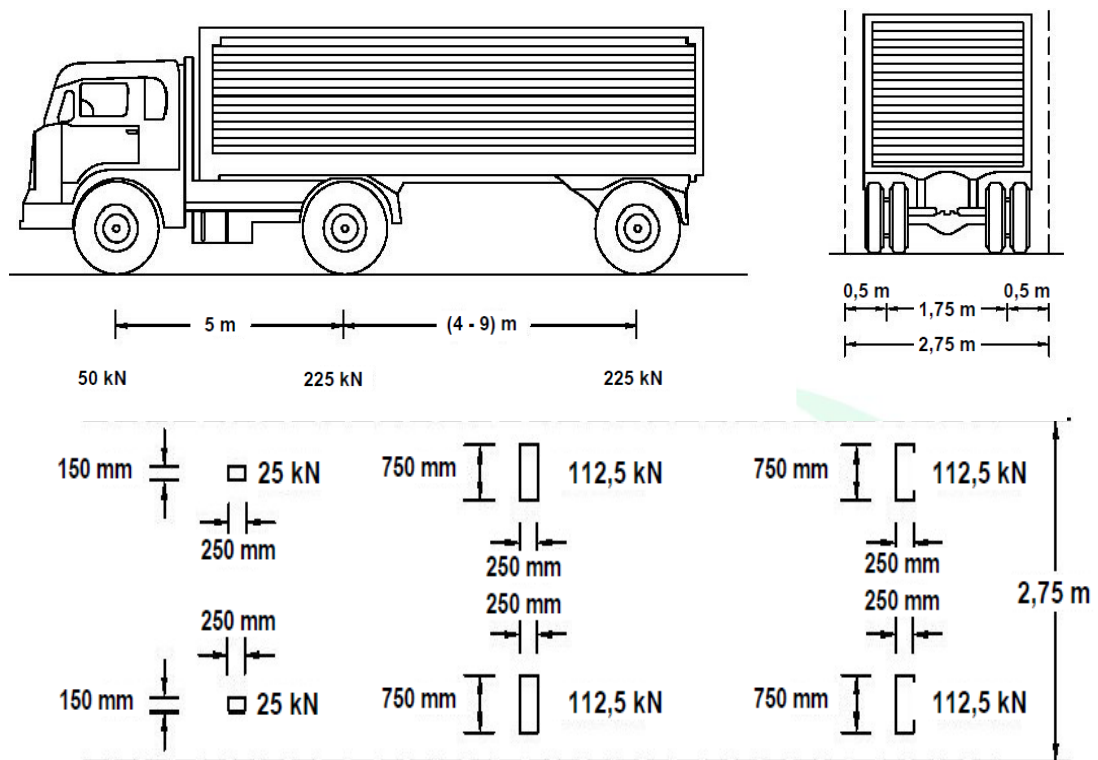
Tabel 2.17: Faktor beban untuk “T”.

Type	Jembatan	Faktor beban (γ_{TT})
------	----------	--------------------------------

beban		Keadaan batas layan γ^s_T	Keadaan batas ultimit γ^U_{TT}
Transien	Beton	1	1,8
	Boks girder baja	1	2

2.9.4.1 Besarnya Pembebanan Truk "T"

Pembebanan truk "T" terdiri atas kendaraan truk *semi-trailer* yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti terlihat pada Gambar 2.18. Berat dari tiap-tiap gandar disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 gandar tersebut diubah-ubah dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.



Gambar 2.25: Pembebanan truk "T" (500 kN).

2.9.4.2 Posisi Dan Penyebaran Pembebanan Truk "T"

Terlepas dari panjang jembatan atau susunan bentang, umumnya hanya ada satu kendaraan truk ‘T’ yang bisa ditempatkan pada satu jalur lalu lintas rencana. Untuk jembatan sangat panjang dapat ditempatkan lebih dari satu truk pada satu lajur lalu lintas rencana. Kendaraan truk ‘T’ ini harus ditempatkan ditengah - tengah lajur lalu lintas rencana. Jumlah maksimum lajur lalu lintas rencana dapat dilihat dalam Tabel 2.14, tetapi jumlah lebih kecil bisa digunakan dalam perencanaan apabila menghasilkan pengaruh yang lebih besar. Hanya jumlah lajur lalu lintas rencana dalam nilai bulat harus digunakan. Lajur lalu lintas rencana bisa ditempatkan dimana saja pada lajur jembatan.

2.9.4.3 Kondisi Faktor Kepadatan Jalur

Ketentuan pasal ini tidak boleh digunakan untuk perencanaan keadaan batas fatik dan fraktur, dimana hanya satu jalur rencana yang diperhitungkan dan tidak tergantung dari jumlah total lajur rencana. Jika perencana menggunakan faktor distribusi beban kendaraan untuk satu jalur, maka pengaruh beban truk harus direduksi dengan faktor 1,20. Tetapi jika perencana menggunakan *lever rule* atau metode statika lainnya untuk mendapatkan faktor distribusi beban kendaraan, maka pengaruh beban truk tidak perlu direduksi.

Kecuali ditentukan lain pada pasal ini, pengaruh beban hidup harus ditentukan dengan mempertimbangkan setiap kemungkinan kombinasi jumlah jalur yang terisi dikalikan dengan faktor kepadatan lajur yang sesuai untuk memperhitungkan kemungkinan terisinya jalur rencana oleh beban hidup. Jika perencana tidak mempunyai data yang diperlukan maka nilai-nilai Tabel 2.18.

- Dapat digunakan saat meneliti jika hanya satu jalur terisi,
- Boleh digunakan saat meneliti pengaruh beban hidup jika ada tiga atau lebih jalur terisi.

Tabel 2.18: Faktor kepadatan lajur (m).

Jumlah lajur yang dibebani	Faktor kepadatan lajur
1	1,2
2	1

Untuk tujuan menentukan jumlah lajur ketika kombinasi pembebanan mencakup beban pejalan kaki seperti yang ditentukan pada SNI 1725-2016 dengan satu atau lebih lajur kendaraan, maka perencana harus menentukan bahwa beban pejalan kaki akan mengisi salah satu lajur kendaraan.

Faktor-faktor yang ditentukan dalam Tabel 15 tidak boleh digunakan untuk menentukan faktor distribusi beban kendaraan. Dalam hal ini perencana harus menggunakan *lever rule* untuk menentukan beban yang bekerja pada balok eksterior.

2.9.4.4 Bidang Kontak Roda Kendaraan

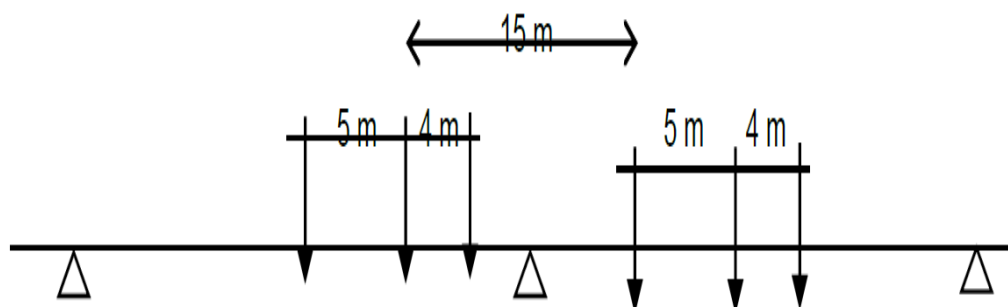
Bidang kontak roda kendaraan yang terdiri atas satu atau dua roda diasumsikan mempunyai bentuk persegi panjang dengan panjang 750 mm dan lebar 250 mm. Tekanan ban harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan bidang kontak.

2.9.4.5 Penerapan Beban Hidup Kendaraan

Kecuali ditentukan lain, pengaruh beban hidup pada waktu menentukan momen positif harus diambil nilai yang terbesar dari:

- Pengaruh beban truk dikalikan dengan faktor beban dinamis (FBD), atau
- Pengaruh beban terdistribusi “D” dan beban KEL dikalikan FBD

Untuk momen negatif, beban truk dikerjakan pada dua bentang yang berdampingan dengan jarak gandar tengah truk terhadap gandar depan truk dibelakangnya adalah 15 m Gambar 2.26, dengan jarak antara gandar tengah dan gandar belakang adalah 4 m.



Gambar 2.26: Penempatan beban truk untuk momen negatif maksimum.

Gandar yang tidak memberikan kontribusi pada gaya total harus diabaikan dalam perencanaan. Beban kendaraan dimuat pada masing-masing jalur dan harus diposisikan untuk mendapatkan pengaruh yang terbesar dalam perencanaan. Beban truk harus diposisikan pada lebar jembatan sehingga sumbu roda mempunyai jarak sebagai berikut:

- Untuk perencanaan pelat kantilever: 250 mm dari tepi parapet atau *railing*.
- Untuk perencanaan komponen lainnya: 1000 mm dari masing-masing sumbu terluar roda truk. Kecuali ditentukan lain, panjang lajur rencana atau sebagian dari panjang lajur rencana harus dibebani dengan beban terdistribus “D”.

2.1.9.6 Beban Hidup Untuk Evaluasi Lendutan

Jika pemilik pekerjaan menginginkan agar jembatan memenuhi kriteria lendutan akibat beban hidup, maka beban hidup harus diambil sebagai nilai terbesar dari:

- Lendutan akibat beban satu truk, atau
- Lendutan akibat BTR

2.9.4.7 Beban Rencana Untuk Pelat Lantai Kendaraan, Sistem Lantai Kendaraan

Ketentuan pada pasal ini tidak berlaku jika pelat direncanakan berdasarkan perencanaan empiris. Jika perencana menggunakan metode strip untuk menganalisis pelat lantai kendaraan dan pelat atap gorong - gorong, maka gaya - gaya rencana harus dihitung dengan ketentuan sebagai berikut:

- Jika pelat membentang dalam arah melintang tegak lurus terhadap arus lalu lintas, maka hanya satu gandar dari beban truk yang digunakan untuk menghitung gaya geser atau momen lentur rencana.

Beban roda harus diasumsikan sama besarnya pada setiap gandar, aplikasi beban gandar akibat gaya sentrifugal dan pengereman tidak perlu dipertimbangkan untuk perencanaan pelat lantai kendaraan.

2.9.5 Klasifikasi Pembebanan Lalu Lintas

2.9.5.1 Pembebanan Lalu Lintas Yang Dikurangi

Dalam keadaan khusus, dengan persetujuan instansi berwenang, pembebanan “D” setelah dikurangi 70% bisa digunakan. Pembebanan lalu lintas yang dikurangi hanya berlaku untuk jembatan darurat atau semipermanen.

Faktor sebesar 70% ini diterapkan untuk BTR dan BGT yang tercantum pada pasal 3.7.3. Faktor pengurangan sebesar 70% tidak boleh digunakan untuk pembebanan truk “T” atau gaya rem pada arah memanjang jembatan.

2.9.5.2 Pembebanan Lalu Lintas Yang Berlebih

Dengan persetujuan instansi yang berwenang, pembebanan “D” dapat diperbesar di atas 100% untuk jaringan jalan yang dilewati kendaraan berat. Faktor pembesaran 100% ini diterapkan untuk BTR dan BGT yang tercantum pada pasal 3.7.3. Faktor pembesaran di atas 100% tidak boleh digunakan untuk pembebanan truk “T” atau gaya rem pada arah memanjang jembatan.

2.9.6 Faktor Beban Dinamis

Kecuali diperbolehkan pada pasal 3.7.6.1, beba statik truk rencana harus diperbesar sesuai dengan FBD berdasarkan Gambar 2.27. Gaya sentrifugal dan gaya rem tidak perlu diperbesar. Faktor beban dinamis tidak perlu diterapkan pada beban pejalan kaki atau beban terbagi rata BTR.

Faktor beban dinamis tidak perlu diterapkan untuk:

- Dinding penahan yang tidak memikul reaksi vertikal dari struktur atas jembatan, dan
- Komponen fondasi yang seluruhnya berada dibawah permukaan tanah.

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Besarnya FBD tergantung pada frekuensi dasar dari

suspensi kendaraan, biasanya antara 2 Hz sampai 5 Hz untuk kendaraan berat dan frekuensi getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen.

Besarnya BGT dari pembebanan “D” dan beban roda dari pembebanan truk “T” harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan dikali FBD. Besarnya nilai tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit. BTR dari pembebanan lajur “D” tidak dikali dengan FBD. Untuk pembebanan “D”, FBD merupakan fungsi panjang bentang ekuivalen seperti tercantum dalam Gambar. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen L_E diberikan dengan Pers 2.22:

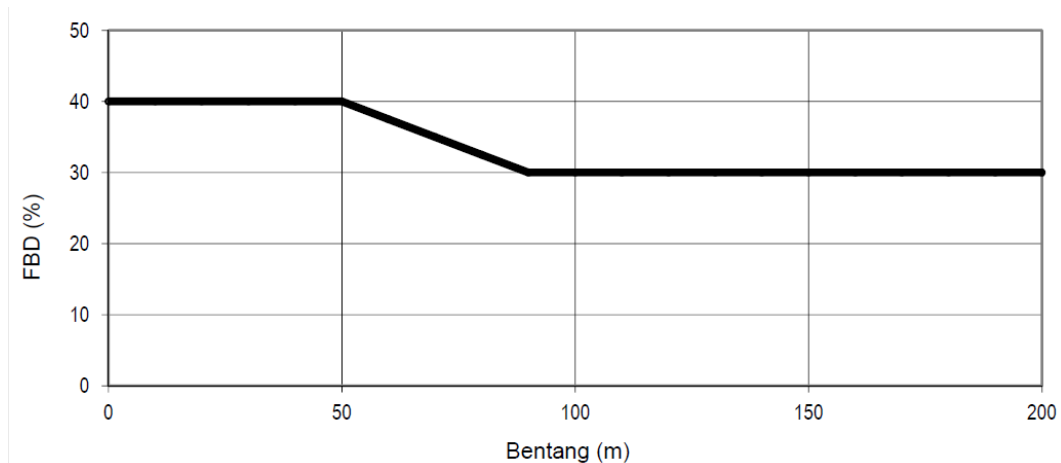
$$L_E = \sqrt{L_{av} L_{max}} \quad (2.22)$$

Keterangan:

L_{av} = Panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

L_{max} = Panjang bentang maksimum

Untuk pembebanan truk “T”, FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada diatas permukaan tanah. Untuk bagian bangunan bawah dan fondasi yang berada di bawah garis permukaan, nilai FBD harus diambil sebagai peralihan linier dari nilai pada garis permukaan tanah sampai nol pada kedalaman 2 m.



Gambar 2.27: Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur “D”.

2.10 Gaya Rem (*TR*)

Gaya rem harus diambil terbesar dari:

- 25% dari berat gandar truk desain, atau
- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati sesuai dengan pasal 2.17 dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang dimasa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem. Faktor kepadatan lajur yang ditentukan pada Pasal 2.17.4.3 berlaku untuk menghitung gaya rem.

2.11 Pembebanan Untuk Pejalan Kaki (*TP*)

Semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan. Jika trotoar dapat dinaiki maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan. Jika ada kemungkinan trotoar berubah fungsi di masa depan menjadi lajur kendaraan, maka beban hidup kendaraan harus

diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan komponen jembatan lainnya. Dalam hal ini, faktor beban dinamis tidak perlu dipertimbangkan.

2.12 Beban Angin

2.12.1 Tekanan Angin Horizontal

Tekanan angin yang ditentukan pada pasal ini diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (V_B) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Berdasarkan SNI 1725-2016, beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan *railing* yang diambil tegak lurus terhadap arah angin. Arah ini harus divariasikan untuk mendapatkan pengaruh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen-komponennya. Luasan yang tidak memberikan kontribusi dapat diabaikan dalam perencanaan.

2.12.1.1 Beban Angin Pada Struktur (E_w)

Jika dibenarkan oleh kondisi setempat, perencana dapat menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan. Arah rencana kendaraan harus diasumsikan horizontal, kecuali ditentukan lain pada pasal 2.20.3. Dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan angin rencana dalam MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan Pers 2.23 dan Tabel 2.19 berikut:

$$P_D = P_B \left(\frac{VDZ}{V_B} \right)^2$$

(2.23)

Keterangan:

P_B = Tekanan angin dasar

Tabel 2.19: 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

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 Kn/mm pada balok atau gelagar.

2.12.1.2 Beban Dari Struktur Atas

Kecuali jika ditentukan lain pada pasal ini , jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka tekanan angin dasar P_B untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.20 dan harus dikerjakan pada titik berat dari area yang terkena beban angin. Arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah longitudinal. Tekanan angin melintang dan memanjang harus diterapkan secara bersamaan dalam perencanaan.

Tabel 2.20: Tekanan angin dasar (P_B) untuk berbagai sudut serang.

Sudut serang	Rangka, kolom, dan pelengkung		Gelagar	
	Beban lateral	Beban longitudinal	Beban lateral	Beban longitudinal
0	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

2.12.1.3 Gaya Angin Yang Langsung Bekerja Pada Struktur Bawah

Gaya melintang dan longitudinal yang harus dikerjakan secara langsung pada bangunan bawah harus dihitung berdasarkan tekanan angin dasar sebesar 0,0019 MPa. Untuk angin dengan sudut serang tidak tegak lurus terhadap bidang tepi dan bidang muka dari bangunan bawah. Komponen-komponen ini bekerja tegak lurus terhadap pada masing-masing permukaan yang mengalami tekanan dan perencana harus menerapkan gaya-gaya tersebut bersamaan dengan beban angin yang bekerja pada struktur atas.

2.12.1.4 Gaya Angin Pada Kendaraan (E_{wV})

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan. ditentukan pada pasal ini, jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka komponen yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.21 dimana arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

Tabel 2.21: Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan.

Sudut	Komponen tegak lurus	Komponen sejajar
Derajat	N/mm	N/mm
0	1,46	0,00
15	1,28	0,18
30	1,20	0,35
45	0,96	0,47
60	0,50	0,55

2.12.1.5 Tekanan Angin Vertikal

Jembatan harus mampu memikul beban garis memanjang jembatan yang mempresentasikan gaya angin vertikal ke atas sebesar 9.6×10^{-4} MPa dikalikan lebar jembatan, termasuk parapet dan trotoar. Gaya ini harus ditinjau hanya untuk Keadaan Batas Kuat III dan Layan IV yang tidak melibatkan angin pada kendaraan, dan hanya ditinjau untuk kasus pembebanan di mana arah angin dianggap bekerja tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan. Gaya memanjang tersebut mempunyai titik tangkap pada seperempat lebar jembatan dan bekerja secara bersamaan dengan beban angin horizontal yang ditentukan dalam pasal 2.20.1.

2.13. Peraturan Gempa Yang Dimodifikasi

2.13.1. Cara Analisis Tahan Gempa

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapa kasus. Kinerja yang lebih tinggi seperti kinerja operasional dapat diterapkan oleh pihak yang berwenang. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R_d) dengan formulasi Pers 2.24 berikut:

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t$$

(2.24)

Keterangan:

EQ = Gaya gempa horizontal statis (kN).

C_{sm} = Koefisien respons gempa elastik.

R_d = Faktor modifikasi respons.

W_t = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN).

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

dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30 m dibawah struktur jembatan.

1. Prosedur umum

Peta gempa dalam ketentuan ini meliputi peta percepatan puncak batuan dasar (PGA) dan respon spectra percepatan 0,2 detik dan 1 detik di batuan dasar yang mewakili dua *level hazard* (potensi bahaya) gempa 500 dan 1000 dengan kemungkinan terlampaui 10% dalam 50 tahun dan 7% dalam 75 tahun penjelasan untuk masing - masing peta dapat dilihat pada Tabel 2.22.

Tabel 2.22: Penjelasan peta gempa 2010 (SNI 2833:2013).

No	No Gambar	Level Gambar	Keterangan
1	Gambar 27	10% dalam 50 tahun (500 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA)
2	Gambar 28		Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar
3	Gambar 29		Peta respons spektra percepatan 1,0 detik di batuan dasar (S1)

Tabel 2.22: *Lanjutan.*

No	No Gambar	Level Gambar	Keterangan
4	Gambar 30	7 % dalam 75 tahun (1000 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA)
5	Gambar 31		Peta respon spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar (Ss)
6	Gambar 32		Peta respons spektra percepatan 0,1 detik di batuan dasar (S1)

2. Faktor situs

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi pada periode nol detik, periode pendek ($T=0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (FPGA), faktor amplifikasi periode pendek (Fa) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (Fv).

Tabel 2.23 memberikan nilai F_{PGA} , F_a dan F_v untuk berbagai klasifikasi jenis tanah.

Tabel 2.23: Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a) (SNI 2833:2013).

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,1$ $S_s \geq 0,25$
Batuan keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

PGA = Percepatan puncak batuan dasar mengacu pada Peta Gempa Indonesia.

S_s = Parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode pendek ($T=0.2$ detik) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010.

SS = Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

Tabel 2.24: Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v) (SNI 2833:2013).

Kelas situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah sedang	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5

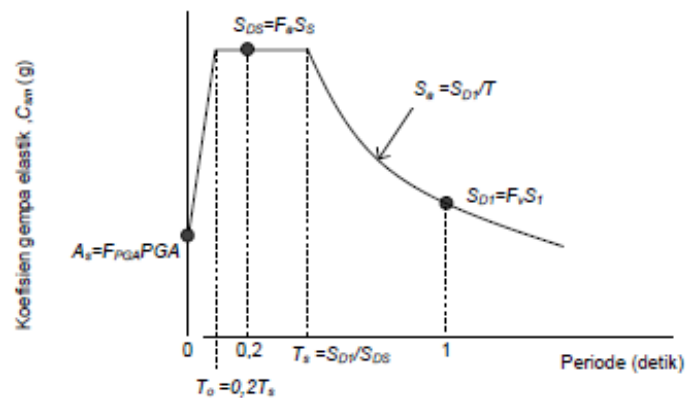
(SD)					
Tanah lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Keterangan:

- S_I = Parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 2.20 atau Gambar 2.23).
- SS = Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

3. Respons spektrum rencana

Respons spektra adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum dari system berderajat kebebasan tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respons spektra dibuat dalam bentuk respons spektra yang sudah disederhanakan.



Gambar 2.28: Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah (SNI 2833:2013).

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 (tiga) nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2010 (PGA , SS dan

SI), serta nilai faktor amplifikasi F_{PGA} , F_a , dan F_v . Perumusan respons spektra dapat dilihat pada Pers 2.25, 2.26 dan Pers 2.27 sebagai berikut :

$$AS = F_{PGA} \times PGA$$

(2.25)

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$

(2.26)

$$S_{DI} = F_v \times S_I$$

(2.27)

4. Koefisien respons gempa elastik

- a. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

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

- b. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan, C_{sm} adalah sama dengan SDS .

- c. Untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = \frac{SD1}{SDS}$$

(2.28)

Keterangan:

SDS = Nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T=0.2$ detik).

SDI = Nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik

$$T_0 = 0.2 T_s$$

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

Penggunaan masing-masing persamaan dapat membentuk respons spektra di permukaan seperti diperlihatkan pada Gambar 2.28.

5. Kategori kinerja seismik

Setiap jembatan harus ditetapkan dalam salah satu empat zona gempa berdasarkan spektra percepatan periode 1 detik (SDI) sesuai Tabel 2.25. Kategori tersebut menggambarkan variasi risiko seismik dan digunakan untuk penentuan metode analisis, panjang tumpuan minimum, detail perencanaan kolom, dan prosedur desain pondasi dan kepala jembatan.

Tabel 2.25: Zona gempa (SNI 2833:2013).

Koefisien percepatan (SD1)	Zona gempa
$SD1 \leq 0,15$	1
$0,15 < SD1 \leq 0,30$	2
$0,30 < SD1 \leq 0,50$	3
$SD1 > 0,50$	4

Catatan : $SD1 = Fv \times SI$

$SD1$ = Nilai spektra permukaan tanah pada periode 1.0 detik

Fv = Nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv)

SI = Parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1.0 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010.

6. Faktor modifikasi respons

Untuk penggunaan faktor modifikasi respons pada pasal ini maka detailing struktur harus sesuai dengan ketentuan pada Pasal 7 dan Pasal 7.5 SNI 2833:2013. Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan Tabel 2.24 dan Tabel 2.25. Sebagai alternatif penggunaan faktor R pada Tabel 2.26 untuk hubungan struktur, sambungan monolit antara elemen struktur atau struktur, seperti hubungan kolom ke fondasi telapak dapat direncanakan untuk menerima gaya maksimum akibat plastifikasi kolom atau kolom majemuk yang berhubungan. Apabila digunakan analisis dinamik riwayat waktu, maka faktor modifikasi respons (R) diambil sebesar 1 untuk seluruh jenis bangunan bawah dan hubungan antar elemen struktur.

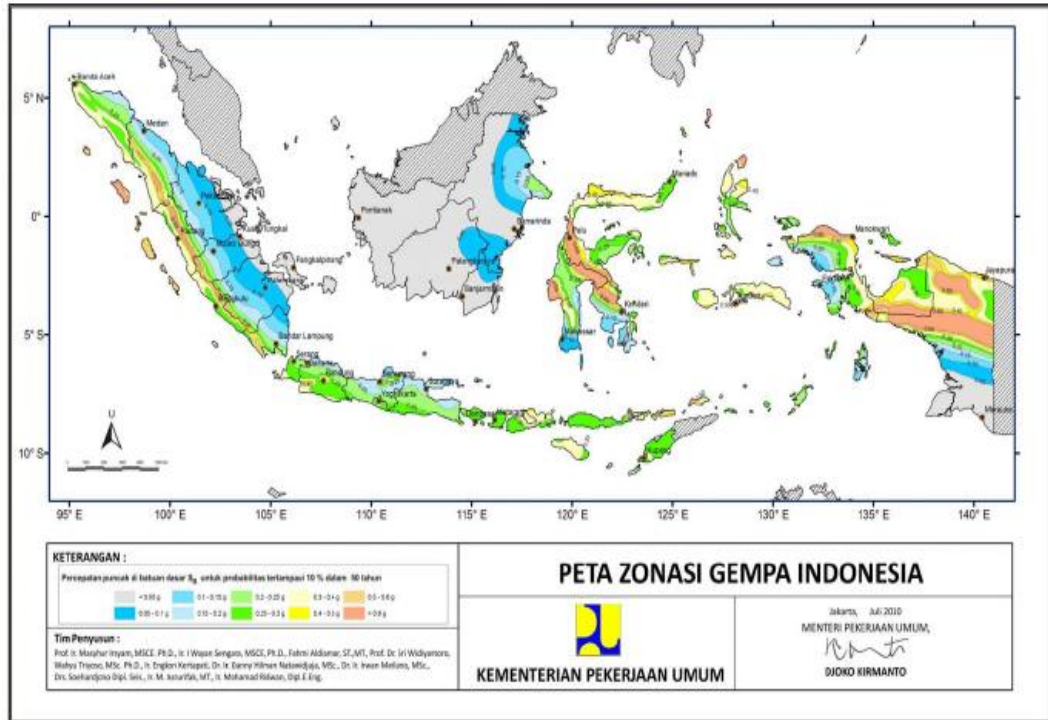
Tabel 2.26: Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah (SNI 2833:2013).

Bangunan bawah	Kategori Kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya

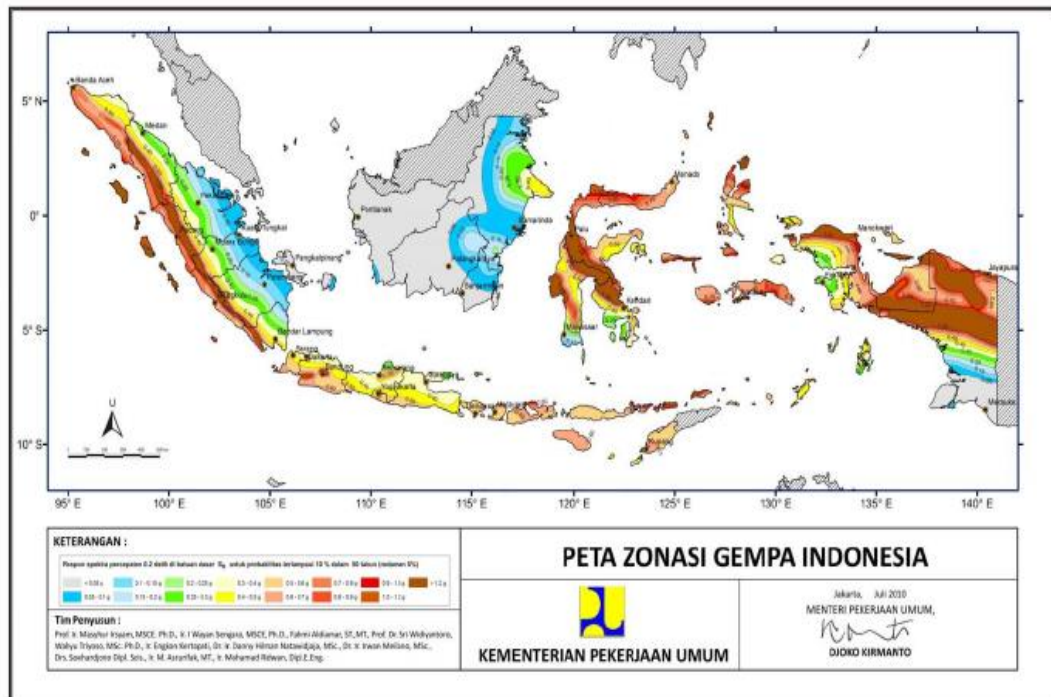
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang	1,5	2,0	3,0
Tiang vertical	1,5	1,5	2,0
Tiang miring			
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit	1,5	3,5	5,0
Tiang vertical	1,5	2,0	3,0
Tiang miring			
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Tabel 2.27. Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur (SNI 2833:2013).

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai dilatasi pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar atau tiang dengan bangunan atas	1,0



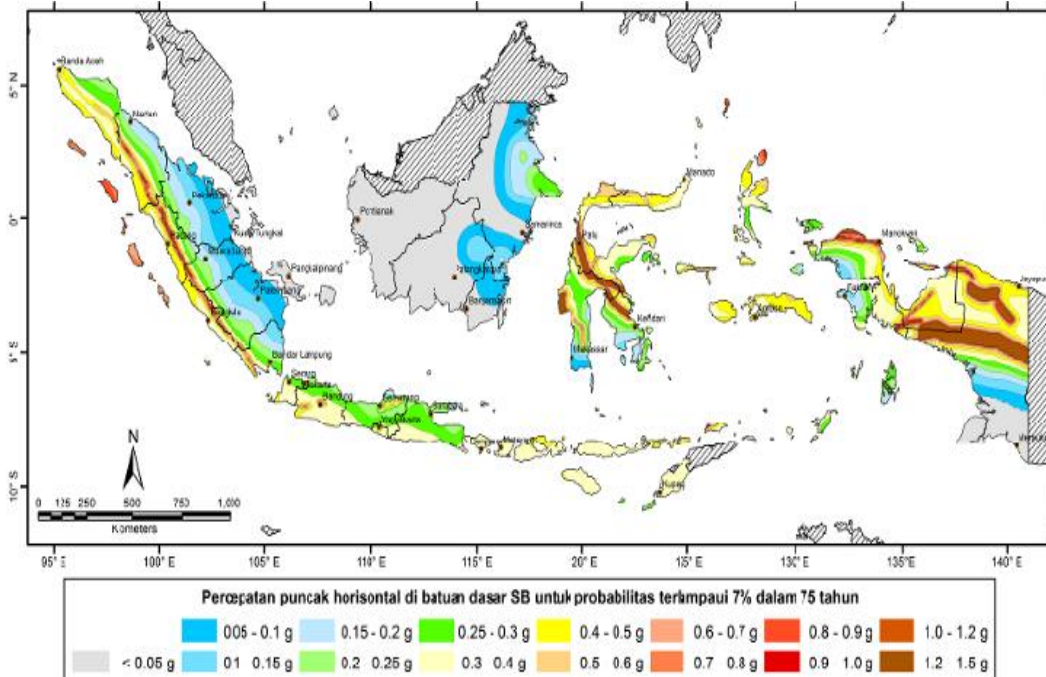
Gambar 2.29: Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833:2013).



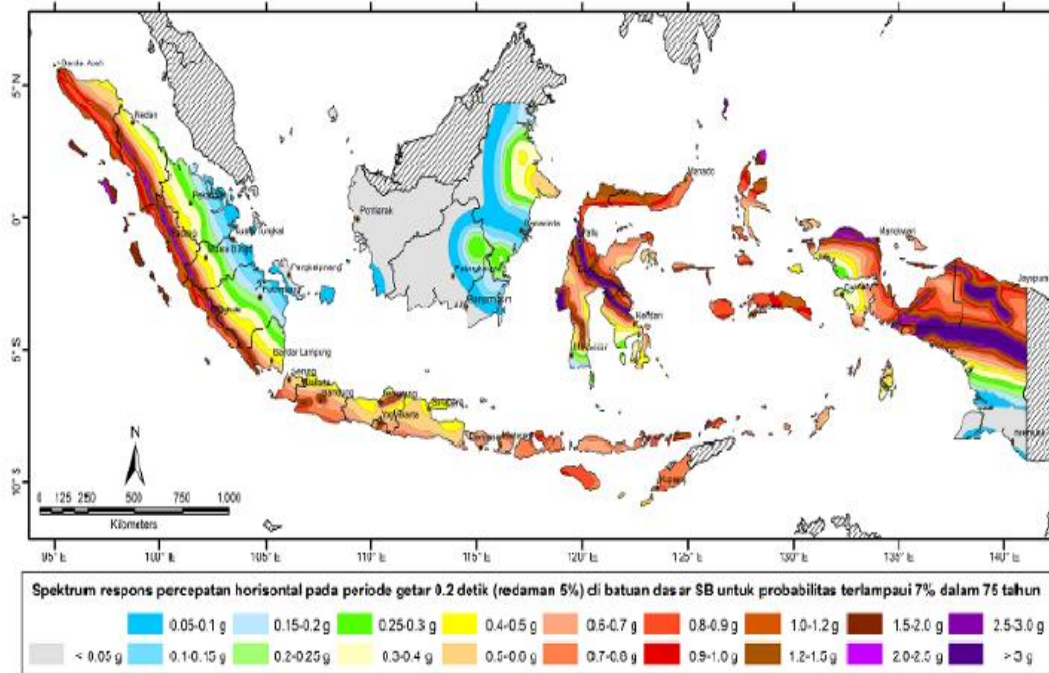
Gambar 2.30: Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833:2013).



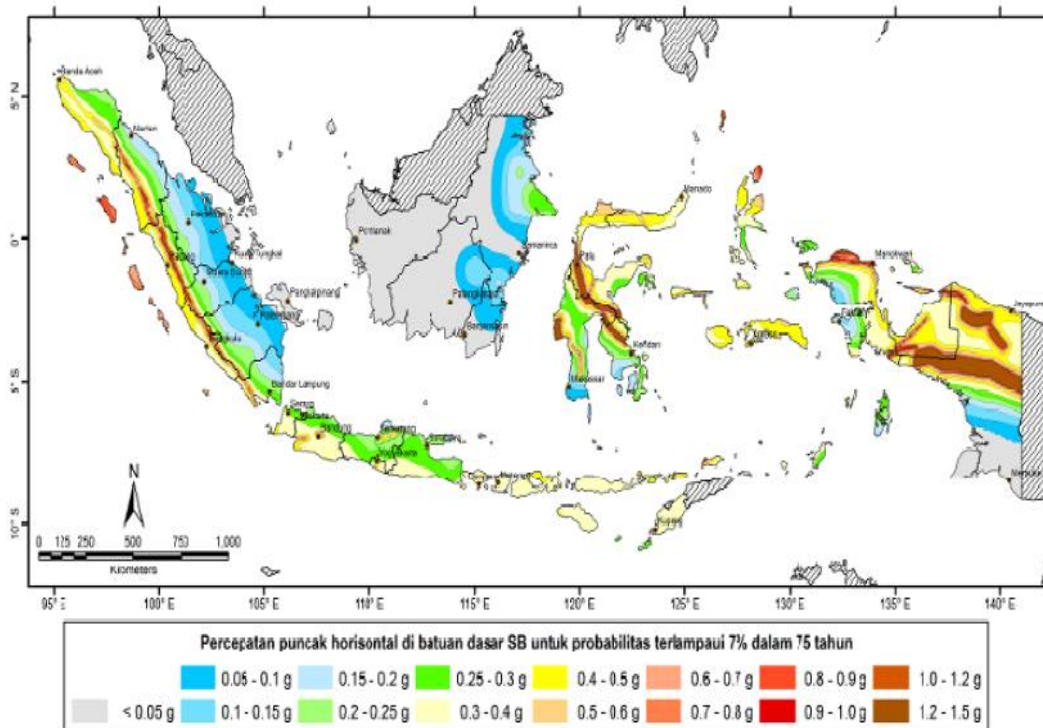
Gambar 2.31: Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun (SNI 2833:2013).



Gambar 2.32: Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013).



Gambar 2.33: Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013).



Gambar 2.34. Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (SNI 2833:2013).

2.13.1 Filosofi Perencanaan (Pembebanan)

Berdasarkan SNI 1725-2016, jembatan harus direncanakan sesuai dengan keadaan batas yang disyaratkan untuk mencapai target pembangunan keamanan, dan aspek layan, dengan memperhatikan kemudahan inspeksi, faktor ekonomi, dan estetika.

Dalam perencanaan, persamaan dibawah harus dipenuhi untuk semua pengaruh gaya yang bekerja beserta kombinasinya, tidak tergantung dari jenis analisis yang digunakan. Setiap komponen dan sambungan harus memenuhi persamaan untuk setiap keadaan batas. Untuk keadaan batas layan dan ekstrem, faktor tahanan harus diambil sebesar 1, kecuali untuk baut yang ditentukan dalam perencanaan jembatan baja, serta kolom - kolom beton pada zona gempa 2, 3, dan 4 yang ditentukan dalam perencanaan jembatan beton. Seluruh keadaan batas harus dianggap memiliki tingkat kepentingan yang sama besar dapat di lihat pada Pers 2.29.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i < \phi R_n = R_r \quad (2.29)$$

Dengan memperhatikan hal-hal sebagai berikut:

Untuk beban-beban dengan nilai maksimum γ_i lebih sesuai dengan Pers 2.30:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} > 0,95 \quad (2.30)$$

Untuk beban-beban dengan nilai minimum γ_i lebih sesuai dengan Pers 2.31:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} < 1 \quad (2.31)$$

Keterangan:

γ_i = Faktor beban ke i

η_I = Faktor pengubah respons berkaitan dengan daktilitas, redundansi, dan klasifikasi operasional

η_D = Faktor pengubah respons berkaitan dengan daktilitas

η_R = Faktor pengubah respons berkaitan dengan redundansi

η_I = Faktor pengubah respons berkaitan dengan klasifikasi operasional

Q_i = Pengaruh gaya

R_n = Tahanan nominal

R_r = Tahanan terfaktor

2.13.2. Keadaan Batas Layan

Keadaan batas daya layan disyaratkan dalam perencanaan dengan melakukan pembatasan pada tegangan, deformasi, dan lebar retak pada kondisi pembebanan layan agar jembatan mempunyai kinerja yang baik selama umur rencana.

2.13.3. Keadaan Batas Fatik Dan Fraktur

Keadaan batas fatik disyaratkan agar jembatan tidak mengalami kegagalan akibat fatik selama umur rencana. Untuk tujuan ini, perencana harus membatasi rentang tegangan akibat satu beban truk rencana pada jumlah siklus pembebanan yang dianggap dapat terjadi selama umur rencana jembatan. Keadaan batas fraktur disyaratkan dalam perencanaan dengan menggunakan persyaratan kekuatan material sesuai spesifikasi.

Berdasarkan SNI 1725-2016, keadaan batas fatik dan fraktur dimaksudkan untuk membatasi penjarangan retak akibat beban siklik yang pada akhirnya akan menyebabkan terjadinya kegagalan fraktur selama umur desain jembatan.

2.13.4. Keadaan Batas Kekuatan

Keadaan batas kekuatan disyaratkan dalam perencanaan untuk memastikan adanya kekuatan dan kestabilan jembatan yang memadai, baik yg sifatnya lokal maupun global, untuk memikul kombinasi pembebanan yang secara statistik mempunyai kemungkinan cukup besar untuk terjadi selama masa layan jembatan. Pada keadaan batas ini, dapat terjadi kelebihan tegangan ataupun kerusakan struktural, tetapi integritas struktur secara keseluruhan masih terjaga.

2.13.5. Keadaan Batas Ekstrem

Keadaan batas ekstrem diperhitungkan untuk memastikan struktur jembatan dapat bertahan akibat gempa besar. Keadaan batas ekstrem merupakan kejadian

dengan frekuensi kemunculan yang unik dengan priode ulang yang lebih besar secara signifikan dibandingkan dengan umur rencana jembatan.

2.13.6. Daktilitas

Sistem struktur jembatan harus diproporsi dan didetailkan agar diperoleh perilaku deformasi inelastik pada keadaan batas ultimit dan ekstrem sebelum mengalami kegagalan. Perangkat disipasi (energi yang hilang dari suatu sistem, berubah menjadi energi lain yang tidak menjadi tujuan suatu sistem) energi gempa dapat digunakan untuk menggantikan sistem pemikul beban gempa konvensional beserta metodologi perencanaan tahan gempa yang dimuat dalam Peraturan Perencanaan Gempa untuk Jembatan.

Untuk keadaan batas ultimit maka:

$\eta_D = 1,05$ untuk komponen tidak daktail dan sambungan

$\eta_D = 1,00$ untuk perencanaan konvensional serta pendetailan yang mengikuti peraturan ini.

$\eta_D = 0,95$ untuk komponen-komponen dan sambungan yang telah dilakukan tindakan tambahan untuk meningkatkan daktilitas lebih dari yang disyaratkan oleh peraturan ini.

Untuk keadaan batas lain termasuk keadaan batas ekstrem (gempa) maka: $\eta_D = 1$

2.13.7. Redundansi (Prediksi)

Alur gaya mejemuk dan struktur menerus harus digunakan kecuali terdapat alasan kuat yang mengharuskan untuk tidak menggunakan struktur tersebut.

Untuk keadaan batas ultimit maka:

$\eta_R = 1,05$ untuk komponen non redundan

$\eta_R = 1,00$ untuk komponen redundansi konvensional

$\eta_R = 0,95$ untuk komponen dengan redundansi melampaui kontinuitas girder dan penampang torsi tertutup

2.13.8. Kepentingan Operasional

Pemilik pekerjaan dapat menetapkan suatu jembatan atau elemen struktur dan sambungannya sebagai prioritas operasional. Pengklasifikasi harus dilakukan oleh otoritas yang berwenang terhadap jaringan transportasi dan mengetahui kebutuhan operasional.

Untuk keadaan batas ultimit maka:

$\eta_I = 1,05$ untuk jembatan penting atau sangat penting

$\eta_I = 1,00$ untuk jembatan tipikal

$\eta_I = 0,95$ untuk jembatan kurang penting

Untuk keadaan batas lain termasuk keadaan batas ekstrem (gempa) maka: $\eta_I = 1$

2.14. Data Lalu Lintas Kapal

Berdasarkan SNI 1725-2016 jembatan harus direncanakan sesuai dengan data yang di perlukan dalam perencanaan gaya tumbukan kapal yang mencakup:

a. Lalu lintas kapal:

Tipe, jumlah, konstruksi, tonase, panjang, lebar, frekuensi pelintasan, draft, daya kuda, kebebasan vertikal, cara pengoprasian, tipe pelayanan, barang bawaan utama, dan tempat pelayanan setempat.

b. Kecepatan kapal:

Transit, tumbukan.

c. Keadaan lingkungan:

Cuaca, angin, arus, geometri jalan air, kedalaman air, ketinggian pasang surut, keadaan pelayanan, kepadatan lalu lintas kapal.

2.18.1 Klasifikasi Kapal Desain

Sehubung dengan faktor resiko dalam penentuan kapal desain untuk perencanaan beban tumbukan pada pilar jembatan, terdapa klasifikasi sebagai berikut:

a. Jembatan kritis: berat kapal di desai agar terlampaui oleh 5% jumlah lintasan kapal dalam satu tahun atau maksimum 50 lintasan kapal pertahun (pilih yang terkecil).

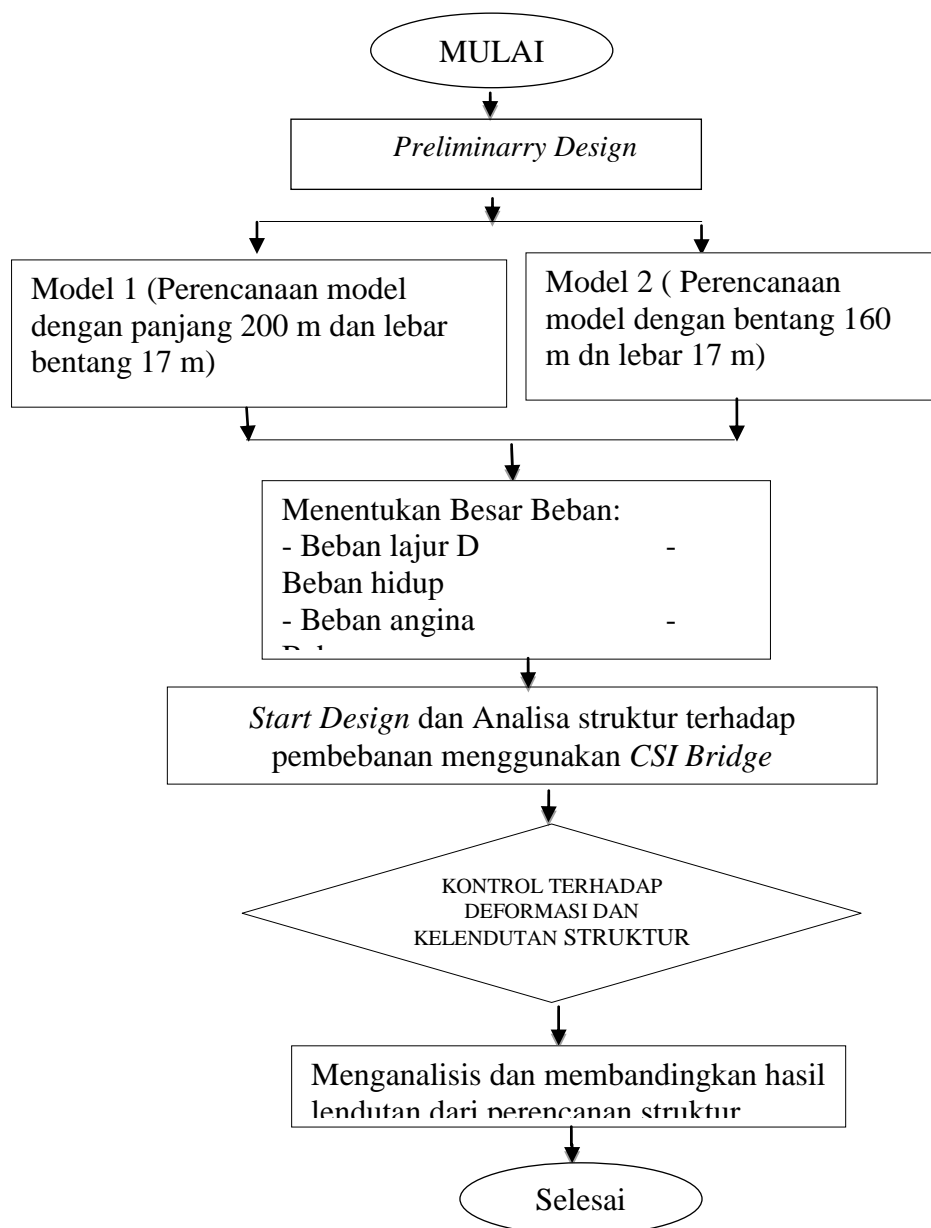
- b. Jembatan biasa: berat kapal desain terlampaui oleh 10% jumlah lintasan kapal dalam setahun atau maksimum 200 lintasan kapal per tahun (pilih yang terkecil).

BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Bagan Alir Penelitian

Langkah-langkah dalam perencanaan dan analisis struktur jembatan *cable stayed* pada tugas akhir ini dilakukan dengan beberapa tahapan seperti pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram alir perencanaan.

3.2 Metode Pengumpulan Data

Pengumpulan data merupakan suatu cara atau proses yang sistematis dalam pengumpulan, pencatatan, dan penyajian fakta untuk mencapai tujuan tertentu. Tujuan pengumpulan data dalam penelitian ini adalah untuk memperoleh faktor-faktor untuk melakukan perencanaan jembatan layang.

Data yang diperlukan dalam penelitian ini berupa:

a. Data Primer

Data yang diperoleh dengan cara menentukan sendiri bagian-bagian dari jembatan yang akan direncanakan. Data-data yang akan diambil antara lain:

1. Panjang total jembatan
2. Lebar total jembatan
3. Lebar jalur
4. Jumlah kabel
5. Tinggi menara
6. Lebar trotoar

3.3 Standar yang Digunakan Dalam Perencanaan

Dalam perencanaan standar yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. SNI-1725:2016 Standar Pembebanan Untuk Jembatan
Untuk acuan dalam perencanaan pembebanan jembatan
2. RSNI-T-12-2004 Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan
Sebagai acuan standar untuk merencanakan jembatan
3. RSNI 2833:2008 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan
Sebagai acuan standar ketahanan gempa pada jembatan
4. 2052:2014 Baja Tulangan Beton
Sebagai acuan standar baja tulangan beton yang akan digunakan
5. SNI-0076:2008 Tali Kawat Baja untuk kabel ruji

6. VSL – *Multistrand Systems*

Sebagai acuan merencanakan tendon pada jembatan beton prategang.

3.4 Kriteria Desain Jembatan

Konstruksi jembatan yang direncanakan adalah konstruksi jembatan dengan menggunakan profil *single trapezoidal box girder prestressed* dengan data-data sebagai berikut:

- a. Panjang total: 200 meter, terdiri dari dua bentang dengan panjang 100 meter dan panjang pylon 50 meter.
- b. Lebar total: 2 x 8,5 meter
- c. Lebar perkerasan jalan: 2 x 7 meter
- d. Lebar trotoar: 2 x 1 meter
- e. Jumlah lajur: 4
- f. Lebar lajur: 3,5 meter

3.5 Spesifikasi Material Struktur Jembatan *Cable Stayed*

Berikut adalah mutu beton dan baja yang akan digunakan dalam perencanaan jembatan ini:

- Berat jenis beton : 2400 kg/m³
- Berat jenis aspal : 2240 kg/m³
- Berat jenis baja : 7850 kg/m³
- Tegangan leleh baja(f_y) : BJ 55

1. Baja

- Mutu Baja : BJ-55
- Tegangan putus minimum (f_u) : 550 Mpa
- Tegangan leleh minimum (f_y) : 410 Mpa
- Rengangan minimum : 15%
- Modulus elastisitas : 200000 Mpa

- Modulus geser (G) : 80000 Mpa
- *Poisson ratio* : 0,3
- Koefesien Pemuaian : 12×10^{-6}
- Berat jenis baja : 7850 kg/m^3

3. Beton

- Mutu Baja : 50 Mpa
- Modulus elastisitas : 33234 Mpa
- Modulus geser (G) : 13847,5 Mpa
- *Poisson ratio* : 0,2
- Koefesien Pemuaian : 10×10^{-6}
- Berat jenis baja : 2400 kg/m^3

3.6 Perencanaan Struktur Jembatan *Cable Stayed*

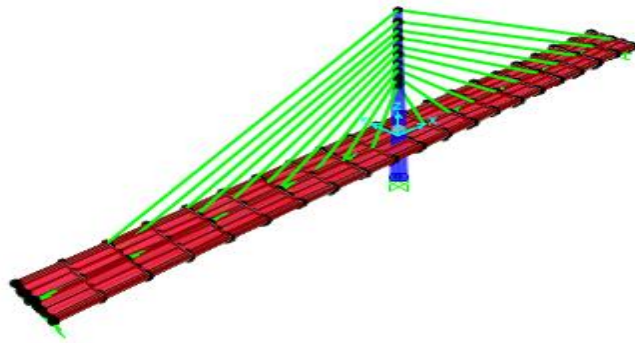
Bangunan atas jembatan merupakan bagian jembatan *cable stayed* yang menerima langsung beban dari kendaraan atau orang yang melintasinya. Secara umum bangunan atas terdiri dari beberapa komponen utama, antara lain: tiang sandaran, trotoar, pelat lantai, menara/*pylon*, kabel, diafragma dan *deck slab*. Untuk menghitung komponen - komponen tersebut maka sebelumnya perlu dihitung sistem pembebanannya, kemudian komponen - komponen tersebut dapat dihitung.

Data struktur jembatan kabel yang di gunakan dalam analisis ini anantara lain

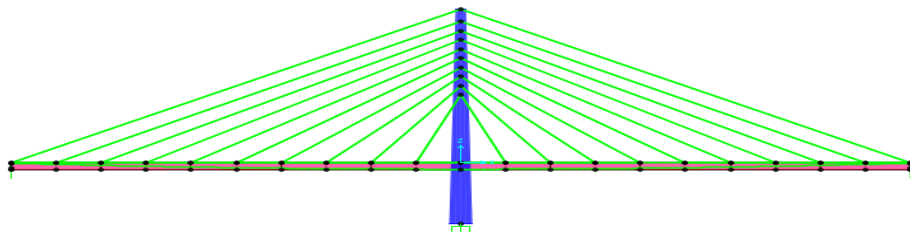
- Panjang jembatan
 - Model 1 : 200 meter
 - Model 2 : 160 meter

- Dimensi kabel utama : 6 x Fi(29) IWRC diameter 60 mm
- Dimensi *pylon* : Beton diameter 250 Pers 2.7
- Sistem lantai : Kaku
- Ketebalan plat lantai : 50 mm
- Letak geografis : zona 4, pedesaan

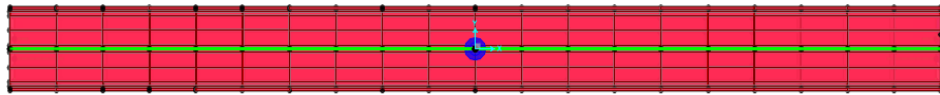
3.7 Permodelan Struktur Jembatan *Cable Stayed*



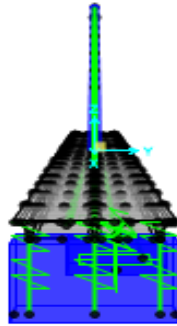
Gambar 3.2: Dimensi perencanaan jembatan kabel (*cable stayed*)



Gambar 3.3: Tampak samping jembatan kabel.



Gambar 3.4: Tampak Atas Jembatan kabel.



Gambar 3.5: Tampak depan jembatan kabel.

3.8 Preliminary Design

Dalam bidang rekayasa jembatan tindakan dasar dari kemampuan kreatifitas adalah imajinasi. Untuk merencanakan sebuah jembatan, hal penting pertama adalah mengimajinasikannya. Bagaimanapun, untuk mengimajinasikan suatu jembatan, seorang perencana seharusnya memiliki pengalaman dalam pekerjaannya dan mengaplikasikannya pada lokasi setempat. *Preliminary Design* atau desain awal atau estimasi dari perencanaan jembatan yang akan di buat. Pada tahap ini bukanlah spesifikasi yang akan dikerjakan di lapangan, namun hanya spesifikasi struktur yang akan dimodelkan.

a. Perencanaan Dimensi *Box Girder*

Struktur utama jembatan layang menggunakan profil *box girder prestress* dengan tipe *multi cell* dengan lebar total 17 meter, bentang total 200 meter dan 160 meter yang terdiri dari 1 buah pilon tengahnya.

Adapun pedoman dalam pemilihan tampang tampang melintang gelagar diberikan oleh Podolny dan Muller (1982), sebagai berikut:

1. Lebar jembatan dan jarak web

Untuk gelagar kotak tunggal, lebar jembatan tidak lebih dari 12 m

- a. Jarak web: 4 – 7,5 m
- b. Panjang bagian kantilever: sampai dengan $\frac{1}{4}$ lebar gelagar

2. Tebal sayap atas

Tebal minimum untuk sayap atas yang digunakan berdasarkan panjang bentang antar web yaitu:

Tabel 3.10: Ketentuan sayap atas minimum profil *box girder*.

Bentang antar web	Tebal minimum sayap atas
Kurang dari 3 m	175 mm
Antara 3 – 4,5 m	200 mm
Antara 4,5 – 7,5 m	250 mm
Lebih dari 7,5 m	Digunakan sistem <i>rib</i> atau <i>hollow slab</i>

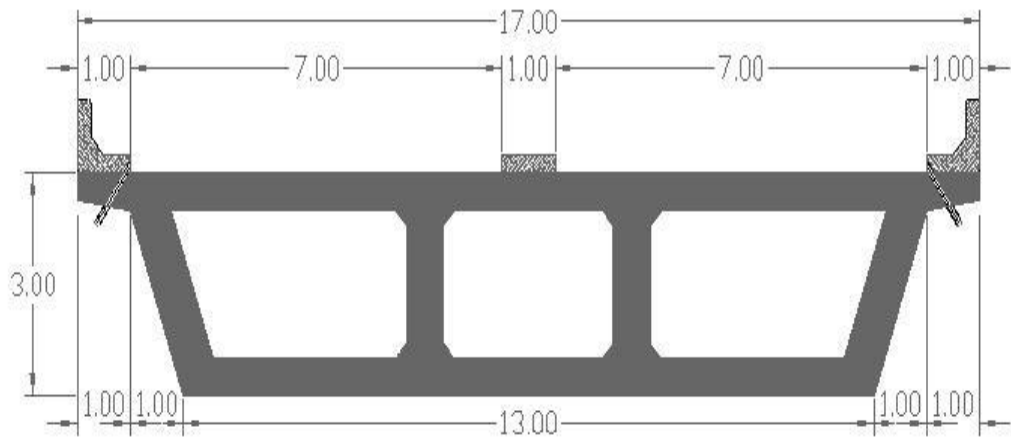
3. Tebal web

Tebal web minimum adalah sebagai berikut:

- a. 200 mm, jika tidak terdapat tendon pada web
- b. 250 mm, jika terdapat *duct* kecil baik vertikal maupun longitudinal
- c. 300 mm, jika digunakan tendon dengan strand 12,5 mm
- d. 350 mm jika tendon diangkur pada web.
- e. Tebal sayap bawah
- f. 175 mm, jika *duct* tidak diletakkan pada sayap
- g. 200 – 250 mm, jika *duct* diletakkan pada sayap

4. Tinggi komponen minimum

Berdasarkan RSNI T-12-2004 pada pasal 9.2 tinggi komponen beton prategang untuk bentang sederhana pada *box girder* adalah $h \geq L/25$ dan untuk bentang menerus tinggi komponen dapat dikurangi 10 %. Maka, berdasarkan pedoman diatas maka dipilih potongan melintang gelagar jembatan seperti Gambar 3.22:



Gambar 3.22: Penampang profil.

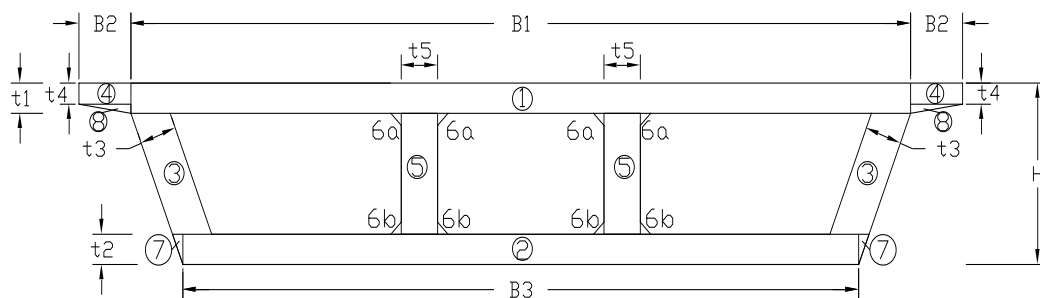
Tabel 3.11: Dimensi profil melintang *box girder*.

<i>Slab bagian tepi</i>	$B2 = 1 \text{ m}$
	$t4 = 0,35 \text{ m}$
<i>Tinggi profil box girder</i>	$H = 3 \text{ m}$

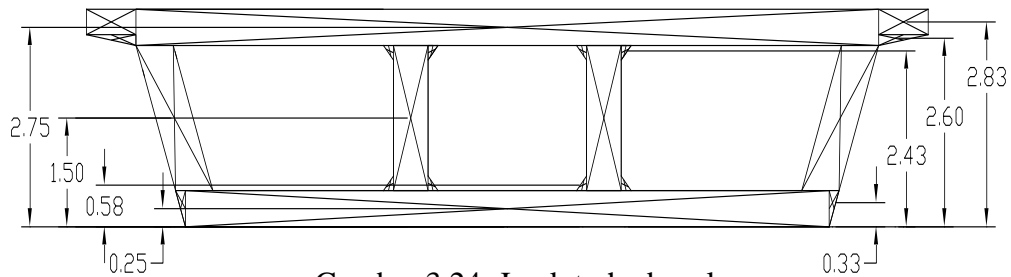
Tabel 3.11: *Lanjutan.*

<i>Slab bagian tepi</i>	$B2 = 1 \text{ m}$
	$t4 = 0,35 \text{ m}$
<i>Dinding bagian dalam</i>	$t5 = 0,7 \text{ m}$
<i>Dinding tepi</i>	$t3 = 0,7 \text{ m}$
<i>Slab bawah</i>	$B3 = 13\text{m}$
	$t2 = 0,5 \text{ m}$

b. Perhitungan *Section Properties Box Girder Prestress*



Gambar 3.23: *Section properties* gelagar jembatan.



Gambar 3.24: Jarak terhadap alas y.

Tabel 3.12: Perhitungan *section properties*.

NO	Lebar (m)	Tebal (m)	Shape Factor	Jumlah Tampan	Luas Tampan A (m^2)	Jarak Terhadap Alas y (m)	Statis Momen $A*y$ (m^3)	Inersia Momen $A*y^2$ (m^4)	Inersia Momen I_0 (m^4)
1	15	0,5	1,0	1	7,5	2,75	20,625	56,718	0,15625

Tabel 3.12: *Lanjutan*.

NO	Lebar (m)	Tebal (m)	Shape Factor	Jumlah Tampan	Luas Tampan A (m^2)	Jarak Terhadap Alas y (m)	Statis Momen $A*y$ (m^3)	Inersia Momen $A*y^2$ (m^4)	Inersia Momen I_0 (m^4)
2	13	0,5	1,0	1	6,5	0,25	1,625	0,40625	0,13541
3	0,7	2	1,0	2	2,8	1,5	4,2	6,3	0,93333
4	1	0,35	1,0	2	0,7	2,83	1,981	5,60623	0,05716
5	0,7	2	1,0	2	2,8	1,5	4,2	6,3	0,93333
6a	0,2	0,2	0,5	4	0,08	2,43	0,1944	0,472	0,0000888
6b	0,2	0,2	0,5	4	0,08	0,58	0,0464	0,0269	0,0000888
7	0,2	0,5	0,5	2	0,1	0,33	0,033	0,0109	0,00694
8	1	0,1	0,5	2	0,15	2,6	0,39	1,014	0,000093

		5							7
Jumlah				20,71	-	33,294 8	76,854	2,222	

Penjabaran perhitungannya:

1. Diketahui:

- Lebar = 15 m
- Tebal = 0,5 m
- *Shape factor* = 1,0
- Jumlah tampang = 1
- Jarak terhadap alas $y = 2,75$ m

$$\begin{aligned} \text{Luas tampang (A)} &= \text{Lebar} \times \text{Tebal} \times \text{Shape factor} \times \text{Jumlah tampang} \\ &= 15 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 1 \times 1 \\ &= 7,5 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Statis momen} &= \text{Luas tampang (A)} \times \text{Jarak terhadap alas } y \\ &= 7,5 \text{ m}^2 \times 2,75 \text{ m} \\ &= 20,625 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Inersia momen} &= \frac{1}{12} \times \text{Lebar} \times \text{Tebal}^3 \times \text{Shape factor} \times \text{Jumlah Tampang} \\ &= \frac{1}{12} \times 15 \times 0,5^3 \times 1 \times 1 = 0,15625 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Hasil yang diperoleh:

- Jumlah luas tampang (A) = 20,71 m²
- Jumlah statis momen (A*y) = 33,2948 m³
- Jumlah inersia momen A*y² = 76,854 m⁴
- Jumlah inersia momen I_o = 2,222 m⁴

a) Perhitungan Letak Titik Berat

$$\text{Tinggi box girder prestress (H)} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang box girder prestress (A)} = 20,71 \text{ m}^2$$

Letak titik berat :

$$- Y_b = \frac{\sum AxY}{\sum A} = \frac{33,2948}{20,71} = 1,60 \text{ m}$$

$$- Y_a = H - Y_b = 3 - 1,60 = 1,40 \text{ m}$$

b) Perhitungan Momen Tahanan

- Momen inersia terhadap alas balok:

$$\begin{aligned} I_b &= \Sigma A x Y^2 + \Sigma I_o \\ &= 76,854 \text{ m}^4 + 2,222 \text{ m}^4 \\ &= 79,076 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- Momen inersia terhadap titik berat balok:

$$\begin{aligned} I_x &= I_b - (A x Y_b^2) \\ &= 79,076 \text{ m}^4 - (20,71 \text{ m}^2 x 1,6^2) \\ &= 26,0584 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\text{Tahanan momen sisi atas: } W_a = \frac{I_x}{Y_a} = \frac{26,0584}{1,4} = 18,6131 \text{ m}^3$$

$$\text{Tahanan momen sisi bawah: } W_b = \frac{I_x}{Y_b} = \frac{26,0584}{1,6} = 16,2865 \text{ m}^3$$

3.9 Gaya *Prestress*, Eksentrisitas dan Jumlah Tendon

3.9.1 Gaya *Prestress*

a. Kondisi Awal Saat Transfer

- Mutu beton ($f'c$) yang digunakan adalah = 50 Mpa
- Kuat tekan beton pada saat transfer

$$f_{ci} = 80 \% x f'c = 80\% x 50 = 40 \text{ MPa} \approx 40000 \text{ KPa} \approx 4000000 \text{ Kg/m}^2$$

- Untuk struktur tekan: $f_{cc} = 0,55 x f_{ci} = 0,55 x 40 = 22 \text{ MPa}$
- Untuk struktur tarik: $f_{ct} = 0,25 x \sqrt{f_{ci}} = 0,25 x \sqrt{40} = 1,581 \text{ Mpa}$

Letak titik berat terhadap sisi bawah profil *box girder*, $Y_b = 1,60 \text{ m}$

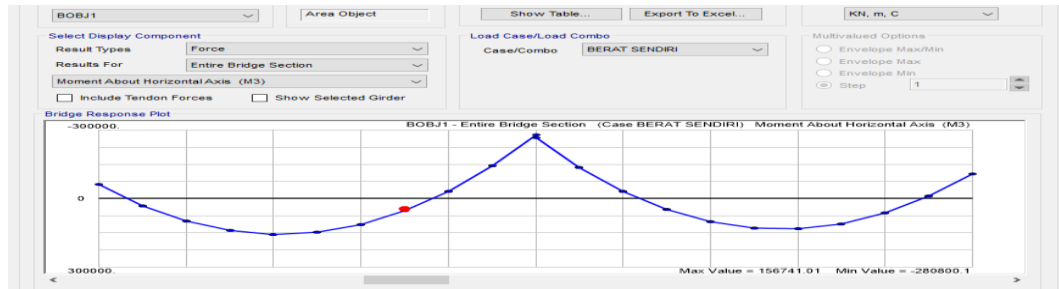
Direncanakan jarak titik berat tendon terhadap sisi bawah *box girder* adalah

$$\text{Luas penampang box girder prestress} = 20,71 \text{ m}^2$$

$$\text{Eksentrisitas Tendon, } e_s = Y_b - Z_o = 1,6 - 0,45 = 1,15 \text{ m}$$

$$\text{Tahanan momen sisi atas: } W_a = 18,6131 \text{ m}^3$$

$$\text{Tahanan momen sisi bawah: } W_b = 16,2865 \text{ m}^3$$



Gambar 2.13: Momen maksimum.

M_{MS} = momen maksimum pada seluruh bentang akibat beban sendiri hasil analisis *Csi Bridge* = 156741,01 KNm = 156741010 Kgf-m

Tegangan pada serat atas:

$$- 0,25 \times \sqrt{f_{ci}} = - Pt / A + Pt \times e_s / W_a - M_{bs} / W_a$$

Tegangan pada serat bawah:

$$- 0,55 \times f_{ci} = - Pt / A + Pt \times e_s / W_b - M_{bs} / W_b$$

Besarnya gaya prategang awal ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Pt &= (0,25 \times \sqrt{f_{ci}} + M_{MS} / W_a) / (e_s / W_a - 1 / A) \\ &= (0,25 \times \sqrt{40000} + 156741,01 / 18,6131) / (1,15 / 18,6131 - 1 / 20,71) \\ &= 395,6994074 \text{ KN} \approx 39569940,74 \text{ Kgf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pt &= (0,55 \times f_{ci} + M_{MS} / W_b) / (e_s / W_b - 1 / A) \\ &= (0,55 \times 40000 + 156741,01 / 16,2865) / (1,15 / 16,2865 + 1 / 20,71) \\ &= 1765,257266 \text{ KN} \approx 17652572,66 \text{ Kgf} \end{aligned}$$

Dari persamaan 1 dan 2 diambil gaya prategang awal, $Pt = 17652572,66$ Kgf.

Direncanakan menggunakan kabel jenis *strand seven wires stress relieved*.

Dengan mengacu pada tabel ASTM A-416 berikut adalah jenis dan karakteristik dari baja pratekan yang digunakan:

- Jenis strand : *Uncoated 7 wire superstrand* ASTM A-416 grade 270
- Diameter nominal *strands* = 0,6" = 15,24 mm
- Luas Nominal penampang strand (A_s) = 140 mm²
- Nominal massa = 1,102 kg/m
- Beban putus minimal satu strand (P_{bs}): 260,7 KN \approx 26070 Kgf (100 % UTS atau 100% beban putus)

Jumlah *strand* minimal yang diperlukan: $n_s = P_t / P_{bs} = 17652572,66 / 26070 = 677 \text{ strand}$. Direncanakan jumlah kawat untaian (*strand cable*) = 12 kawat untaian tiap tendon.

Tabel 3.13: Jumlah tendon setiap web.

n_{t1}	10	Tendon	12	<i>Strands</i> / tendon	Selubung tendon	138	mm
n_{t2}	10	Tendon	12	<i>Strands</i> / tendon	Selubung tendon	138	mm
n_{t3}	10	Tendon	12	<i>Strands</i> / tendon	Selubung tendon	138	mm
n_{t4}	10	Tendon	12	<i>Strands</i> / tendon	Selubung tendon	138	mm

Maka, jumlah tendon = $10 + 10 + 10 + 10 = 40$ tendon.

Jumlah *strands*, $n_s = (12 \times 10) + (12 \times 10) + (12 \times 10) + (12 \times 10) = 480 \text{ strands}$.

Beban satu *strands* = $P_{bs1} = P_t / n_s = 17652572,66 / 1000 = 17652,572 \text{ KN} \approx 17652 \text{ Kgf}$

Persentase tegangan leleh yang timbul pada baja (% *Jacking force*):

$P_o = P_t / (n_s \times P_{bs}) = 17652572,66 / (1000 \times 26070) = 46,02 \% < 85 \% \text{ (OK)}$ sesuai pasal 4.4.3.2.2 RSNI-T-12-2004.

Gaya prestress yang terjadi akibat jacking:

$P_j = P_o \times n_s \times P_{bs1} = 0,4602 \times 1000 \times 17652 = 8123,4504 \text{ KN} \approx 8123450,4 \text{ Kgf}$ (71,77 % UTS)

b. Kondisi Akhir (saat service)

Diperkirakan kehilangan tegangan (loss of prestress) = 25%

Maka gaya prestress akhir adalah,

$P_{eff} = 75\% \times P_j = 0,75 \times 8123450,4 = 6092,5878 \text{ KN} \approx 6092587,8 \text{ Kgf}$

Mutu beton yang digunakan adalah = 50 MPa $\approx 50000 \text{ KPa}$

Tegangan ijin beton pada saat final menurut SNI T-12-2004 pada pasal 4.4.1.2.1 adalah sebagai berikut:

Momen yang terjadi akibat pembebanan (berdasarkan hasil analisis program SAP 2000):

1. Momen maksimum akibat beban sendiri

$$M_{MS} = 156741,01 \text{ KNm} \approx 15674101 \text{ Kgf-m}$$

2. Momen maksimum akibat beban mati tambahan

$$M_{MA} = 156741,01 \text{ KNm} \approx 15674101 \text{ Kgf-m}$$

3. Momen maksimum akibat beban lajur

$$M_{TD} = 15920,4395 \text{ KNm} \approx 1592043,95 \text{ Kgf-m}$$

$$M_{bs} = M_{MS} + M_{MA} = 313494,02 \text{ KNm} \approx 3134940,2 \text{ Kgf-m}$$

- Tegangan pada serat atas:
- $0,4 \times f_c' = -P_{eff} / A + P_{eff} \times e_s / W_a - M_{bs} / W_a - M_{TD} / W_a$
- Tegangan pada serat bawah:
- $0,50 \times \sqrt{f_c'} = -P_{eff} / A - P_{eff} \times e_s / W_b + M_{bs} / W_b + M_{TD} / W_b$

Besarnya gaya prategang awal ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_{eff} &= -0,4 \times f_c' + (M_{bs} + M_{TD}) / W_a] / (e_s / W_a - 1 / A) \\ &= [-0,4 \times 50000 + (3134940,2 + 1592043,95) / 18,61] / (1,15 / 18,61 - 1 / 20,71) \\ &= 338475,4487 / 0,01350888177 \\ &= 246392,8023 \text{ KN} \approx 246392802,3 \text{ Kgf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{eff} &= 0,50 \times \sqrt{f_c'} + (M_{bs} + M_{TD}) / W_b] / (e_s / W_b + 1 / A) \\ &= [0,50 \times \sqrt{50} + (3134940,2 + 1592043,95) / 16,28] / (1,15 / 16,28 + 1 / 20,71) \\ &= 290355,5089 / 0,1189246729 \\ &= 2441507,736 \text{ KN} \approx 24415077,36 \text{ Kgf} \end{aligned}$$

Karena gaya prestress yang didapat saat final adalah gaya prestress minimum, maka gaya prategang efektif yang menjadi batasan adalah gaya prategang yang terjadi pada serat bawah: $2441507,736 \text{ KN} \approx 24415077,36 \text{ kgf}$ (30,53 % UTS)

Berdasarkan tabel OVM dengan untuk jenis kabel 0.6" maka digunakan Jenis *strand* Uncoated 7 wire strands ASTM A-416 grade 270.

Diameter	= 15,4 mm
Luas nominal (Aps)	= 140 mm ²
Minimum breaking load	= 260,7 kN
Modulus elastisitas (Es)	= 200.000 MPa.

Untuk jumlah kawat untaian 20 kawat untaian tendon:

$$\begin{aligned} \text{Jumlah } strands \text{ minimum yang diperlukan (ns)} &= pt / 0,8 \times pbs \\ &= 17652572,66 / 0,8 \times 260,7 \\ &= 575 \text{ strands.} \end{aligned}$$

Tabel 3.3: Pemakaian jumlah *strands* Tendon.

n_s	4	Tendon	20	Strands/tendon=	88	Strand dg.	85	mm
1						Selubung tendon		
n_s	4	Tendon	20	Strands/tendon=	88	Strand dg.	85	mm
2						Selubung tendon		
n_s	4	Tendon	20	Strands/tendon=	88	Strand dg.	85	mm
3						Selubung tendon		
n_s	4	Tendon	20	Strands/tendon=	88	Strand dg.	85	mm
4						Selubung tendon		

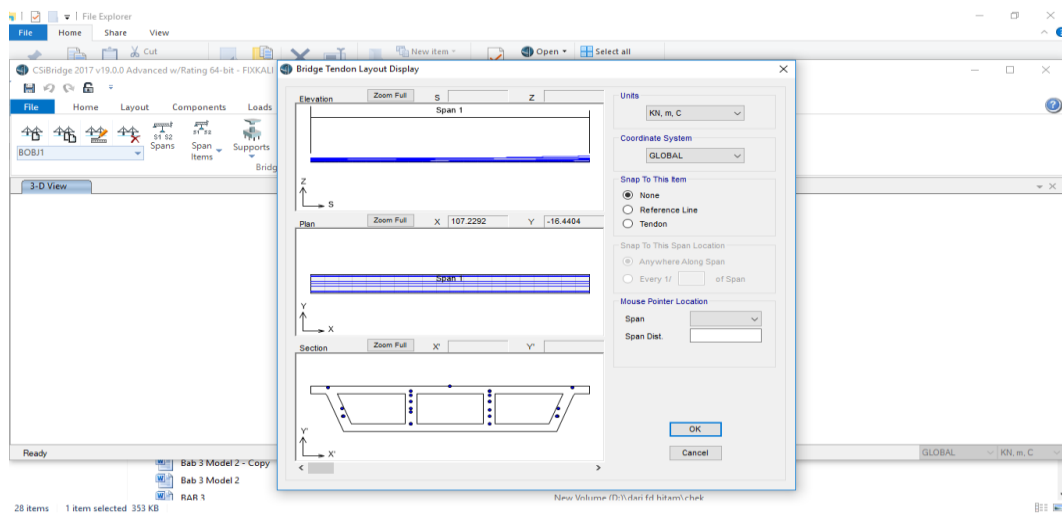
$$\begin{aligned}
 N_t &= 20 \text{ tendon} \\
 N_s &= 575 \text{ strands} \\
 \text{Beban satu strands (Pbs)} &= P_t / n_s \\
 &= 17652572,66 / 575 \\
 &= 30,700 \text{ kN} \\
 \text{Persentase tegangan leleh yang timbul pada baja (po)} &= P_t / (n_s \times pbs) \\
 &= 1765 / (389 \times 260,7) \\
 &= 20,2\% < 80\% \text{ (oke)} \\
 \text{Gaya prestress yang terjadi akibat jacking (pj)} &= P_o \times n_s \times pbs \\
 &= 13547,1 \text{ kN} \\
 \text{Untuk jumlah kawat untaian 12 kawat untaian tendon:} \\
 \text{Diameter nominal strands} &= 0,0154 \text{ m} \\
 \text{Luas tampang satu strands (Ast)} &= 0,00014 \text{ m}^2 \\
 \text{Beban putus minimal satu strands (Pbs)} &= 260,7 \text{ Kn} \\
 \text{Jumlah strands minimum yang diperlukan (ns)} &= p_t / 0,8 \times pbs \\
 &= 35,03 \text{ strands.}
 \end{aligned}$$

Tabel 3.4: Pemakaian jumlah *strands*.

n_{s1}	4	Tendon	12	Strands/tendon	48	Strand dg.	85	mm
				=		Selubung tendon		

n_{s2}	8	Tendon	12	Strands/tendon	96	Strand dg.	85	mm
				=		Selubung tendon		

N_t = 20 tendon
 N_s = 144 strands
 Beban satu strands (Pbs) = P_t / n_s = 179,8 Kn
 Persentase tegangan leleh yang timbul pada baja (p_o) = $P_t / (n_s \times p_{bs})$ = 19,5% < 80 % (oke)
 Gaya prestress yang terjadi akibat *jacking* (p_j) = $P_o \times n_s \times p_{bs}$ = 5040 kN



Gambar 3.7: Detail gambar tendon model 1 dari *csi brigde*.

3.10 Analisis Beban Pada Jembatan

Beban gravitasi yang bekerja pada struktur jembatan adalah beban mati dan beban hidup. Beban mati adalah beban yang berhubungan dengan komponen material jembatan yang diambil dari SNI 1725-2016. Adapun nilai beban mati komponen jembatan dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut :

Tabel 3.2 : Berat isi untuk beban mati.

Beban Mati	Besarnya Beban
------------	----------------

Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Baja	7850 kg/m ³

3.10.1 Beban Sendiri (MS)

Berat sendiri profil *box girder*

Berat beton *prestress* (w_c) = 2400 kg/m³ = 24 kN/m³

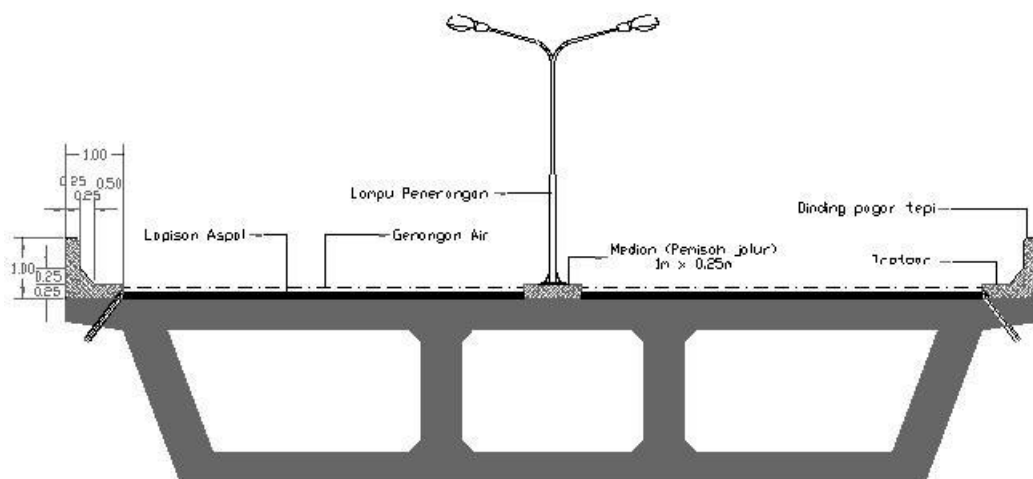
Berat sendiri *box girder prestress* (PMS) = $A \times w_c = 22,71 \times 24 = 545,04$
kN/m

$$= 54504 \text{ Kg/m} = \text{PMS} =$$

54,504 T/m

3.10.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan pada lantai jembatan terdiri dari berat aspal, berat lapisan kembali aspal dan berat genangan air dikalikan dengan berat jenis aspal yaitu sebesar 2240 Kg/m³ dan berat jenis air sebesar 1000 Kg/m³, berat trotoar, berat median, dan berat tiang lampu penerangan.



Gambar 3.8: Spesifikasi Beban yang akan di hitung.

a. Berat lapisan aspal (*surface*)

Lapisan aspal direncanakan setebal 5 cm dan untuk pelapisan kembali hari (*overlay*) direncanakan setebal 5 cm.

Tebal aspal x Bj aspal

$$= 0,1 \text{ m} \times 2245 \text{ Kg/m}^3 = 224,5 \text{ Kg/m}^2$$

b. Berat air hujan (10 cm)

$$= 0,1 \text{ m} \times 1000 \text{ Kg/m}^3 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

c. Berat median

Luas penampang median x Bj beton

$$= 0,25 \times 2400 = 600/5 = 120 \text{ Kg/m}$$

d. Berat trotoar dan dinding pagar tepi

Luas penampang trotoar dan dinding pagar tepi x Bj beton

$$= 0,40625 \text{ m}^2 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 975 \text{ Kg/m}$$

e. Beban tiang lampu penerangan (asumsi): 300 kg/m.

3.10.3 Beban Lajur "D" (TD)

Untuk perhitungan kekuatan lantai kendaraan atau sistem lantai kendaraan *fly over* harus digunakan beban "T", yaitu beban yang merupakan kendaraan truk yang mempunyai beban roda ganda (*dual wheel load*) sebesar 50 ton

a. Beban Terbagi Rata (BTR)

Berdasarkan peraturan pembebanan SNI 1725:2016 pada pasal 8.3.1 jika L lebih kecil atau kurang dari 30 m maka nilai q sebesar 9,0 kPa $\approx 900 \text{ Kg/m}^2$, sedangkan jika lebih besar dari 30 m maka nilai q dapat di hitung dengan rumus dibawah ini:

$$L \geq 30 \text{ m} ; q = 9,0 \text{ kN/m}^2 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right)$$

$$\begin{aligned} \text{f. } q &= 9,0 \times \left(0,5 + \frac{15}{200} \right) \\ &= 5,175 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{g. BTR} &= [(5,5 \times q \times 1) + (15-5,5) \times q \times 0,5] / 15 \\
&= [(5,5 \times 5,175 \times 1) + (15 - 5,5) \times 5,175 \times 0,5] / 15 \\
&= 3,536 \text{ kN/m} \approx 3536 \text{ Kg/m}
\end{aligned}$$

b. Beban Garis (BGT)

Beban garis terpusat (BGT) ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan dengan besarnya intensitas p adalah $49,0 \text{ kN/m} \approx 4900 \text{ Kg/m}$ dan intensitas tersebut 100 % untuk jalur selebar 5,5 m, dan selebihnya hanya 50 %.

Faktor beban dinamis (FBD) = 0,4

$p = 49 \text{ KN/m}$

$$\begin{aligned}
\text{h. BGT} &= [(5,5 \times p \times 1) + (15-5,5) \times p \times 0,5] / 15 \\
&= [(5,5 \times 49 \times 1) + (15 - 5,5) \times 49 \times 0,5] / 15 \\
&= 33,483 \text{ kN/m} \approx 3348,3 \text{ Kg/m}
\end{aligned}$$

3.10.4 Gaya Rem (TB)

Berdasarkan peraturan pembebanan SNI 1725:2016 pada pasal 8.7 gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

- 25 % dari berat gandar truk desain, atau
- 5 % dari berat truk rencana + BTR

Berat gandar truk desain sebesar 45.000 Kg dan pembebanan truk 'T' sebesar $500 \text{ kN} \approx 50000 \text{ Kg}$.

- 25 % dari berat gandar truk desain = $0,25 \times 50000 = 1250 \text{ Kg}$
- 5 % dari berat truk rencana + BTR = $0,05 \times 50000 + 642,8 = 3142,8 \text{ Kg}$

Maka gaya rem yang diambil adalah 3142,8 Kg

3.10.5 Beban Pejalan Kaki (TP)

Berdasarkan peraturan pembebanan SNI 1725:2016 pada pasal 8.9 semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan Intensitas beban pejalan kaki sebesar 5 kPa.

Maka, Beban pejalan kaki $Q_{TP} = 500 \text{ Kg/m}$.

3.10.6 Beban Angin (EW)

a. Beban Angin Struktur (EW_S)

Berdasarkan SNI 1725-2016 pada Pasal 9.6.1.1 Tabel.29 tekanan angin dasar untuk komponen bangunan atas yang berupa balok, angin tekan diambil sebesar 0,0024 Mpa. Untuk perhitungan beban angin struktur, dimensi balok girder sebesar 3 m \approx 3000 mm dikalikan dengan nilai angin tekan pada balok.

Maka, beban angin struktur $Q_{EW_S} = 0,0024 \times 3000 = 7,2 \text{ N/mm} \approx 720 \text{ Kg/m}$

b. Angin Kendaraan (EW_L)

Berdasarkan SNI 1725-2016 pada Pasal 9.6.1.2 gaya angin pada jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1900 mm di atas permukaan jalan. Maka, beban angin kendaraan $Q_{EW_L} = ((0,5 \times 1900)/1750) \times 1,46 = 0,79257 \text{ N/mm} \approx 79,257 \text{ Kg/m}$

3.11 Gaya akibat Temperatur Seragam (EU)

Besaran rentang simpangan akibat beban temperatur (ΔT) harus berdasarkan temperatur maksimum dan minimum yang didefinisikan dalam desain sebagai berikut:

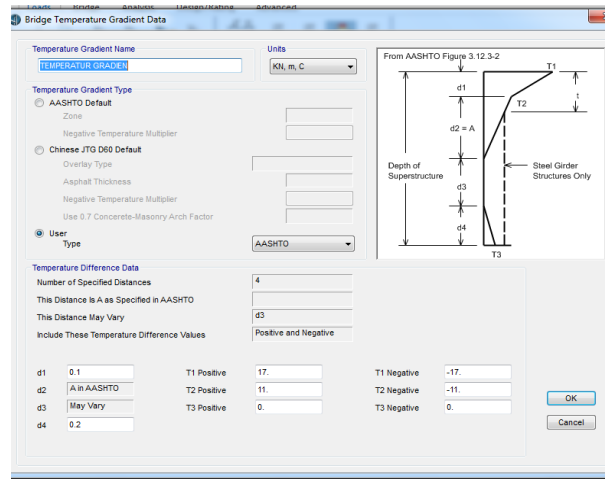
Temperatur maksimum : 40°C

Temperatur minimum : 15°C

$$\begin{aligned}\Delta_T &= \alpha L (T_{\max \text{ desain}} - T_{\min \text{ desain}}) \\ &= (0,0000011 \times 100.000 (40 - 15)) = 27,5 \text{ }^\circ\text{C}\end{aligned}$$

3.11.1 Temperatur Gradien (TG)

Berdasarkan Tabel 2.28 dengan lokasi jembatan berada > 500 m diatas permukaan laut maka *input* temperature gradien dapat dilihat seperti pada Gambar 3.10 dibawah ini.



Gambar 3.10: *Input* temperatur gradien pada *csi bridge*.

3.11.2 Beban Gempa

Metode yang digunakan dalam perhitungan beban gempa ini yaitu metode analisis respon spektrum. Beban gempa diperhitungkan berdasarkan RSNI 17-2013 dengan probabilitas 10% dalam 50 tahun atau periode ulang 1000 tahun. Berdasarkan peraturan SNI-2833-2013 Perancangan Gempa Terhadap Beban Jembatan, perencanaan beban rencana akibat gempa minimum ditentukan beberapa hal:

- a. Lokasi desain : Medan
- b. Penentuan kelas situs : Diasumsikan struktur berada diatas tanah lunak
- c. Penentuan beban gempa
 - Nilai PGA

Berdasarkan Gambar 2.27 peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun maka nilai PGA adalah 0,13g.

- a. Nilai S_s (respons spektra 0.2 detik)

Berdasarkan 2.28 peta respon spectra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun maka nilai S_s adalah 0,27g.

- b. Nilai S₁ (respons spektra 1 detik)

Berdasarkan Gambar 2.29 peta respon spectra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun ditentukan nilai S₁ adalah 0,17g.

- c. Menentukan koefisien situs FPGa, Fa, dan Fv.

Berdasarkan nilai PGA, S1, dan Ss yang telah diperoleh dibaca pada Tabel 2.16 faktor amplifikasi periode 1 detik dan 0,2 detik (FPGA/FA) faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv) untuk situs tanah sedang (SD) diperoleh hasil sebagai berikut:

Nilai FPGA adalah 0,13

Nilai Fa adalah 1,54

Nilai Fv adalah 2,12

- d. Menentukan Parameter Spektral As, SDs dan SD1

$$A_s = F_{PGA} \times PGA$$

$$= 0.13 \times 1.54$$

$$= 0.2002$$

$$SDS = F_a \times S_s$$

$$= 1,54 \times 0.27$$

$$= 0.4158$$

$$SDI = F_v \times S_I$$

$$= 2,12 \times 0.24$$

$$= 0.3604$$

$$T_0 = 0.2 \frac{SDI}{SDS}$$

$$= 0.2 \frac{0,3604}{0,4158}$$

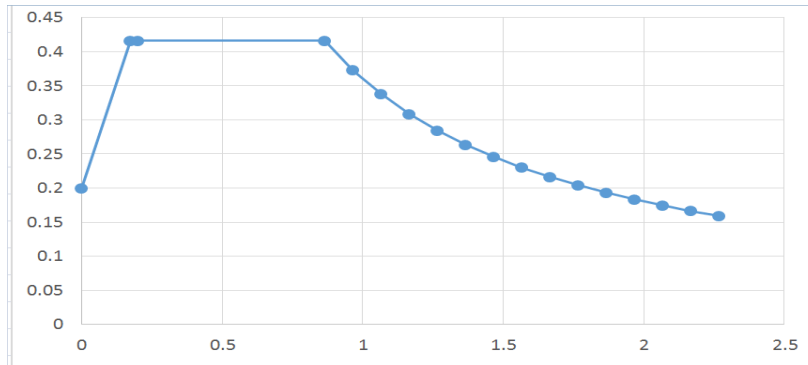
$$= 0.126$$

$$T_s = \frac{SDI}{SDS}$$

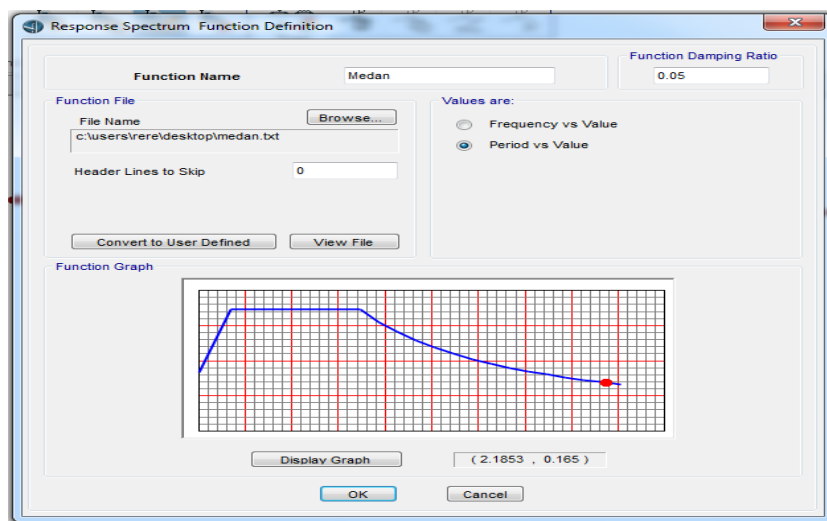
$$= \frac{0,3604}{0,4158}$$

$$= 0.867$$

Dari hasil perhitungan parameter spektra dapat digambarkan dalam sebuah grafik respon spectrum seperti dalam Gambar 3.14.



Gambar 3.14: Grafik respon *spectrum*.



Gambar 3.15: Pemodelan respon spectrum pada *CSI Bridge*.

3.11.3 Kombinasi Pembebanan

a. Kombinasi pembebanan

$$\text{Kuat I} = 1,20 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,0 (\text{ PR+PL}) + 0,5 \text{ SH} + 1,8 (\text{ TT+TD+TB}) + 1,0 \text{ BF} + 0,5 \text{ EUn}$$

$$\text{Kuat II} = 1,20 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,0 (\text{ PR+PL}) + 0,5 \text{ SH} + 1,4 (\text{ TT+TD+TB}) + 1,0 \text{ BF} + 0,5 \text{ EUn}$$

$$\text{Kuat III} = 1,20 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,0 (\text{ PR+PL}) + 0,5 \text{ SH} + 1,4 \text{ EW}_s + 1 \text{ BF} + 0,5 \text{ EUn}$$

$$\text{Kuat IV} = 1,20 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,0 (\text{ PR+PL}) + 0,5 \text{ SH} + 1 \text{ BF} + 0,5 \text{ EUn}$$

$$\text{Kuat V} = 1,20 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,0 (\text{ PR+PL}) + 0,5 \text{ SH} + 0,40 \text{ EW}_s +$$

$$\begin{aligned}
& 1,0 \text{ EW}_L + 1,0 \text{ BF} + 0,5 \text{ EUn} \\
\text{Ekstrem I} &= 1,20 \text{ MS} + 2 \text{ MA} + 1,0 (\text{ PR+PL}) + 0,5 \text{ SH} + 0,3 \text{ EQ} \\
& (\text{TT+TD+TB}) + 1 \text{ BF} + 1 \text{ EQ} \\
\text{Daya Layan I} &= 1,0 (\text{MS+ PR+PL+SH}) + 1,0 (\text{TT+TD+TB}) + 0,30 \text{ EWs} + \\
& 1,0 \text{ EW}_L + 1,0 \text{ BF} + 1 \text{ EUn} \\
\text{Daya Layan III} &= 1,0 (\text{MS+ PR+PL+SH}) + 0,8 (\text{TT+TD+TB}) + 1,0 \text{ BF} \\
& + 1 \text{ EUn} \\
\text{Daya Layan IV} &= 1,0 (\text{MS+ PR+PL+SH}) + 0,70 \text{ EWs} + 1 \text{ BF} + 1,0 \text{ EUN}
\end{aligned}$$

3.11.4 Beban Menara

Dimensi Menara	= Direncanakan diameter 5 m
Luas Menara	= $0,02881 \text{ m}^2$
menara	= 1 buah (berada di tengah)
Total panjang	= 50 m

3.11.5 Kabel Utama

Jumlah kabel	= 10 buah
Panjang total kabel	= $647 \times 2 = 1294 \text{ m}$
Berat Kabel	= $0,158 \text{ Kg/m}$
Berat total kabel	= $0,158 \times 1294$
	= $204,452 \text{ kN}$

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Tinjauan Umum

Pada bab ini akan penulis akan membahas tentang hasil studi analisis dari program *CSI Brigde 2017* berdasarkan perencanaan yang telah di rencanakan disini penulis juga akan menampilkan strand minimal yang diperlukan sesuai dengan SNI 1725-2016 dengan menggunakan perbandingan panjang terhadap bentang jembatan.

4.2 Hasil Analisa

Dari hasil analisa jembatan beton prategang menggunakan profil *box girder* yang mengacu pada standar pembebanan SNI 1725-2016 pembatasan deformasi pada kondisi batas layan, juga didapat nilai perioda getar yang berbeda yang nantinya digunakan dalam menghitung beban gempa. Dan dari hasil perhitungan dengan perbandingan mutu beton di dapat perbedaan yang cukup signifikan baik dari segi deformasi maupun jumlah strand minimal yang diperlukan

4.2.1 Hasil Analisis Perioda Getar Model 1

Hasil analisis perioda getar menggunakan aplikasi Csi Brigde pada struktur jembatan beton prategangdengan menggunakan profil *box girder* dapat dilihat pada Tabel 4.1 dan 4.2:

Tabel 4.1: Nilai perioda getar (T) pada Model 1.

Case	Mode	Periode (T) Sec
Modal	Mode 1	1,41851
Modal	Mode 2	1,16661

Modal	Mode 3	0,80241
-------	--------	---------

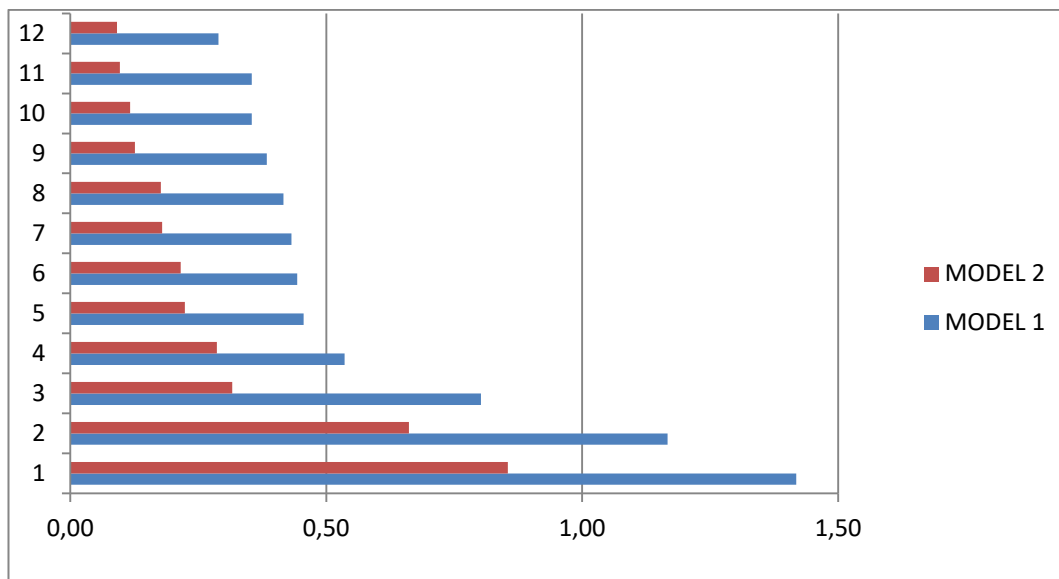
Tabel 4.1: *Lanjutan.*

Case	Mode	Periode (T) Sec
Modal	Mode 4	0,53599
Modal	Mode 5	0,45604
Modal	Mode 6	0,44331
Modal	Mode 7	0,43213
Modal	Mode 8	0,41664
Modal	Mode 9	0,38382
Modal	Mode 10	0,35452
Modal	Mode 11	0,35452
Modal	Mode 12	0,48972

Tabel 4.2: Nilai perioda getar (T) pada Model 2.

Case	Mode	Periode (T) Sec
Modal	Mode 1	0,855
Modal	Mode 2	0,6619
Modal	Mode 3	0,3164
Modal	Mode 4	0,28653
Modal	Mode 5	0,22363
Modal	Mode 6	0,21553
Modal	Mode 7	0,17968
Modal	Mode 8	0,17717
Modal	Mode 9	0,12635
Modal	Mode 10	0,11717
Modal	Mode 11	0,09665

Modal	Mode 12	0,09108
-------	---------	---------



Gambar 4.1: Grafik perbandingan nilai perioda getar (T).

Dari grafik diatas diperoleh perbedaan nilai perioda getar (T) antara model 1 dengan model 2 dimana nilai perioda getar pada perioda 1 lebih besar dibandingkan dengan nilai perioda getar pada perioda 2, hal ini disebabkan karena semakin panjang bentang (struktur) semakin rendah pula kekakuan struktur tersebut yang pastinya mempengaruhi nilai perioda getar alami struktur itu pula.

4.2.2 Kontrol Lendutan

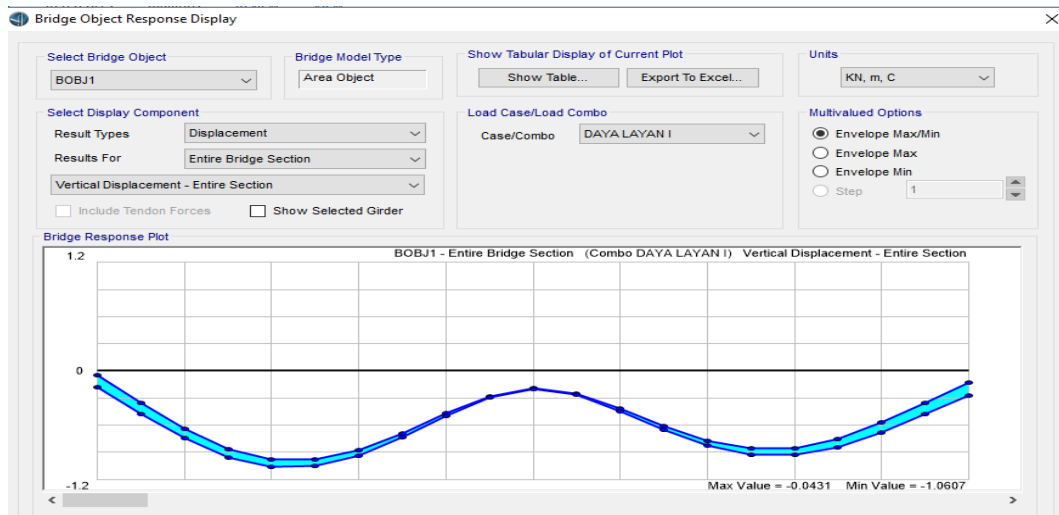
Lendutan pada saat beban penuh adalah lendutan jangka panjang akibat kombinasi beban ijin baik beban prategang, beban mati maupun beban hidup. Lendutan tersebut tidak boleh melampaui lendutan yang di ijinakan. Berdasarkan RSNI T-12-2004 Perencanaan struktur beton untuk jembatan, pada pasal 9.2.1 dimana lendutan yang terjadi akibat kombinasi daya layan tidak boleh melampaui

pada Tabel 4.1 dan dapat dibuktikan pada gambar 4.2, 4.3, dan 4.4 lendutan tidak boleh melampaui $L/800$.

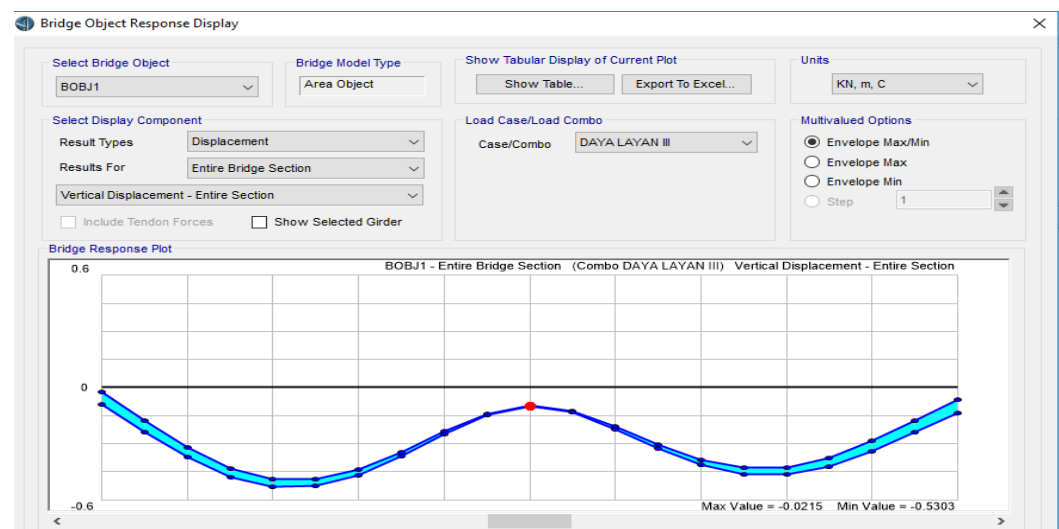
$$\Delta \text{ ijin} = \frac{1}{800} L = \frac{1}{800} 100 \text{ m} = 0.125 \text{ m}$$

Tabel 4.1: Nilai lendutan maksimum akibat kombinasi pada model 1.

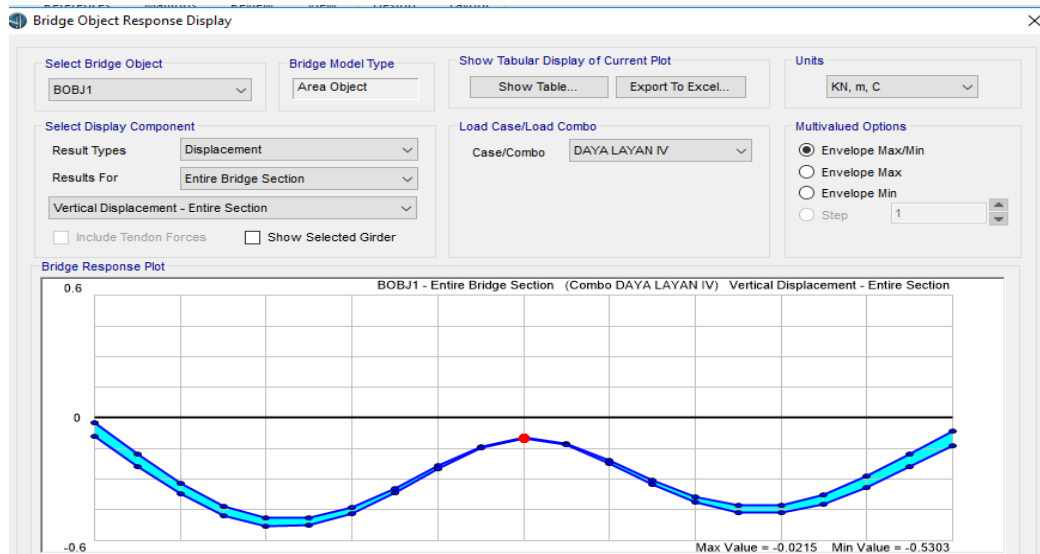
Output Case (Kombinasi)	Lendutan (U3) (m)
Kombinasi daya layan 1	-0,041
Kombinasi daya layan 3	-0,0215
Kombinasi daya layan 4	-0,0215



Gambar 4.2: Nilai daya layan I pada model 1.



Gambar 4.3: Nilai daya layan III pada model 1.



Gambar 4.4: Nilai daya layan IV pada model 1.

Dari hasil analisa dengan program *CSI Bridge* untuk model 1 didapat lendutan maximum saat service yaitu sebesar -0,04 m.

Δ terjadi < Δ ijin

-0,041 m < 0.125 m (memenuhi syarat)

dimana lendutan yang terjadi akibat kombinasi daya layan tidak boleh melampaui

pada Tabel 4.2 dan dapat dibuktikan pada gambar 4.5, 4.6, dan 4.7 lendutan tidak boleh melampaui $L/800$.

$$\Delta \text{ ijin} = \frac{1}{800} L = \frac{1}{800} 100 \text{ m} = 0.125 \text{ m}$$

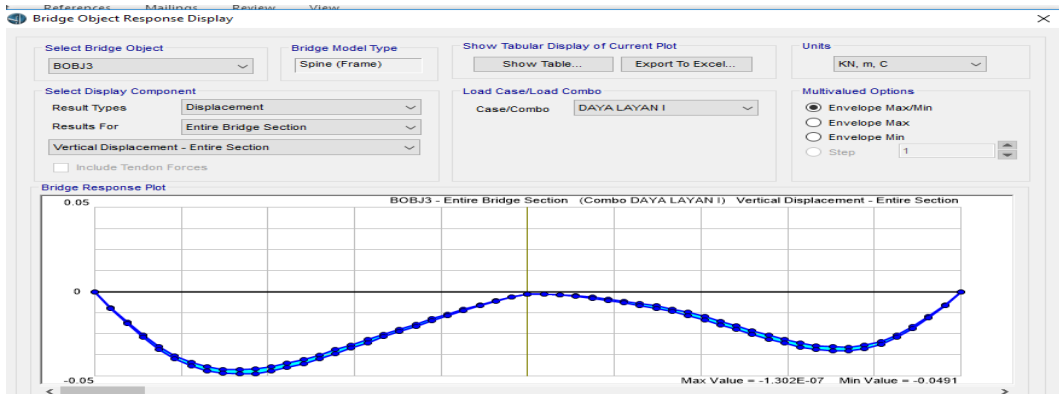
Tabel 4.2: Nilai lendutan maksimum akibat kombinasi pada model 2.

Output Case (Kombinasi)	Lendutan (U3) (m)
Kombinasi daya layan 1	-0,0491
Kombinasi daya layan 3	-0.0245
Kombinasi daya layan 4	-0.0245

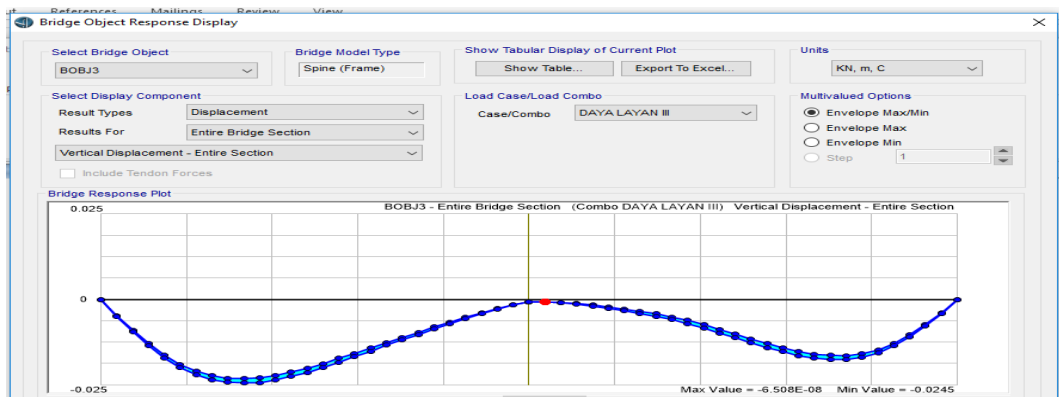
Dari hasil analisa dengan program *CSI Bridge* untuk model 2 didapat lendutan maximum saat service yaitu sebesar -0,0491 m.

Δ terjadi < Δ ijin

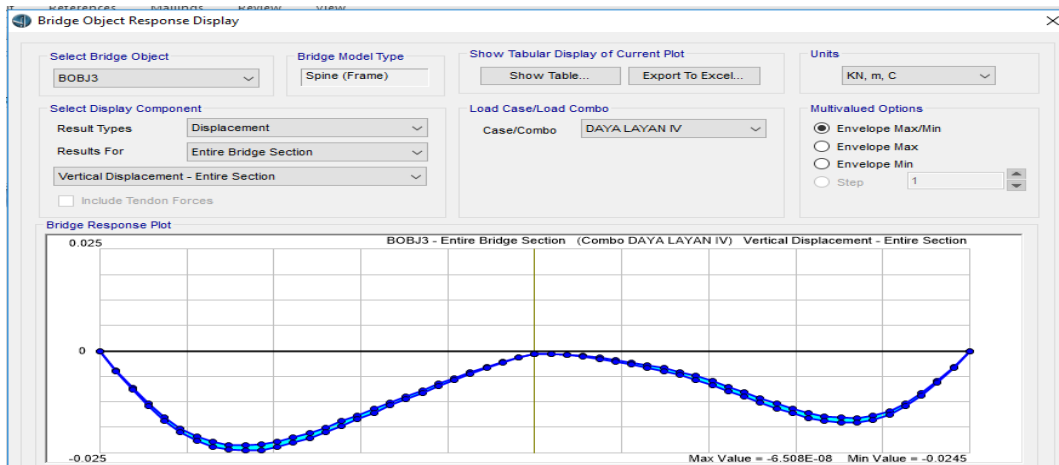
-0,0491 m < 0.125 m (*memenuhi syarat*).



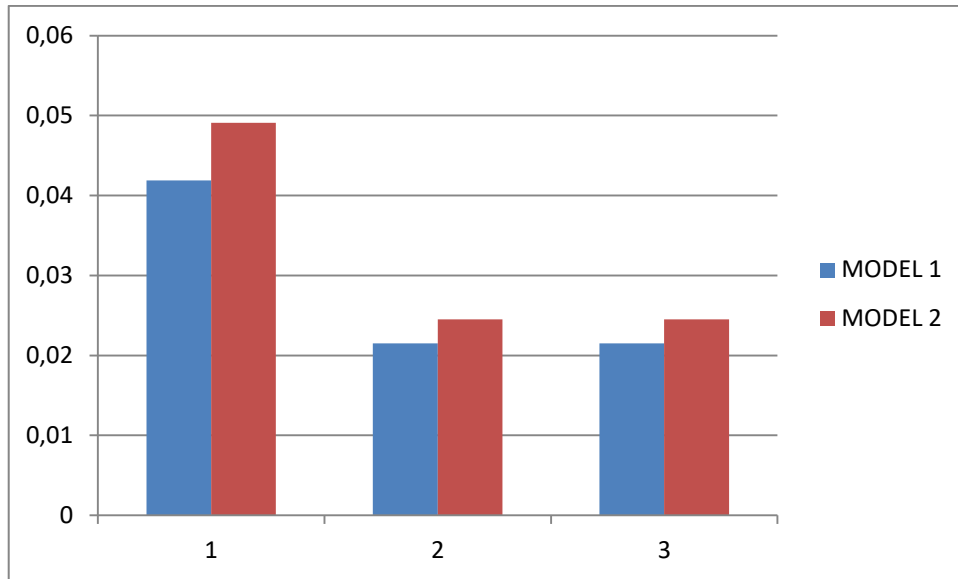
Gambar 4.5: Nilai daya layan I pada model 2.



Gambar 4.6: Nilai daya layan III pada model 2.



Gambar 4.7: Nilai daya layan IV pada model 2.



Gambar 4.2: Grafik perbandingan nilai lendutan .

Dari grafik diatas diketahui bahwa nilai lendutan pada model 2 lebih besar dibandingkan dengan model 1 hal ini terjadi karena semakin besar nilai inersia pada suatu bangunan (struktur) maka semakin besar nilai kekakuan dan kemampuan struktur untuk menahan gaya yang terjadi.

4.3 Kabel Utama

Untuk kabel utama gaya aksial terbesar terletak pada kombinasi daya layan II *frames* 23, 136, dan 136 yang terletak pada pucuk menara sapat di lihat pada table 4.7.

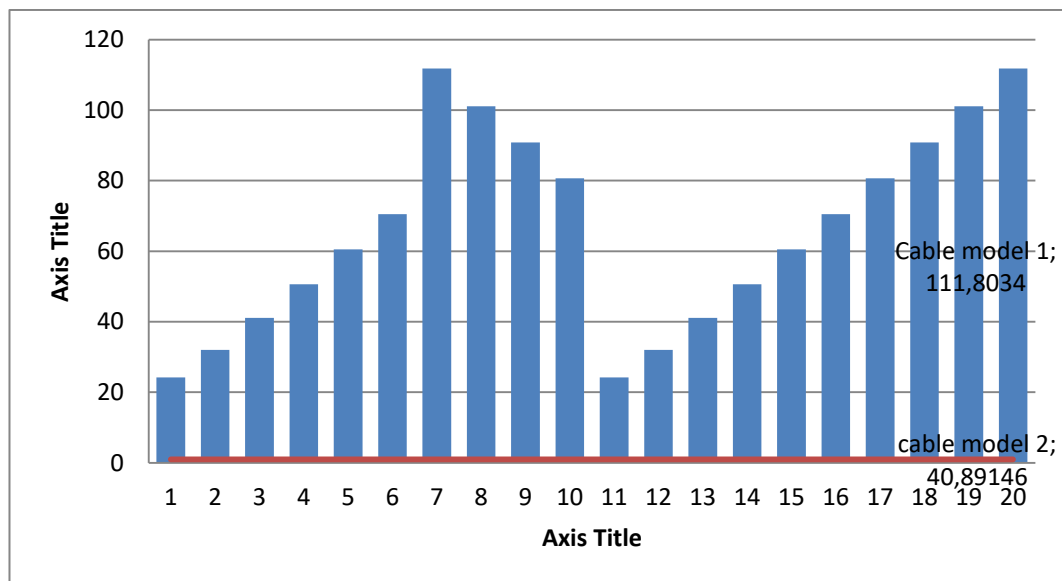
Table 4.7: Gaya Aksial Pada Kabel Utama.

Gaya Aksial kN		
<i>Case type</i>	Model 1	Model 2
23	502.369	1570.674
24	620.432	1395.265
25	751.241	1238.78
26	888.022	1110.246
27	1027.946	983.827
28	1169.695	863.395

Table 4.7: Lanjutan.

Gaya Aksial kN

Case type	Model 1	Model 2
29	1760.709	761.985
30	1600.43	649.4
31	1456.244	560.773
112	24.16609	94.33981
133	32.01562	82.22025
134	41.03657	70.83977
135	50.60632	62.02792
136	60.46487	53.41045
137	70.49113	45.34314
138	111.8034	39.02391
139	101.0742	31.67773
140	90.82401	26.53323
141	80.62258	22.19863
142	24.16609	22.19863



Gambar 4.3: Grafik perbandingan kabel.

Dimana:

Tengangan Leleh minimal kabel = 15 Mpa

Tengangan Pada kabel = tengangan ultimit/ *factor* izin

= 1500/3

Faktor densitas untuk tanganan = 500 Mpa
 = 0,67
 = kabel 6 x Fi (29) IWRC d 80
 mm

4.4 Hasil Analisis Prategang Awal dan Jumlah Strand

Dari hasil perhitungan gaya prategang awal yang diperlukan pada *box girder* dengan mutu beton 50 MPa adalah sebesar 35258,6 kN jumlah strand minimal 496 strand.

4.5 Hasil Analisis Nilai Gaya Geser Arah X (V2)

Dari hasil analisis *software* didapat nilai gaya geser arah X (V2) pada pemodelan 1 dan 2 untuk kombinasi eksitrem I seperti pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8: Nilai gaya geser (V2) maksimum.

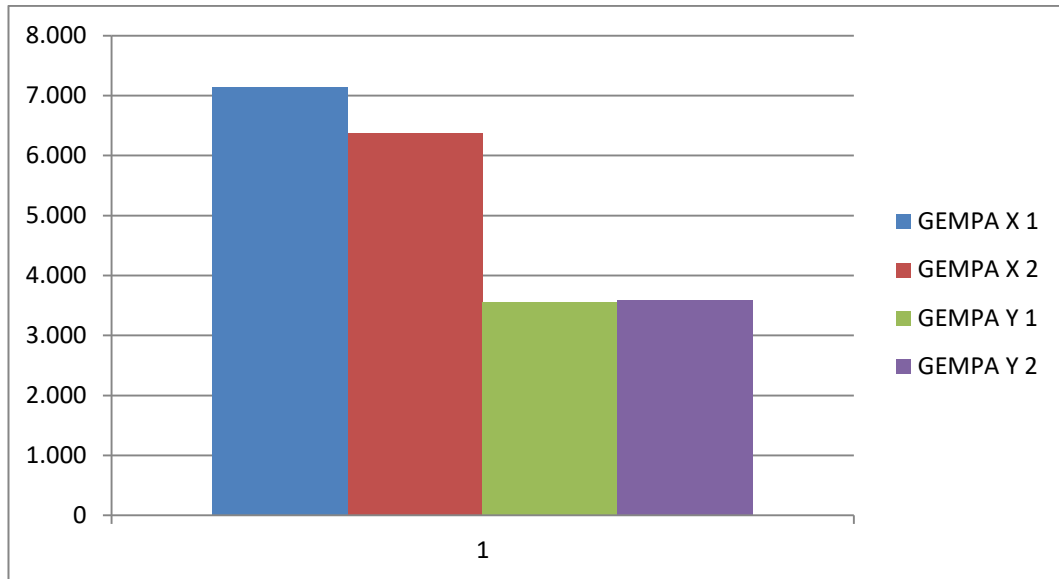
Gaya Geser	Kombinasi Ekstrem 1 (kN)
Model 1	7135,6403
Model 2	3379,2924

4.6 Hasil Analisis Nilai Gaya Geser Arah Y (V3)

Dari hasil analisis *software* didapat nilai gaya geser arah Y (V3) pada pemodelan 1 dan 2 untuk kombinasi eksitrem I seperti pada Tabel 4.9.

Table 4.9: Nilai gaya geser (V3) maksimum.

Gaya Geser	Kombinasi Ekstrem 1 (kN)
Model 1	356,2046
Model 2	358,7453



Gambar 4.4: Grafik Perbandingan X dan Y.

4.7 Hasil Analisis Nilai Gaya Aksial (P) Pada Model 1 Dan Model

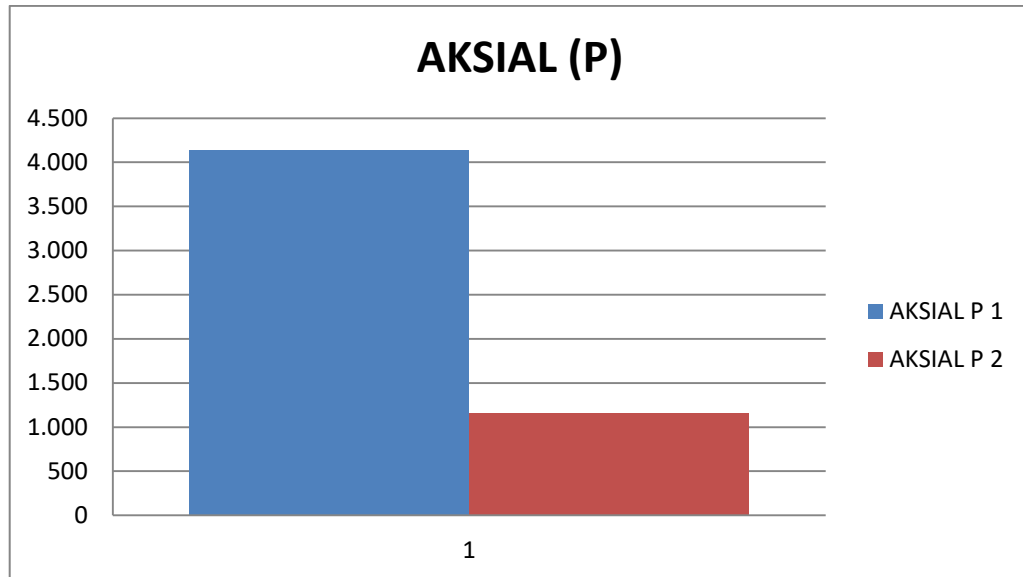
2

Hasil analisis gaya aksial (P) pada model 1 dan model 2 dapat dilihat pada tabel dibawah ini:

Tabel 4.8: Nilai gaya aksial (P) maksimum.

Mutu beton (f_c') (MPa)	Kombinasi Ekstrem I (kN)
Model 1	413,73
Model 2	115,91

Berdasarkan hasil analisis struktur ternyata penampang jembatan yang lebih panjang lebih kuat menahan gaya aksial dari pada penampang yang lebih kecil, grafik perbandingan nilai gaya aksial yang diterima struktur seperti terlihat pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5: Grafik perbandingan gaya aksial.

4.8 Kehilangan *Prestressed* pada *Box Girder*

Pengaruh gaya prategang dibagi menjadi dua yaitu sebelum dan sesudah kehilangan gaya prategang. Kehilangan gaya prategang (*loss of prestressed*) dapat dikelompokkan menjadi dua jenis, yaitu:

1. Kehilangan gaya prategang langsung yaitu kehilangan gaya prategang yang terjadi segera setelah peralihan gaya prategang (waktu jangka pendek) yang meliputi:
 - a. Perpendekan Elastis
 - b. Gesekan kabel
 - c. Slip pada ankur
2. Kehilangan prategang berdasarkan fungsi waktu yaitu kehilangan gaya prategang yang tergantung pada waktu (jangka waktu tertentu) yang meliputi:
 - a. Rangkak beton (*creep*)
 - b. Susut beton (*shrinkage*)
 - c. Relaksasi baja (*relaxation*)
1. Perhitungan kehilangan gaya prategang langsung (Pemodelan I)
 - a. Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis beton (ΔES)

Untuk sistem *pasca* tarik beton memendek saat tendon diangkurkan terhadap beton, karena gaya pada kabel dihitung setelah perpendekan elastis terhadap beton terjadi. Jika tendon yang dimiliki lebih dari satu, tendon - tendon tersebut ditarik secara berurutan, maka gaya prategang secara bertahap bekerja pada tendon dihitung menggunakan rumus 2.2.

$$ES = 0,5 \frac{E_s}{E_c} f_{cir}$$

Dimana:

$$\begin{aligned}
E_s &= 200.000 \text{ MPa} \\
E_c &= 4700 \sqrt{f_c} \\
&= 4700 \sqrt{50} \\
&= 33234,0187 \text{ Mpa} \\
F_{ci} &= \text{tegangan awal/ Luas penampang} \\
&= 33234,0187 / 5290200 \\
&= 6,282 \text{ Mpa} \\
ES &= 0,5 \frac{200.000}{33234,0187} 6,282 \\
&= 30,244 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

b. Kehilangan Tegangan akibat Friksi/ Gesekan (F)

Pada saat dilakukan stressing (Penarikan Kabel Prategang) dengan menggunakan Dongkrak *Jack Hidrolic*. Kabel Prategang mengalami kehilangan sebgaimana gaya Prategang yang diakibatkan oleh gesekan kabel dan efek kelengkungan Tendon, sehingga tegangan yang ada pada tendon atau kabel prategang menjadi lebih kecil dari pada bacaan pada alat *pressure gauge*.

Sehingga perlu dihitung besar kehilangan Gaya prategangnya. Kehilangan akibat gesekan ini dapat dipertimbangkan pada dua bagian yaitu pengaruh panjang dan kelengkungan sehingga dapat dijelaskan:

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\alpha$$

Dengan mengambil nilai pada tabel 2.4 untuk strand dengan untaan 7 kawat, didapat data sebagai berikut:

$$K = 0,0041$$

$$L = 100 \text{ m}$$

$$\mu = 0.2$$

$$\alpha = 0$$

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\alpha$$

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -0,0041 (100) - (0,2 \cdot 0)$$

$$= -0,041$$

$$\Delta f_{s1} = \frac{F_2 - F_1}{F_1} \times F_{ci}$$

$$F_{ci} = (179,821/140) \cdot 1000$$

$$= 1284,437 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{s1} = -0,041 \times 1284,437 \text{ Mpa}$$

$$= 52,661 \text{ Mpa}$$

c. Kehilangan gaya prategang akibat slip pada ankur (ANC)

Kehilangan gaya prategang ini terjadi pada saat transfer gaya pendongkrak ke ankur. Tarikan mesin pendongkrak akan mendorong baji masuk ke dalam konus dan setelah jacking dilepas, kabel akan menarik baji lebih rapat ke dalam konus. Panjang atau besar slip tergantung pada tipe baji dan tegangan pada kawat tendon. Harga rata-rata panjang slip akibat

pengangkuran adalah 2,5 mm, dapat dihitung dengan rumus 2.5 sebagai berikut:

$$ANC = \Delta f_s = \frac{\Delta a E_s}{L}$$

Dimana:

$$\Delta a = 2,5 \text{ mm}$$

$$E_s = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$L = 40000 \text{ mm}$$

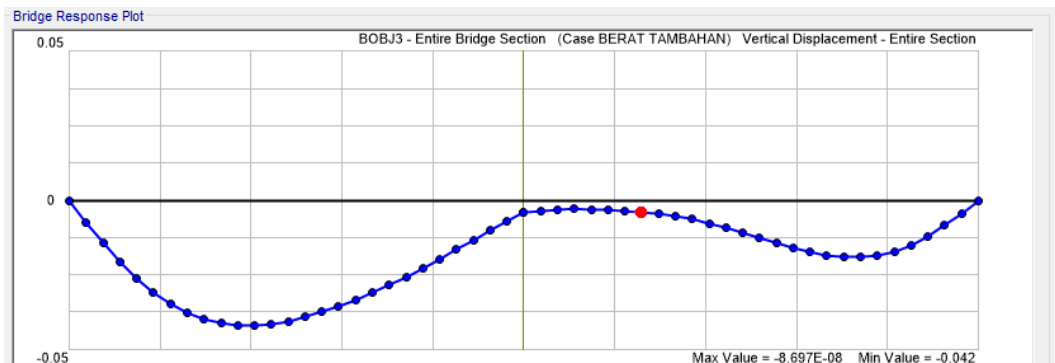
$$ANC = \Delta f_s = \frac{2,5 \times 200.000}{40000} = 12,5 \text{ Mpa}$$

2. Kehilangan prategang berdasarkan fungsi waktu

a. Kehilangan gaya prategang akibat rangkai beton (CR)

Prategang yang terus menerus pada beton suatu batang prategang dapat mengakibatkan rangkai pada beton yang secara efektif mengurangi tegangan pada baja bermutu tinggi. Kehilangan tegangan pada baja prategang akibat rangkai dapat ditentukan dengan dua cara, yaitu cara regangan rangkai batas dan cara koefisien rangkai. Dengan koefisien rangkai, besarnya kehilangan tegangan pada baja prategang akibat rangkai dapat ditentukan dengan mengacu pada rumus 2.6 seperti berikut:

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} f_{cir} - f_{csd}$$



Gambar 4.6: Output nilai Fcsd pada Csi bridge.

Dimana:

$K_{cr} = 1,6$ untuk komponen struktur *pasca* tarik

$$E_s = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 33234,0187 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = 6,282 \text{ Mpa}$$

$$f_{csd} = 8,697 \text{ Mpa (Output csi bridge)}$$

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} f_{cir} - f_{csd}$$

$$CR = 1,6 \frac{200.0000}{33234,0187} (6,282 - 8,697) = 2 \text{ Mpa}$$

b. Kehilangan gaya prategang akibat susut beton (SH)

Susut pada beton merupakan suatu proses kimia dalam beton yang terjadi karena berkurangnya kadar air di dalam beton. Seperti halnya pada rangkai beton, besarnya susut beton ini dipengaruhi oleh beberapa faktor meliputi

proposisi campuran, tipe agregat, tipe semen, waktu perawatan, dan kondisi lingkungan. Besarnya kehilangan prategang akibat susut pada beton dapat dihitung seperti berikut:

$$\Delta f_{pSH} = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_S \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH)$$

Dimana:

$$K_{SH} = 0,77$$

$$E_S = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$V = 211,61 \text{ m}^3 \text{ (Volume box girder)}$$

$$S = 35,45 \text{ m}^2 \text{ (Keliling tampang basah box girder)}$$

$$RH = 70 \%$$

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_S \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH)$$

$$= 8,2 \times 10^{-6} 0,77 \times 200.000 (1 - 0,06 \times 0,00597) (100 - 70)$$

$$= 37,870 \text{ Mpa}$$

c. Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja (RE)

Kehilangan gaya prategang ini disebabkan oleh karena tendon yang terus-menerus menahan tegangan. Dengan durasi tegangan yang terjadi pada tendon akan mengurangi tegangan yang dapat dipikul oleh tendon itu sendiri. Tidak hanya tergantung pada durasi gaya prategang, besarnya relaksasi baja ini juga tergantung pada rasio antara prategang awal dan kuat leleh baja prategang. Besarnya relaksasi tendon baja ini dapat dihitung seperti berikut:

$$RE = (K_{re} - J (SH + CR + ES)) \times C$$

Dimana:

$$K_{re} = 138$$

$$J = 0,15$$

$$f_{pi}/f_{pu} = \frac{1396,61}{1860} = 0,75$$

$$C = 1,45$$

$$RE = (138 - 0,15 (37,870 + 3,3 + 19,322)) \times 0,94$$

$$= 121,191 \text{ Mpa}$$

3. Kehilangan Gaya Prategang Total

Berdasarkan T.Y Lin hal kehilangan prategang total pada beton pretension maks 20 %

$$\text{Kehilangan total} = ES + CR + SH + RE$$

$$= 19,322 + 3,3 + 37,870 + 121,191$$

$$= 181,683 \text{ Mpa}$$

$$\% \text{ Kehilangan total} = \frac{181,683}{1284,437} \times 100\%$$

$$= 14,14495$$

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis data dan pembahasan maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Suatu bangunan (struktur) dengan panjang bentang yang berbeda memiliki perilaku struktur yang berbeda pula, baik dari segi nilai perioda getar alami, maupun ketahanan struktur tersebut untuk menahan deformasi, hal ini dapat dibuktikan dari hasil analisis yang didapat sebagai berikut:
 - Nilai perioda getar
 - Model 1 = 1,41851 detik
 - Model 2 = 0,855 detik
2. Berdasarkan hasil analisa dari aplikasi *csi bridge* di peroleh nilai lendutan pada lantai (*deck*) jembatan *cable* yang di rencanakan. Berdasarkan hasil tersebut nilai lendutan yang terjadi memenuhi batas izin yang di perbolehkan dalam peraturan RSNI T-12-2004, yaitu: Lendutan maksimal $< 100/800$
 - Model 1 = -0,041
 - Model 2 = -0,0419
3. Berdasarkan hasil analisa dari aplikasi *csi bridge* di peroleh nilai gaya geser jembatan *cable* yang di rencanakan. Berdasarkan hasil tersebut nilai lendutan yang terjadi memenuhi batas izin yang di perbolehkan dalam peraturan RSNI T-12-2004, yaitu: Gaya geser V3
 - Gaya geser maksimum yang terjadi arah Y (V3)
 - Model 1 = 356,2046 Kgf
 - Model 2 = 358,7453 Kgf

5.2 Saran

Berikut ini adalah beberapa saran yang dapat penulis sampaikan setelah melakukan pengerjaan tugas akhir ini, yaitu:

1. Penulis menyarankan agar rekan-rekan menrencanakan jembatan dengan *pylon* ganda agar memiliki nilai estetika yang indah dan menghindari tekuk pada *pylon*.
2. Disarankan untuk perencaan berikutnya perhitungan sebaiknya dilakukan secara keseluruhan, dikarnakan pada tugas akhir ini penulis hanya merencanakan struktur atas jembatan *cable stayed*.
3. Penulis menyarakan dalam membuat tugas akhir jembatan kabel (*cable stayed*) dapat dilakukan perbandingan, dengan adanya perbandingan maka dapat dengan mudah mengetahui sktruktur jembatan yang lebih ekonomis dan aman untuk di bangun.

DAFTAR PUSTAKA

- Agung supriadi (2009) *Analisis Struktur Jembatan Baja Komposit Beton*. Laporan tugas akhir. Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Mercu Buana.
- Agus setiawan (2002) *Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD sesuai SNI 03-1729-2002*.
- Badan Standarisasi Indonesia (2005) *Perencanaan Struktur Baja Untuk Jembatan RSNI T – 03 – 2005*.
- Badan Standarisasi Indonesia (2008) *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan SNI 2833:2008*.
- Badan Standarisasi Indonesia (2016) *Pembebanan Untuk Jembatan SNI 1725:2016*.
- Faisal, A. (2014) *Catatan Kuliah M.K. Vibrasi dan Teori Gempa*. Medan: UMSU.
- Badan Standarisasi Nasional (2004). *Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan. RSNI T-12-2004*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional (2008). *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan. SNI 2833:2008*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*.
- Direktorat Jendral Bina Marga. Gimsing, N.J. (2010). *Cable Supported Bridges Concept And Design*. John Wiley & Sons Ltd.
- Desain Jembatan *Cable Stayed Malangsari-Banyuwangi Dengan Two Vertical Planes System*.
- Ikeda, S. and Kasuga, A. (2000). *Development of extradosed structures in the bridges construction*.
- Saran,yayang (2018) *study perencanaan flay over menggunakan profil box girder dengan perbandingan kuat tekan box material*. Medan: UMSU.

LAMPIRAN

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI MAHASISWA

Nama Lengkap : Puji Ramazana
Panggilan : Puji
Tempat, Tanggal Lahir : Desa Lhee Meunasah/21 Januari 1996
Jenis Kelamin : Perempuan
Alamat : Jl.Darussalam/Karya Bakti No.18 Medan
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Alm.Ridwan Ismail
Ibu : Nur Fuadi M.Jafar
No.HP : 081264266768
E-Mail : pujipurais@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Pokok Mahasiswa : 1407210221
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri BA. No. 3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1	SD	SDN 060883 Medan	2007
2	SMP	MTS YPIM Medan	2010
3	SMK	SMK NEGRI 8 Medan	2013
4	Melanjutkan kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2014 sampai selesai.		

