



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM *CABLE
STAYED* BENTANG BANYAK DAN *BOX GIRDER*
PRATEKAN**

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP. 3115 105 059

Dosen Pembimbing I
DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS
NIP. 19550325 198003 1 004

Dosen Pembimbing II
Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D
NIP. 19700327 199702 1 001

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM *CABLE
STAYED* BENTANG BANYAK DAN *BOX GIRDER
PRATEKAN***

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP. 3115 105 059

Dosen Pembimbing I
DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,.MS

Dosen Pembimbing II
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**DESIGN OF MODIFICATION OF MUSI II BRIDGE
STRUCTURE USING MULTISPAN CABLE-STAYED
SYSTEM AND PRESTRESSED BOX GIRDERS**

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP. 3115 105 059

Lecture I
DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

Lecture II
Prof. Taviero, ST., MT., Ph.D

CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

LEMBAR PENGESAHAN

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX GIRDER PRATEKAN

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Lintas Jalur Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP. 3115 105 059

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M. MS (Pembimbing I)
2. Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D (Pembimbing II)

Surabaya
Juli, 2017

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM *CABLE STAYED* BENTANG BANYAK DAN *BOX GIRDER* PRATEKAN

Nama Mahasiswa : Yogi Iwan Febrianto
NRP : 3115105059
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : 1. DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS
2. Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D

Abstrak

Pada tugas akhir ini membahas mengenai modifikasi jembatan Duplikasi Musi II dengan menggunakan sistem cable stayed bentang banyak dan box girder pratekan. Jembatan ini memiliki bentang 680 m yang terbagi menjadi 3 bentang utama yang masing-masing panjangnya adalah 170 m dan 2 bentang tepi masing-masing 80 m. Konfigurasi kabel jembatan menggunakan Double Planes System untuk arah melintang dan Semi Harp Pattern untuk arah memanjang. Jembatan memiliki lebar lantai kendaraan 18 m (4/2UD), lantai kendaraan didesain lebar agar jembatan tahan terhadap efek aerodinamis.

Adapun hasil dari modifikasi jembatan ini dibatasi hanya pada elemen struktur atas. Dalam pembahasan ini lantai kendaraan didesain berupa box girder pratekan segemntal precast dengan tinggi box 4,25 m. Sedangkan pylon didesain menggunakan material beton bertulang. Untuk permodelan jembatan menggunakan program bantu MIDAS CIVIL 2011. Pembebanan staging analysis berupa perletakan form traveler akibat beban sendiri dan lantai kendaraan yang diangkat. kemudian jembatan dilakukan analisa gaya dalam akibat sistem balance kantilever. Selanjutnya dilanjutkan perhitungan penulangan box, kontrol lendutan, perhitungan geser, perhitungan dan stabilitas yang meliputi kontrol momen retak, kontrol momen batas, kontrol torsi

serta stabilitas aerodinamis yang meluapti kontrol terhadap frekwensi alami, efek flutter, dan juga vortex-shedding.

Kata kunci : *cable stayed, modifikasi, double plane system, box girder pratekan, beton bertulang.*

DESIGN OF MODIFICATION OF MUSI II BRIDGE STRUCTURE USING MULTISPAN CABLE-STAYED SYSTEM AND PRESTRESSED BOX GIRDERS

Name : Yogi Iwan Febrianto
NRP : 3115105059
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisors : 1. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS.
2. Prof. Tavio, S.T. M.T. Ph.D.

Abstract

This final project discusses on the modification of Musi II bridge by using multispans cable stayed system and prestressed box girders. The bridge has a span of 680 m which is divided into 3 main spans, each of which is 170 m and 2 side spans of 80 m. Configuration of the bridge cables using Double Plane System for cross direction and Semi Harp Pattern for longitudinal directions. The bridge has width of 18 m (4 / 2UD), the deck is designed wide so the bridge has a good resistance to the aerodynamic effects. The result of this bridge modification is limited only to the upper structural elements. In this discussion, the deck of bridge is designed as prestressed box segmental precast with the height of 4.25 m. While the pylon is designed using reinforced concrete material. For bridge modeling using MIDAS CIVIL 2011 program. The imposition of staging analysis is placement of the traveler form due to its own load and the lifted floor. Then bridge is analyzed by the force of cantilever balance system. Furthermore, calculation of box dimension, deflection control, shear calculations, calculations and stability include control of cracking moments, boundary moment control, torque control and aerodynamic stability which include control over natural frequencies, flutter effects, as well as vortex-shedding.

Keywords: cable stayed bridge, double plane system, modification, prestressed box girders, reinforced concrete.

Halaman ini sengaja dikosongkan

KATA PENGANTAR

Puji Syukur Kehadirat Allah Subhanahuwata'ala atas segala limpahan rahmat, hidayah, dan karunia-Nya, serta shalawat dan salam yang selalu tercurah kepada panutan kita Nabi Muhammad Sallallahualaihiwasallam sehingga penulis dapat menyusun dan menyelesaikan tugas akhir ini. Selama proses penyusunan tugas akhir ini penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan dan pengarahan dari berbagai pihak. Karena itu, dengan segala kerendahan hati dan rasa hormat yang besar penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan sebesar-besarnya kepada:

1. Kedua Orang Tua yang telah membesarkan dan membimbing dengan sabar.
2. Bapak dosen pembimbing DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS dan Prof. Tavo,ST.,MT.,Ph.D yang dengan sabar membimbing, mengarahkan, dan memberi saran pada penulis.
3. Bapak dosen wali Ir.Wahju Herijanto, MT.
4. Bapak dan Ibu dosen serta karyawan Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya.
5. Teman sekelas Lintas Jalur Teknik Sipil 2015.

Penulis menyadari bahwa proses penyusunan Tugas Akhir ini banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran dari berbagai pihak sangat diharapkan demi kesempurnaan proposal tugas akhir ini. Penulis berharap laporan ini nantinya dapat memberikan manfaat bagi semua pihak.

Surabaya, Juli 2017

Penulis

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR ISI

JUDUL TUGAS AKHIR	
LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK ID.....	iii
ABSTRAK EN.....	v
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR.....	xiii
DAFTAR TABEL.....	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	4
1.3 Tujuan.....	4
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Gelagar	8
2.3 Gaya Prategang.....	10
2.4 Kabel	14
2.5 Pylon.....	16
2.6 Konfigurasi Beban Layan.....	17
2.7 Metode Pelaksanaan	19
2.8 Analisis Dinamik Cable Stayed.....	22
BAB III METODOLOGI	25
3.1 Flowchart.....	25
3.2 Pengumpulan Data dan Studi Literatur	26
3.3 Preliminary Desain	26
3.3.1 Penentuan box girder.....	26
3.3.2 Perhitungan gaya prategang	27
3.3.3 Kehilangan gaya prategang	28
3.3.4 Penentuan jarak dan dimensi kabel	31
3.3.5 Penentuan tinggi dan dimensi pylon.....	33
3.4 Pembenananan	34
3.4.1 Menentukan Pembebanan Statis.....	34

3.4.2 Menentukan Pembebanan Dinamis	37
3.4.3 Desain Angker	45
3.4.4 Metode Pelaksanaan	46
3.5 Permodelan dan Analisa Struktur	46
3.6 Gambar Kerja	46
BAB IV PRELIMINARY DESAIN	47
4.1 Gelagar Box.....	47
4.2 Pylon.....	48
4.3 Kabel	49
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....	53
5.1 Perencanaan Kerb dan Tiang Sandaran	53
5.1.1 Perencanaan kerb.....	53
5.1.2 Perencanaan tiang sandaran.....	55
5.2 Pembebanan trotoar	57
5.3 Cek kuat geser pons.....	58
BAB VI ANALISA STRUKTUR	61
6.1 Permodelan Struktur.....	61
6.2 Analisa Statik	62
6.2.1 Pembebanan.....	63
6.2.2 Kofigurasi beban	67
6.3 Analisa Dinamik.....	68
6.3.1 Menghitung koefisien respons gempa elastik (Csm)..	69
6.3.2 Kontrol pengaruh gempa	71
6.3.4 Hasil analisa dinamis.....	74
6.4 Analisa Staging	74
6.4.1 Backward Solution	77
6.4.2 Pembebanan.....	77
BAB VII BOX GIRDER PRATEKAN.....	81
7.1 Perhitungan <i>Box Girder</i>	81
7.2 Hasil Analisa Struktur	85
7.3 Tegangan Ijin Bahan	85
7.3.1 Tegangan ijin bahan beton prategang saat transfer	85
7.3.2 Tegangan ijin bahan beton prategang pada saat servis	
.....	86
7.4 Perencanaan Tendon Kantilever.....	86

7.4.1 Kontrol penampang pada momen terbesar :	87
7.4.2 Kondisi pembebanan	87
7.4.3 Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis beton (ΔES)	88
7.4.4 Kehilangan prategang akibat gesekan (Δfs_1)	88
7.4.5 Kehilangan prategang slip ankur (Δfs_1)	89
7.4.6 Kontrol momen retak	90
7.4.7 Kontrol momen batas	92
7.4.8 Kontrol lendutan	93
7.5 Perencanaan Tendon Menerus	95
7.5.1 Kontrol penampang pada momen terbesar :	96
7.5.3 Kehilangan gaya pratekan akibat gesekan	99
7.5.4 Kehilangan gaya prategang akibat slip ankur	99
7.5.5 Kehilangan prategang akibat rangkai	100
7.5.6 Kehilangan prategang akibat susut	101
7.5.7 Kehilangan prategang akibat relaksasi	102
7.5.8 Kontrol momen retak	104
7.5.10 Kontrol momen batas	105
4.5.11 Kontrol lendutan	106
7.5.12 Kontrol torsi	107
7.6 Penulangan Arah Longitudinal	109
7.7 Penulangan Blok Ujung	112
7.7.1 Tendon atas	112
7.7.2 Tendon bawah	114
7.7.3 Kontrol dimensi blok ujung	115
7.8 Penulangan Arah Transversal	116
7.8.1 Penulangan flens	116
7.8.2 Penulangan web	119
7.9 Perencanaan shear-key joint antar segmen	119
7.10 Analisa angker pada gelagar box	122
7.11 Perencanaan perletakan	126
7.11.1 Lay out Penempatan Perletakan Jembatan	126
7.11.2 Kontrol Desain Perletakan Pot Bearing	127
7.12 Perencanaan expansion joint	128
BAB VIII STRUKTR PYLON	131

8.1 Gaya Dalam Pada <i>Pylon</i> Tipe Diamond.....	131
8.1.1 Analisa penampang kolom <i>pylon</i>	133
8.1.2 Analisa penampang kaki <i>pylon</i>	142
8.1.3 Analisa penampang pengaku <i>pylon</i>	150
8.2 Gaya Dalam Pada <i>Pylon</i> Tipe A.....	155
8.2.1 Analisa penampang kolom dan kaki <i>pylon</i>	156
8.2.2 Analisa penampang pengaku <i>pylon</i>	165
8.3 Analisa angker pada <i>pylon</i>	172
BAB IX STRUKTUR KABEL	179
9.1 Data Perencanaan	179
9.2 Gaya Stressing Kabel	185
9.3 Analisa Penampang Kabel dengan A_{pakai}	187
9.4 Analisa akibat satu kabel putus	189
BAB X KONTROL STABILITAS AERODINAMIS	193
10.1 Frekwensi Alami	193
10.2 Efek <i>vortex-shedding</i>	197
10.3 <i>Efek Flutter</i> (Ayunan)	202
BAB XI KESIMPULAN.....	209
11.1 Ringkasan	209
11.2 Kesimpulan.....	211
11.3 Saran.....	211
DAFTAR PUSTAKA.....	213
BIODATA PENULIS	
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Konstruksi <i>existing</i> jembatan duplikasi musi II bentang total	2
Gambar 1.2 Konstruksi <i>existing</i> jembatan duplikasi musi II bentang utama	2
Gambar 1.3 Rencana jembatan <i>cable stayed</i>	3
Gambar 2.1 Plat Baja Orthotropic	8
Gambar 2.2 <i>Harp pattern</i> (pola kecapi)	14
Gambar 2.3 <i>Fan pattern</i> (pola kipas)	15
Gambar 2.4 <i>Semi Harp pattern</i> (pola setengah kecapi)	15
Gambar 2.5 <i>Asymmetric pattern</i> (pola tidak simetris)	16
Gambar 2.6 Tipe bidang pylon (tiang)	17
Gambar 2.7 Konfigurasi <i>Service Load</i>	17
Gambar 2.8 Prosedur <i>Staging Method</i>	20
Gambar 2.9 Prosedur <i>Push-Out Method</i>	21
Gambar 2.10 Prosedur <i>Cantilever Method</i>	22
Gambar 3.1 Diagram alir perencanaan	25
Gambar 3.2 Reaksi gaya kabel	32
Gambar 3.3 Tinggi optimum pylon	33
Gambar 3.4 Beban lajur "D"	34
Gambar 3.5 Beban truk	35
Gambar 3.6 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun	37
Gambar 3.7 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah	38
Gambar 3.8 Efek angin	39
Gambar 3.9 Koefisien C_N	41
Gambar 3.10 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (Walther, 1999)	42
Gambar 3.11 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther, 1999)	43
Gambar 3.12 Efek ayunan dengan beda fase $\pi/2$ (Walther, 1999)	44
Gambar 3.13 Kecepatan kritis teori efek ayunan	45
Gambar 4.1 Rencana penampang box	48
Gambar 4.2 Rencana penampang <i>pylon</i>	49

Gambar 4.3 Susunan kabel arah memanjang berupa Semi Harp Pattern dan susunan melintang berupa Double Planes System ...	50
Gambar 5.1 Kerb	53
Gambar 5.2 Dimensi Trotoar dan Tiang Sandaran.....	55
Gambar 5.3 Bidang penyebaran tekanan roda.....	58
Gambar 6.1 Prespektif Jembatan.....	61
Gambar 6.2 Tampak Depan Jembatan.....	62
Gambar 6.3 Tampak Samping Jembatan.....	62
Gambar 6.4 Tampak Atas Jembatan.....	62
Gambar 6.5 Grafik <i>Response Spektrum</i> hasil desain MIDAS	69
Gambar 6.6 Vibration mode shape pada mode 1 menunjukkan lentur arah X.....	69
Gambar 6.7 Vibration mode shape pada mode 2 menunjukkan lentur arah Y	70
Gambar 6.8 Grafik <i>Response Spektrum</i> arah X.....	72
Gambar 6.9 Reaksi gaya geser dasar arah X	72
Gambar 6.10 Grafik <i>Response Spektrum</i> arah Y.....	73
Gambar 6.11 Reaksi gaya geser dasar arah Y	73
Gambar 6.12 Segmental <i>box girder</i> untuk <i>staging analysis</i> pada program bantu MIDAS.....	75
Gambar 6.12 Spesifikasi <i>Form Traveler</i> (dalam m)	78
Gambar 6.13 Contoh <i>Form Traveler</i>	78
Gambar 6.14 Permodelan dan input beban pada <i>form Traveler</i> ..	79
Gambar 6.15 Hasil analisa reaksi pada <i>form Traveler</i>	80
Gambar 7.1 Perencanaan Penampang <i>Box Girder</i>	81
Gambar 7.2 Potongan <i>Box Girder</i> Dengan Pembagian Pias	81
Gambar 7.3 Analisa <i>section data</i> dan <i>section properties</i>	84
Gambar 7.4 Grafik tegangan terhadap tegangan ijin akibat Mt ..	90
Gambar 7.5 Kondisi pemasangan segmen terkahir	94
Gambar 7.6 Penulangan blok ujung atas-kiri (dalam m).....	112
Gambar 7.7 Penulangan blok ujung atas-kanan (dalam m).....	113
Gambar 7.8 Penulangan blok ujung atas-kiri (dalam m).....	114
Gambar 7.9 Penulangan blok ujung atas-kanan (dalam m).....	115
Gambar 7.10 Penulangan blok ujung atas-kiri (dalam m).....	116
Gambar 7.11 Permodelan box untuk momen negatif terbesar ..	117

Gambar 7.12 Permodelan box untuk momen positif terbesar ...	117
Gambar 7.13 Rencana letak shear key pada box girder (dalam m)	120
Gambar 7.14 Potongan shear key pada web.....	120
Gambar 7.15 Detail angker VSL SSI 2000 untuk box girder....	122
Gambar 7.16 Contoh letak angker box.....	122
Gambar 7.17 Type perletakan PU	127
Gambar 7.18 Potongan Modular joint	129
Gambar 8.1 Struktur <i>pylon</i> tipe diamond	131
Gambar 8.2 <i>Section properties</i> penampang <i>pylon</i>	134
Gambar 8.3 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i>	137
Gambar 8.4 Diagram interaksi <i>spColumn</i>	138
Gambar 8.5 Desain penulangan kolom <i>pylon</i>	141
Gambar 8.6 <i>Section properties</i> penampang <i>pylon</i>	142
Gambar 8.7 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i>	145
Gambar 8.8 Diagram interaksi <i>spColumn</i>	145
Gambar 8.9 Desain penulangan kaki <i>pylon</i>	149
Gambar 8.10 <i>Section properties</i> penampang <i>pylon</i>	150
Gambar 8.11 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i>	151
Gambar 8.12 Diagram interaksi <i>spColumn</i>	152
Gambar 8.13 Desain penulangan pengaku <i>pylon</i>	154
Gambar 8.14 Struktur <i>pylon</i> tipe diamond	155
Gambar 8.15 <i>Section properties</i> penampang <i>pylon</i>	157
Gambar 8.16 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i>	161
Gambar 8.17 Diagram interaksi <i>spColumn</i>	161
Gambar 8.18 Desain penulangan kolom <i>pylon</i>	165
Gambar 8.19 <i>Section properties</i> penampang <i>pylon</i>	166
Gambar 8.20 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i>	167
Gambar 8.21 Diagram interaksi <i>spColumn</i>	167
Gambar 8.22 Desain penulangan pengaku <i>pylon</i>	171

Gambar 8.23 Detail angker VSL SSI 2000 untuk box girder....	172
Gambar 8.24 Notasi dimensi angkur.....	172
Gambar 8.25 Daerah pengankuran.....	176
Gambar 9.1 <i>Cable force tuning</i>	185
Gambar 9.2 Asumsi kabel satu putus	189
Gambar 9.3 Tampak memanjang jembatan.....	190
Gambar 9.4 Kabel M8 diasumsikan putus satu sisi.....	190
Gambar 10.1 Mode 1 – 15 frekwensi lentur dan torsi.....	195
Gambar 10.2 Diagram aerodinamis.....	196
Gambar 10.3 Macam penampang deck	198
Gambar 10.4 Koefisien C_N	199
Gambar 10.5 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (Walther, 1999)	201
Gambar 10.6 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther, 1999).....	202
Gambar 10.7 Efek ayunan dengan beda fase $\pi/2$	203
Gambar 10.8 Kecepatan kritis untuk efek ayunan.....	205
Gambar 10.9 Grafik koefisien koreksi	206

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Macam-macam Bentuk Profil Gelagar Beton	10
Tabel 2.2	Nilai Koefisien Kelengkungan	12
Tabel 2.3	Nilai Ksh Untuk Komponen Pasca Tarik	12
Tabel 2.5	Nilai C	13
Tabel 2.4	Nilai Nilai KRE	13
Tabel 2.6	Berat jenis elemen	18
Tabel 2.7	Nilai V_0 dan Z_0	18
Tabel 3.1	Faktor beban akibat susut rangkak	36
Tabel 3.2	Faktor beban akibat pengaruh prategang	37
Tabel 4.1	Jenis Kabel dan Angker	51
Tabel 5.1	Luas trotoar terhadap beban nominal	58
Tabel 6.1	Rekapitulasi Pembebanan	66
Tabel 6.2	Konfigurasi Beban	67
Tabel 6.3	Ilustrasi Konfigurasi Beban Hidup	67
Tabel 6.4	Gaya-gaya dalam akibat pembebanan	68
Tabel 6.5	Gaya-gaya dalam akibat pembebanan gempa	74
Tabel 6.6	Konfigurasi pembebanan <i>staging analysis</i>	77
Tabel 6.7	<i>FT-S Series Form-Traveler (Over Head Model) Main Specification</i>	79
Tabel 6.8	Hasil output gaya dalam deck pada <i>staging analysis</i> ..	80
Tabel 7.1	Perhitungan Penampang <i>Box Girder</i>	82
Tabel 7.2	Perhitungan cgc Penampang <i>Box Girder</i>	83
Tabel 7.3	Gaya dalam yang terjadi pada <i>box girder</i>	85
Tabel 7.4	Spesifikasi teknis angker VSL SSI 2000	123
Tabel 7.5	Data angker yang dipakai	123
Tabel 7.6	Kontrol tegangan beton pada saat <i>stressing</i>	125
Tabel 7.7	Dimensi tipe PU pot bearing	128
Tabel 7.8	Dimensi Modular joint to one side only	129
Tabel 8.1	Gaya dalam pada kolom <i>pylon</i>	132
Tabel 8.2	Gaya dalam pada kaki <i>pylon</i>	132
Tabel 8.3	Gaya dalam pada pegaku <i>pylon</i>	133
Tabel 8.4	Gaya dalam pada kolom dan kaki <i>pylon</i>	156
Tabel 8.5	Gaya dalam pada pengaku <i>pylon</i>	156
Tabel 8.6	Spesifikasi teknis angker VSL SSI 2000	173

Tabel 8.7 Data angker yang dipakai	173
Tabel 8.8 Kontrol tegangan beton pada saat <i>stressing</i>	175
Tabel 9.1 Dimensi Kabel dan Jumlah Kabel.....	183
Tabel 9.2 Modulus Elastisitas Efektif Ekuivalen (E_{eff}).....	184
Tabel 9.3 Gaya tarik awal masing-masing kabel.....	185
Tabel 9.4 Kebutuhan luas penampang sebenarnya.....	186
Tabel 9.5 Hasil analisa gaya tarik dari A_{pakai}	187
Tabel 9.6 Kontrol kemampuan kabel dari A_{Spakai}	188
Tabel 9.6 Kontrol kemampuan kabel dari A_{Spakai} (lanjutan)	189
Tabel 9.7 Kontrol kemampuan kabel putus satu	191
Tabel 10.1 Nilai f_B dan f_T	196

BAB I

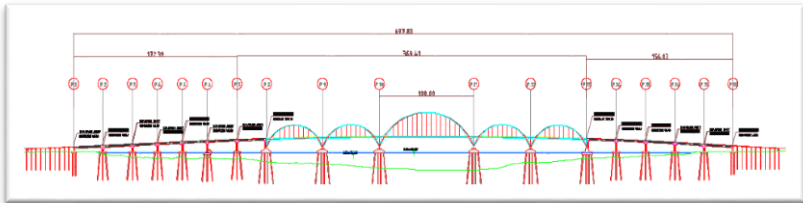
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

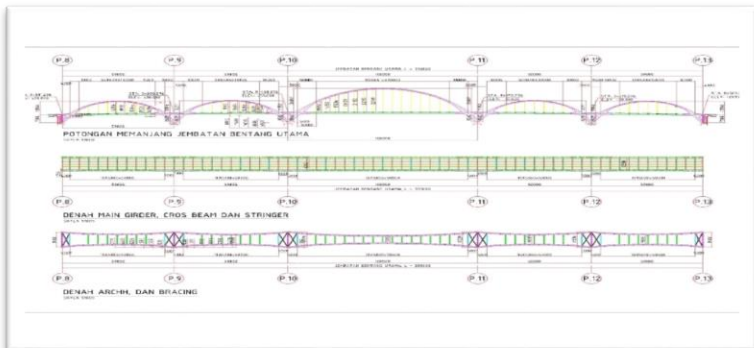
Sungai Musi adalah sebuah sungai yang terletak di provinsi Sumatera Selatan, Indonesia. Dengan panjang 750 km, sungai ini merupakan yang terpanjang di pulau Sumatera dan membelah Kota Palembang menjadi dua bagian. Dua bagian kawasan tersebut adalah Seberang Ilir di bagian utara dan Seberang Ulu di bagian selatan. Sejak zaman Kerajaan Sriwijaya hingga sekarang, sungai ini terkenal sebagai sarana transportasi utama bagi masyarakat. Dewasa ini sungai Musi dimanfaatkan oleh pemerintah Kota Palembang sebagai wisata sungai dimana wisatawan bisa menikmati keindahan budaya disana. Tak lupa pemerintah Kota Palembang juga bergencar dalam segi pembangunan, salah satunya jembatan-jembatan di sepanjang sungai Musi. Jembatan-jembatan di sepanjang sungai Musi dibangun tidak berdasarkan unsur kuat saja tapi juga memperhatikan unsur estetika untuk memberikan daya tarik kepada wisatawan.

Salah satu jembatan di sepanjang sungai Musi adalah jembatan Musi II dan jembatan duplikasi Musi II. Jembatan ini berada di kecamatan Gandus di seberang Ilir dan kecamatan Kertapati Seberang Ulu. Kepala Satkes Jalan dan Jembatan Metropolitan Kementerian PU Ir Aidil Fikri MT (2012), mengatakan bahwa kondisi Jembatan Musi II memprihatinkan dan butuh perawatan mendesak. Penyebabnya, ratusan bautnya sudah banyak yang tidak berfungsi lagi atau kendor dan patah. Dengan adanya transportasi terutama transportasi kapal tongkang batubara yang melintas di bawahnya, jembatan ini dikhawatirkan akan mengalami kerusakan. Dilain sisi dibangun jembatan duplikasi Musi II untuk mengurangi beban yang diterima oleh jembatan Musi II. Kondisi jembatan Duplikasi Musi II dengan konstruksi jembatan busur atau jembatan lengkung, bentang total 698m. Jembatan dibagi menjadi 3 bagian, dua bagian menggunakan girder I dengan masing-masing panjangnya 204m dan 156m, satu bagian

ditengah yaitu bentang utama dengan panjang 338m dengan sistem busur, untuk lebih jelasnya kondisi eksisting lihat Gambar 1.1 dan Gambar 1.2.



Gambar 1.1 Konstruksi *existing* jembatan duplikasi musi II bentang total



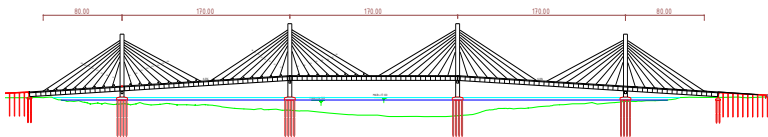
Gambar 1.2 Konstruksi *existing* jembatan duplikasi musi II bentang utama

Dalam tugas akhir ini jembatan duplikasi musi II akan direncanakan sebagai jembatan *cable stayed* untuk mengatasi permasalahan yang terjadi saat ini, Gambar 1.3. Jembatan *cable stayed* adalah jembatan yang semakin populer dalam dekade terakhir karena keunggulan mempunyai persyaratan dasar lebih santai dan jembatan *cable stayed* secara luas diakui sebagai struktur yang paling ekonomis sampai bentang 1000m (Calvi dkk. 2010). Jembatan *cable stayed* terdiri dari kabel, pylon, dan balok utama yang biasanya dimodelkan menggunakan balok dan bar

elemen untuk analisis respon struktur global (Karoumi 1999). Menurut Poddar dan Rahman (2015), Jembatan *cable stayed* banyak digunakan diseluruh dunia karena solusi dari masalah lalu lintas besar dan rumit tapi memberikan trek lebih cepat dari pembangunan untuk negara.

Dengan direncanakan jembatan *cable stayed* diharapkan bisa mengurangi adanya pilar yang menghalangi lalu lintas kapal yang ada di bawahnya sehingga bisa lebih lancar dan bisa menambah nilai estetika bagi wisata sungai di sungai musi. Mengingat tampilan jembatan *cable stayed* yang berkesan sederhana tetapi mengandung unsur estetika yang tinggi serta ketangguhannya secara struktural yang tidak diragukan (Irawan, Tristanto, dan WN, 2011).

Selain itu dengan semakin berkembangnya beton prategang yang pada dasarnya cukup baik kekuatannya dan ekonomis bisa menambah tampilan jembatan dari segi artistik, karena struktur beton prategang lebih ramping dan menghasilkan lebih banyak ruang bebas sehingga dapat menyesuaikan kebutuhan desain (Lin dan Burns 1981). Sedangkan menurut Khadiranaikar (2015), dalam beton prategang, *box girder* pratekan beton telah menjadi semakin populer sebagai superstruktur jembatan. Alasan utama adalah bahwa *box girder* yang structurally, efisien karena kekakuan torsi yang tinggi, estetis, dan sangat ekonomis dalam fabrikasi dan pemeliharaan karena jenis segmental mereka konstruksi dan ruang *interior* mereka disegel untuk memberikan suasana *noncorrosive*.



Gambar 1.3 Rencana jembatan *cable stayed*

1.2 Perumusan Masalah

Dari uraian latar belakang diatas, dalam perencanaan struktur jembatan Duplikasi Musi II permasalahan yang ditinjau adalah :

1. Bagaimana perencanaan dan permodelan jembatan *cable stayed* dengan bentang yang cukup panjang tanpa menghalangi lalu lintas air yang ada dibawahnya ?
2. Bagaimana merencanakan lantai kendaraan, kabel, dan pylon yang sesuai dengan kondisi yang ada ?
3. Bagaimana cara menganalisa struktur jembatan *cable stayed* dengan permodelan sesuai perencanaan ?
4. Bagaimana mengontrol jembatan akibat pembebanan yang ada ?
5. Bagaimana hasil akhir dari perencanaan modifikasi jembatan *cable stayed* ?

1.3 Tujuan

Adapun tujuan dari penyusunan proyek akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Merencanakan dan memodelkan jembatan *cable stayed* yang cocok untuk kondisi saat ini di sungai musu.
2. Merencanakan lantai kendaraan, kabel, dan pylon yang sesuai dengan kondisi yang ada dengan ketentuan dari standard yang sudah ada.
3. Menganalisa struktur jembatan *cable stayed* dengan permodelan yang direncanakan.
4. Mengontrol desain jembatan akibat dari pemberian beban yang ada.
5. Merencanakan hasil akhir dari perencanaan modifikasi jembatan *cable stayed* ini.

1.4 Batasan Masalah

Mengetahui akan luasnya bidang perencanaan dan keterbatasan waktu dalam penyusunan tugas akhir ini, maka perlu adanya batasan masalah sebagai berikut :

1. Didalam perencanaan jembatan *cable stayed* hanya meninjau dari segi struktur.

2. Tidak membahas metode pelaksanaan secara detail.
3. Tidak Meninjau dan merencanakan perkerasan jalan.
4. Tidak merencanakan struktur bangunan bawah.

1.5 Manfaat

1. Sebagai referensi dalam melakukan desain jembatan dengan menggunakan sistem *cable stayed*.
2. Merencanakan jembatan *cable stayed* dengan baik.
3. Sebagai pembelajaran dalam penguasaan ilmu ketekniksipilan terkait desain jembatan selama kuliah.
4. Menambah wawasan dan pengetahuan akan ilmu desain jembatan bentang panjang.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Jembatan *cable stayed* sudah dikenal sejak lebih dari 200 tahun yang lalu (Walther 1988) yang pada awal era tersebut umumnya dibangun dengan menggunakan kabel vertikal dan miring seperti *Dryburgh Abbey Footbridge* di Skotlandia pada tahun 1817. Sejak selesainya Perang Dunia II tahun 1940-an, banyak jembatan yang hancur dan dilakukan rekonstruksi jembatan-jembatan yang hancur akibat perang. Pada 1955, Jembatan *Stromsund* di Swedia juga direkonstruksi menjadi jembatan *cable stayed* modern pertama dan menjadi tanda dimulainya perkembangan jembatan *cable stayed* modern. Sejak saat itu, jembatan *cable stayed* mulai banyak dibangun di seluruh dunia termasuk Indonesia.

Menurut O'Connor (1971), jembatan *cable-stayed* mempunyai ciri khas, antara lain :

- Kabel terkekang lurus sehingga kekakuan kabel lebih besar.
- Kabel dianker pada gelagar jembatan yang berkontribusi gaya tekan, sehingga lantai kendaraan kaku.
- Proses pemasangan kabel jauh lebih mudah dibandingkan dengan jembatan gantung.
- Banyak variasi desain konfigurasi kabel.
- Mempunyai kestabilan aerodinamis yang baik pada saat pembangunannya.
- Karena tidak membutuhkan blok anker seperti halnya jembatan gantung, maka *cable-stayed* lebih efektif dalam hal kuantitas bahan, berat dan biaya.
- Dapat didirikan dengan metode *balanced-cantilever* sehingga mempermudah pendirian terutama diatas rintangan air.

Jembatan *cable-stayed* mempunyai elemen utama yang menyerupai jembatan gantung (kecuali blok anker) yaitu gelagar,

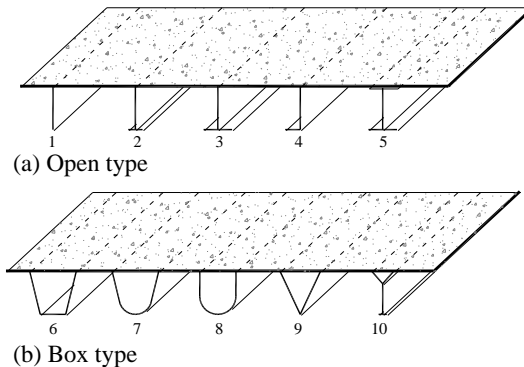
kabel dan pylon pada superstructure serta abutmen dan pondasi pada *substructure*. Dimana pylon sebagai struktur tekan, kabel sebagai struktur tarik, sedangkan gelagar bisa bersifat tekan ataupun tarik.

2.2 Gelagar

Ada tiga kemungkinan material utama gelagar, yaitu:

1. Gelagar baja (*Stell Deck*)

Salah satu keuntungan gelagar baja adalah dapat mengoptimalkan penggunaan material. Sehingga otomatis berat sendirinya dapat dikurangi. Menurut Walther (1988), berat gelagar baja (2,5-3,5 kN/m²) mencapai 1/5 dari berat gelagar beton (10-15 kN/m²). Penggunaan gelagar baja *orthotropic* juga merupakan solusi yang baik untuk jembatan *cable-stayed*. Baja *orthotropic* adalah plat baja yang monolit dengan rusuk-rusuk (ribs) yang sejajar (lihat Gambar 2.1). Defleksi plat *orthotropic* mencapai 1/6 dari defleksi plat biasa (O'Connor 1971).



Gambar 2.1 Plat Baja Orthotropic

2. Gelagar Beton (*Concrete Deck*)

Metode konstruksi gelagar beton secara umum ada dua, yaitu cor di tempat dan pracetak. Konstruksi cor di tempat dibuat dengan bantuan *form traveler*, yang merupakan pengembangan dari metode kantilever bebas. Metode ini memungkinkan

dipakainya gelagar beton masif daripada *box girder*, sehingga mempunyai struktur yang tidak terlalu rumit. Sedangkan metode pracetak mengharuskan segmen-segmen gelagar berbentuk *box* agar lebih kaku dan mempermudah proses pendirian dan pengangkutan (Lin 2000).

3. Gelagar Komposit (*Composite Deck*)

Gelagar ini menggabungkan antar material beton dengan baja secara *monolit*, sehingga keduanya bekerja bersama-sama. Keuntungan dari gelagar ini adalah pengurangan berat sendiri gelagar (lebih berat dari gelagar baja, tetapi jauh lebih ringan dari gelagar beton), serta kemudahan pendirian terutama pada bagian bajanya (Walther 1999).

Berdasarkan sifat struktur gelagar jembatan dibagi menjadi tiga jenis (Yogi dan Andri 2008), yaitu :

a. Beton Bertulang

- Pengerjaannya bisa di pabrik (*pre-cast*) atau cor di tempat
- Pemeliharaannya lebih mudah
- Dari segi estetika lebih menarik
- Sangat cocok untuk daerah korosif

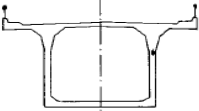
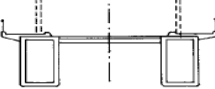

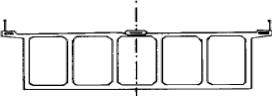
b. Dinding Penuh

- Pengerjaan di pabrik lebih sederhana
- Pemeliharaannya lebih mudah
- Dari segi estetika lebih menarik
- Walau tekanan angin lebih besar dari pada rangka batang, tapi akhir-akhir ini sering dipakai

c. Rangka Batang

- Pengerjaannya cukup rumit
- Pemeliharaannya relatif lebih sulit
- Lebih cepat mengalami korosi
- Dari segi estetika kurang menarik
- Dipakai terutama untuk lantai kendaraan bertingkat

Tabel 2.1 Macam-macam Bentuk Profil Gelagar Beton

	Type of girder	Deck cross - section
1	Single box girder (Wadi Kuf Bridge, Libya)	
2	Twin box girders (River Parana Bridge, Argentina)	
3	Twin box girders (River Waal Bridge, Holland)	
4	Multiple box girder (Polcevera Viaduct, Italy)	

2.3 Gaya Prategang

Gaya batang merupakan gaya di dalam batang yang ditimbulkan oleh adanya gaya luar dengan garis kerja berhimpit dengan sumbu batangnya. Dengan demikian gaya batang adalah merupakan gaya normal terpusat yang dapat berupa gaya tarik (-) atau gaya tekan (+) dan tidak disertai oleh momen dan gaya lintang (Soemono, 1979).

1. Analisa Sistem Gaya Prategang Pada *Box Girder*

Analisis Keseluruhan dan rancangan dari komponen struktur beton prategang akan menyertakan pertimbangan gaya gaya efektif dari tendon prategang pada setiap tahapan yang berarti, bersama sama dengan sifat bahan yang berlaku pada saat berfungsinya struktur itu. Tahapan yang biasa diperiksa untuk mengetahui tegangan dan perilaku adalah sebagai berikut:

- a. Segera setelah peralihan gaya prategang ke penampang beton, tegangan-tegangan dievaluasi sebagai tolak ukur perilaku, pengecekan ini termasuk gaya terbesar pada tendon yang bekerja pada beton yang mungkin bekerja jauh di bawah kekuatannya pada umur 28 hari, f_c' (Ned & Burn, 1993).
 - b. Pada beban kerja setelah semua kehilangan gaya prategang terjadi dan tingkatan prategang efektif jangka panjang telah tercapai, tegangan tegangan di cek kembali sebagai tolak ukur perilaku dan kadang kadang juga sebagai tolak ukur kekuatan. Tegangan efektif pada baja, f_{se} , setelah terjadi kehilangan gaya, diasumsikan untuk tendon, sementara komponen struktur memikul beban hidup dan beban mati. Juga, kekuatan beton kemudian dianggap bertambah menjadi f_c' (Ned & Burn, 1993).
2. 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 (Ned & Burn, 1993). Kehilangan prategang disebabkan oleh beberapa hal yaitu :

- a. Perendekan Elastis Beton
- b. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Rangkak Beton
- c. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Susut Beton Kehilangan Gaya Prategang Akibat Relaksasi Baja
- d. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Pengungkuran
- e. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Lenturan Komponen
- f. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Gesekan

Tabel 2.2 dibawah ini untuk menentukan nilai koefisien kelengkungan dalam perhitungan kehilangan prategang akibat gesekan friksi, Tabel 2.3 untuk menentukan nilai K_{sh} (koefisien factor susut) dalam perhitungan kehilangan prategang akibat susut, sedangkan Tabel 2.4 dan Tabel 2.5 untuk menentukan nilai KRE dan

nilai C dalam perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja.

Tabel 2.2 Nilai Koefisien Kelengkungan

Tipe Tendon	K tiap Meter	μ
Tendon pada selubung logam fleksibel :		
-Tendon kawat	0,0033-0,0049	0,15-0,25
-Strand dengan untai 7 kawat	0,0016-0,0066	0,15-0,25
-Baja Mutu Tinggi	0,0003-0,0020	0,08-0,3
Tendon pada selubung logam kaku		
-Strand dengan untai 7 kawat	0,0007	0,15-0,25
Tendon yang diminyaki terlebih dahulu		
-Tendon kawat dan strand dengan untai 7 kawat	0,001-0,0066	0,05-0,15
Tendon yang diberi lapisan mastic		
-Tendon kawat dan strand dengan untai 7 kawat	0,0033-0,0066	0,05-0,15

Tabel 2.3 Nilai Ksh Untuk Komponen Pasca Tarik

waktu setelah perawatan s/d penerapan prategang (hari)	1	2	3	5	7	10	20	30	60
Ksh	0,92		0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

Tabel 2.4 Nilai Nilai KRE

Tipe Tendon	Kre	J
Strand atau kawat stress relieved derajat 1860 MPa	138	0,15
Strand atau kawat stress relieved derajat 1720 MPa	128	0,14
Kawat stress relieved 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 stress relieved derajat 1000 Mpa atau 1100 MPa	41	0,05

Tabel 2.5 Nilai C

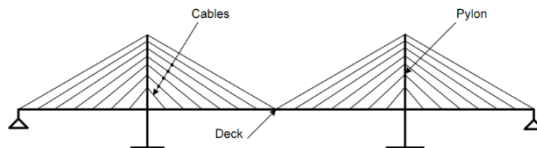
F _{pi} /f _{pu}	Strang atau kawat stress relieved	Batang stress relieved atau Strang atau Kawat relaksasi rendah
0,8	-	1,28
0,79	-	1,22
0,78	-	1,16
0,77	-	1,11
0,76	-	1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,8
0,70	1	0,75
0,69	0,94	0,7
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
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
0,60	0,49	0,33

2.4 Kabel

Beberapa jenis kabel yang berbeda digunakan pada jembatan *cable stayed*, bentuk dan konfigurasinya tergantung pada susunannya. Dalam satu helai biasanya terdiri dari tujuh kawat, dengan diameter antara 3 sampai 7 mm. Kabel merupakan bagian yang paling penting dalam desain jembatan *cable stayed*, karena berfungsi menyalurkan beban mati dari struktur atas (lantai jembatan) menuju ke pylon (tiang)(Walther, 1999). Biasanya kabel yang digunakan berupa kabel prategang yang ditempatkan pada lantai jembatan. Kabel prategang dipilih guna mengurangi penyimpangan vertikal dari lantai jembatan dan penyimpangan lateral dari tiang. Ada empat jenis kabel meliputi *Harp pattern* (pola kecapi), *Fan pattern* (pola kipas), *Semi harp pattern* (pola setengah kecapi), *Asymmetric pattern* (pola tidak simetris). Pemilihan jenis kabel tergantung pada segi pelaksanaan, struktur, dan keuangan. Susunan kabel dari jembatan *cable stayed* diklasifikasikan sebagai berikut :

1. *Harp pattern* (pola kecapi)

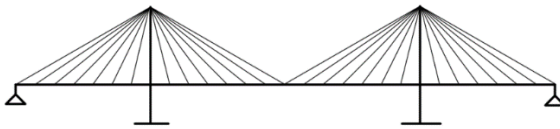
Pada pola susunan *harp* (kecapi), susunan kabelnya dibuat saling berdekatan dan sejajar dengan meletakkannya pada titik yang berbeda pada tiang seperti pada Gambar 2.2, jika ditinjau dari parameter biaya, pola susunan *cable stayed* seperti ini tidak efisien untuk jembatan bentang panjang. Hal ini dikarenakan membutuhkan banyak baja untuk kabelnya, sehingga memberi tekanan lebih pada lantai jembatan, dan mengakibatkan momen lengkung pada tiang. Penyusunan kabel yang sejajar memberikan penampilan yang menarik untuk susunan *harp* (kecapi) (Bernard et al 1988). Kebutuhan akan tiang yang lebih tinggi merupakan salah satu kekurangan dari jenis susunan ini pada jembatan *cable stayed*.



Gambar 2.2 *Harp pattern* (pola kecapi)

2. *Fan pattern* (pola kipas)

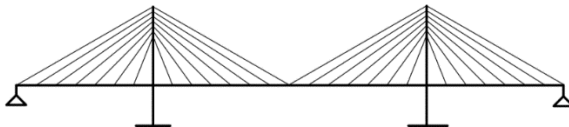
Ada beberapa literatur yang menyebut pola ini dengan pola radial (melingkar), namun disini disebut pola *fan* (kipas). Susunan pola ini, semua kabel dihubungkan pada satu titik di puncak tiang seperti pada Gambar 2.3. Secara relatif, tinggi kemiringan dari kabel menghasilkan potongan melintang yang lebih kecil dibandingkan dengan pola *harp* (kecapi). Selain itu, gaya horizontal kabel pada lantai jembatan pada susunan ini lebih kecil dari tipe *harp* (kecapi) (Bernard et al., 1988). Dengan menambah jumlah kabel, berat pada puncak tiang menjadi bertambah dan juga rumit dalam pemasangan kabel. Susunan tipe *fan* (kipas) hanya cocok untuk bentang menengah dengan jumlah kabel yang terbatas.



Gambar 2.3 *Fan pattern* (pola kipas)

3. *Semi harp pattern* (pola setengah kecapi)

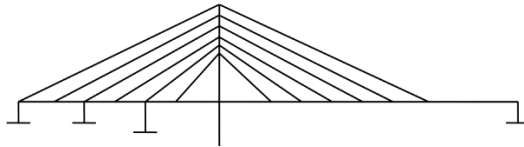
Beberapa jembatan *cable stayed* yang modern di dunia telah dibangun menggunakan pola *semi harp* guna efisiensi. Pola ini merupakan modifikasi dari pola *harp* dan *fan*. Seperti pada Gambar 2.4. pada susunan pola ini, kabel dihubungkan pada bagian atas tiang yang lebih tinggi dengan saling berdekatan (Bernard et al., 1988). Susunan pola *semi harp* mempunyai penampilan yang lebih baik dibandingkan *fan pattern*.



Gambar 2.4 *Semi Harp pattern* (pola setengah kecapi)

4. *Asymmetric pattern* (pola tidak simetris)

Akibat kondisi peta bumi dan jarak ruang memanjang seringkali mengharuskan untuk mendesain jembatan melewati rintangan dengan satu bentang, tanpa memungkinkan untuk menyeimbangkan struktur dengan bagian belakang yang menonjol Gambar 2.5. Pada kasus ini akan sangat membantu jika mengadopsi tali kekang dari jembatan tipe penggantung, dengan ciri pemusatan dari jangkar kabel. Pilihan dari landaian pada bagian belakang tali tergantung dari kondisi geologi dan geoteknikal (Walther, 1999).



Gambar 2.5 *Asymmetric pattern* (pola tidak simetris)

2.5 Pylon

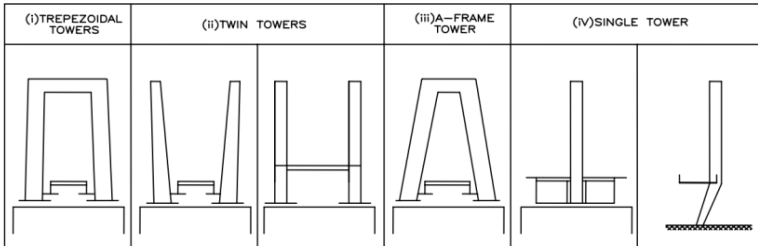
Pylon (tiang) jembatan *cable stayed* berfungsi untuk menahan beban mati dan hidup yang bekerja pada struktur, tiang dapat dibuat berongga dari konstruksi baja maupun beton. Ada beberapa bentuk tiang yang berbeda satu sama lain seperti, *single pylon* (tiang tunggal), *twin pylon* (tiang kembar), *A-Frame pylon* (tiang berbentuk A), dan portal. Bentuk-bentuk tersebut dipilih berdasarkan susunan kabel, keindahan, bentang memanjang, kebutuhan perencanaan, pertimbangan biaya, dan parameter lainnya. Berikut klasifikasi susunan melintang jembatan *cable stayed* :

1. *Single plan system* (sistem bidang tunggal, kabel terletak pada satu bidang)

Sistem ini disusun dengan rancangan tunggal sepanjang sumbu memanjang struktur atas jembatan. Susunan seperti ini mengikuti perilaku gaya puntir yang diakibatkan oleh beban yang tidak simetris pada lantai jembatan. Maka balok utama harus memenuhi syarat kekakuan puntir untuk melawan gaya torsi.

2. *Two plan system* (sistem bidang ganda, berupa dua bidang vertikal)
3. *Two inclined planes system* (kabel terletak pada dua bidang miring)

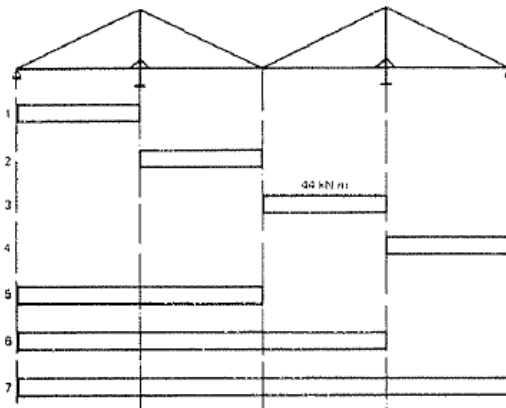
Pada Gambar 2.6 adalah ilustrasi susunan melintang jembatan cable stayed :



Gambar 2.6 Tipe bidang pylon (tiang)
(Dikutip dari : Troitsky, 1972)

2.6 Konfigurasi Beban Layan

Beban yang bekerja pada struktur terdiri dari beban mati (DL) atau berat sendiri struktur, beban *super imposed dead load* (SDL), beban hidup (LL) dan beban angin (W) yang konfigurasiya ditunjukkan pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7 Konfigurasi *Service Load*

Tabel 2.6 adalah tabel untuk menentukan berat jenis elemen dalam perhitungan berat sendiri dan Tabel 2.7 untuk menentukan koefisien seret V_0 dan Z_0 dalam perhitungan beban angin

Tabel 2.6 Berat jenis elemen

No.	Bahan	Bearat/Satuan isi (KN/m ³)	Kerapatan Masa (kg/m ³)
1	Campuran Aluminium	26.7	2720
2	Lapisan permukaan beraspal	22	2240
3	Besi tuang	71	7200
4	Timbunan tanah dipadatkan	17.2	1760
5	Kerikil dipadatkan	18.8 - 22.7	1920 - 2320
6	Aspal beton	22	2240
7	Beton ringan	12.25 - 19.6	1250 - 2000
8	Beton	22 - 25	2240 - 2560
9	Beton prategang	25 - 26	2560 - 2540
10	Beton bertulang	23.5 - 25.5	2400 - 2600
11	Timbal	111	11400
12	Lempung lepas	12.5	1280
13	Batu pasangan	23.5	2400
14	Neoporin	11.3	1150
15	Pasir kering	15.7 - 17.2	1600 - 1760
16	Pasir basah	18 - 18.8	1840 - 1920
17	Lumpur lunak	17.2	1760
18	Baja	77	7850
19	Kayu (ringan)	7.8	800
20	Kayu (keras)	11	1120
21	Air Murni	9.8	1000
22	Air garam	10	1025

Tabel 2.7 Nilai V_0 dan Z_0

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

2.7 Metode Pelaksanaan

Cara melakukan *erection* sangat mempengaruhi model pembebanan struktur jembatan. Pada saat pelaksanaan, ada 3 cara yang umum dipakai :

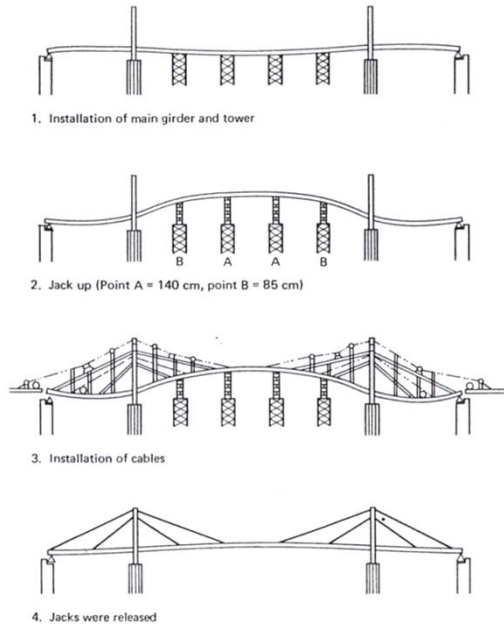
1. *Staging Method*

Dipakai apabila ruang bebas di bawah jembatan rendah dan pemasangan penyokong sementara akan mengganggu lalu lintas di bawah jembatan (lihat Gambar 2.8). Keuntungannya adalah :

- a. Teliti dalam mengikuti bentuk geometrik dan tanjakan yang dipersyaratkan pada *erection*.
- b. Biaya rendah pada ruang bebas yang rendah.

Urutan pelaksanaannya :

1. Setelah tembok pangkal dan pilar selesai dibuat, mulai dibuat pilar penolong sementara.
2. Gelagar dipasang dengan sistem *cantilevering*, sampai pada pilar penolong.
3. Pada saat itu pilar penolong berikutnya sudah selesai dan gelagar dapat dipasang terus sampai pada pilar penolong kedua dan seterusnya sampai ke seberang.
4. *Pylon* diselesaikan pemasangannya.
5. Kabel-kabel dipasang.
6. Pada pilar penolong dapat dipasang *jack*, untuk memberi bentuk geometrik yang ditentukan, pada tahap *erection*.



Gambar 2.8 Prosedur *Staging Method*

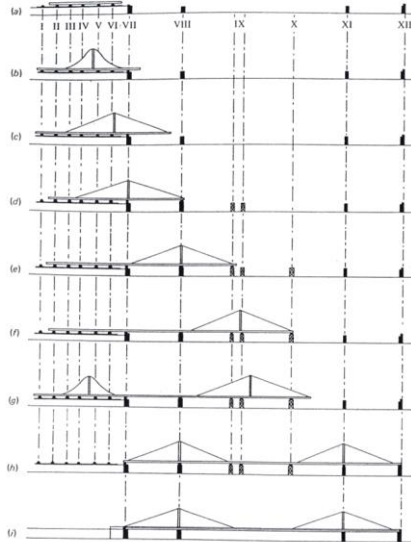
2. *Push-Out Method*

Dipakai terutama bila lalu lintas di bawah jembatan tidak boleh diganggu dengan adanya sistem *erection* jembatan, sedangkan pemakaian cara kantilever dinilai tidak praktis pada situasi yang ada di tempat jembatan (lihat Gambar 2.9).

Urutan pelaksanaannya :

1. Bagian-bagian bangunan atas dirangkai di tepi.
2. Kemudian secara bertahap didorong maju melintas bentangan-bentangan antara pilar-pilar yang telah dibuat terlebih dahulu, termasuk rol atau perletakan geser teflon di atasnya.
3. Gelagar ini dapat didorong dari dua sisi, masing-masing tepian, atau hanya dari satu sisi saja.
4. *Pylon* (dengan kabelnya) saat didorong maju, duduk di atas gelagar.

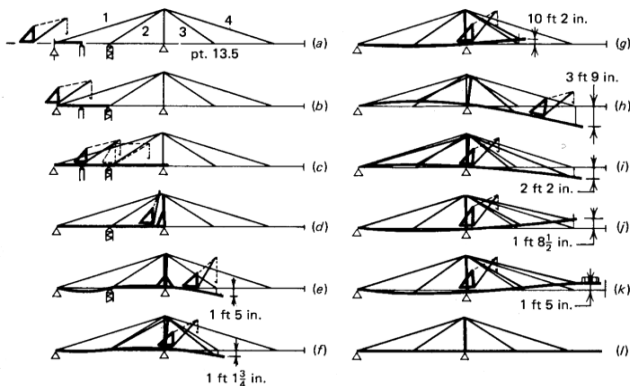
5. Setelah sampai ke tempat *pylon* yang direncanakan, *pylon* dihubungkan dengan pilarnya.



Gambar 2.9 Prosedur *Push-Out Method*

3. *Cantilever Method*

Dipakai pada *cable stayed*, dimana kondisi lapangan tidak memungkinkan dipasang penyokong sementara (lihat Gambar 2.10). Bedanya dengan *staging method* adalah : bila pada *staging method* yang memikul beban saat *erection* bangunan di atasnya adalah pilar dan penyokong sementara maka pada *cantilever method*, pilar, *pylon* dan kabelnya sudah dimanfaatkan untuk memikul beban saat *erection*.



Gambar 2.10 Prosedur *Cantilever Method*

Pada sistem kantilever selama pelaksanaan, kondisi beban mati akhir sangat dipengaruhi oleh tarikan (*tensioning*) kabel. Kabel-kabel harus ditarik awal dengan gaya yang sangat berbeda dengan kondisi untuk memikul beban mati akhir.

Pada umumnya sangat tidak fleksibel mengatur gaya kabel secara individual selama pelaksanaan. Yang ideal adalah hanya menghitung satu kali segera setelah kabel terpasang. Untuk mencapai ini dan tetap sesuai dengan distribusi momen akibat

beban mati yang dikehendaki, gaya awal yang benar dari setiap kabel harus dihitung sebelumnya.

2.8 Analisis Dinamik Cable Stayed

Dalam perencanaan jembatan harus ditinjau mengenai aspek berikut :

1. *Aerodynamic stability*, terutama akibat *vortex-shedding* (tumpahan pusaran angin) yang menyebabkan efek *flutter*, penyebab umum fatik pada sistem gantung.
2. *Safety againts earthquake*, perbedaan dukungan dapat menyebabkan bahaya pada struktur khususnya jika aksi gempa searah sumbu longitudinal dan atau transversal.

3. *Physiological effects*, tanpa kerusakan struktur akibat vibrasi oleh beban angin dan kendaraan, pengguna harus tetap nyaman.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB III METODOLOGI

3.1 Flowchart



Gambar 3.1 Diagram alir perencanaan

3.2 Pengumpulan Data dan Studi Literatur

Dalam perencanaan ini diperlukan data-data dan literatur sebagai referensi untuk merencanakan jembatan cable stay, adapun data-data dan literatur diperoleh dari referensi terkait yaitu berupa jurnal, modul kuliah, buku, peraturan, maupun artikel di internet. Data perencanaan yang dibutuhkan antara lain :

1. Nama dan lokasi : Jembatan Duplikasi Musi II, Palembang
2. Bentang pada kondisi eksisting : Bentang utama 338m, bentang total 698m
3. Tinggi bebas pada kondisi eksisting : 12 meter
4. Struktur jembatan eksisting : Jembatan Busur

Literatur yang digunakan antara lain :

1. *Cable Stayed Bridges-Thomas Telford Publishing (1999)* - Rene Walther B. Houriet W. Isler P.Mota
2. *Cable-Stayed Bridges Theory and Design 2nd Edition(1988)*- M. S. Troitsky
3. *Cable Supported Bridges Concept and Design (1983)* - Niels J. Gimsing
4. AASHTO, 2012. *AASHTO LRFD Bridge Design Spesification*,.7th ed. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
5. Ned, T. L. & Burn, H., 1993. *Desain Struktur Beton Prategang*. Third ed. Jakarta: Erlangga.
6. SNI 1725:2016. *Pembebanan Untuk Jembatan*.
7. RSNI T-12-2004, n.d. *Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan*.
8. Nawy, Edward G. 2001. *Beton Prategang Suatu Pendekatan Mendasar*. Third ed. Jakarta, Erlangga.

3.3 Preliminary Desain

3.3.1 Penentuan box girder

1. Taksiran tinggi box girder

Berdasarkan (AASHTO, 2012) Rasio bentang dengan tinggi yang efisien untuk bentang meneus dapat digunakan:

$$\frac{1}{30} > \frac{d_o}{L} > \frac{1}{50} \quad (3.1)$$

do = tinggi girder

L = bentang terpanjang

2. Ketebalan minimum web box girder

- 300 mm jika terdapat saluran untuk penempatan post tensioning tendon di badan box.
- 350 mm jika terdapat angker tendon yang ditempatkan di badan box.

3. Ketebalan minimum Top Flange Box Girder

- Untuk lebar antar badan box < 3m, tf = 175mm
- Untuk lebar antar badan box antara 3 - 4,5 m, tf = 200 mm
- Untuk lebar antar badan box antara 4,5 – 7,5, tf = 250 mm

3.3.2 Perhitungan gaya prategang

1. Tegangan ijin beton sesaat setelah penyaluran gaya prategang :
Tegangan Ijin Bahan Beton Prategang (Pasal 4.4.1.2) Pada Saat Transfer. Kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dilakukan transfer (f_{ci}'), dinyatakan dalam satuan MPa.

$$f_{ci}' = 0,7 \cdot f_c' \quad (3.2)$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.2 untuk komponen beton prategang pada saat transfer, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut :

$$\bar{\sigma}_{tekan} = 0,6 f_{ci}' \quad (3.3)$$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.3 untuk struktur jembatan tegangan tarik yang diijinkan terjadi tidak boleh melampaui

$$\bar{\sigma}_{tarik} = 0,25 \sqrt{f_{ci}'} \quad (3.4)$$

2. Tegangan ijin beton sesaat setelah kehilangan gaya prategang

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2.1 untuk komponen beton prategang pada saat layan, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut :

$$\bar{\sigma}_{tekan} = 0,45 f_c' \quad (3.5)$$

3. Modulus Elastisitas (E)

Untuk beton normal dengan massa jenis sekitar 2400 kg/m³, Ec boleh diambil sebesar

$$4700\sqrt{f_c'} \quad (3.6)$$

4. Tegangan Prategang

$$\sigma = -\frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e \cdot c}{I} \pm \frac{M \cdot c}{I}$$

3.3.3 Kehilangan gaya prategang

Dalam perencanaan beton prategang, analisis gaya efektif kehilangan prategang dari tendon harus diperhitungkan. Kehilangan prategang akan terjadi dalam dua tahap dan keduanya akan sangat mempengaruhi hasil akhir gaya gaya efektif tendon yang akan terjadi (Ned & Burn, 1993).

1. 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 :

a. Perpendekan elastis beton (ES)

Pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja akan ikut memendek bersamanya yang menyebabkan kehilangan prategang pada baja pula. Untuk memperhitungkan gaya prategang adalah dengan persamaan berikut :

$$ES = K_{Es} E_s \frac{F}{E_{ci}} \quad (3.8)$$

Dengan nilai F_{ci} sebagai berikut :

$$F_{ci} = \frac{F_e \pm F_{e_o} \cdot y \pm M \cdot y}{A \quad I \quad I} \quad (3.9)$$

Dimana :

F_{c1r} = Tegangan beton pada garis berat baja (c.g.s) akibat gaya prategang yang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton

M_g = Momen akibat beban yang ditinjau Kes = 1 untuk komponen struktur pratarik

Kes = 0,5 untuk komponen struktur pasca tarik bila kabel-kabel secara berurutan ditarik dengan gaya yang sama

E_s = Modulus elastisitas tendon prategang

E_{ci} = Modulus elastisitas beton pada saat pengukuran

b. Gesekan friksi

Selama terjadi pengalihan gaya prategang pada sistem pasca tarik, kabel yang ditarik sedikit demi sedikit akan mengalami kehilangan tegangannya pada saat tendon melengkung. Kehilangan akibat gesekan friksi dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\alpha \quad (3.10)$$

Dimana :

K = Koefisien wobble (tabel 3.1)

L = Panjang Bersih Balok (m)

$F_{1,2}$ = Fokus tendon (c.g.s)

M = Koefisien kelengkungan (tabel 2.2)

A = Sudut pusat tendon (L/R)

c. Slip ankur

Pada sistem pasca tarik, saat tendon ditarik sampai nilai penuh dongkrak dilepas dan gaya prategang dialihkan ke ankur. Peralatan ankur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung untuk berdeformasi, jadi tendon dapat tergelincir sedikit. Besarnya gelincir tergantung dari jenis baji dan tegangan pada kawat, nilai rata-rata sekitar 2,5 mm. Persamaan yang digunakan untuk menghitung prategang akibat slip ankur adalah sebagai berikut.

$$\Delta_{ANC} = \Delta_{fs} = \frac{\Delta_a E_s}{L} \quad (3.11)$$

Dimana :

Δa = Deformasi pengangukran (mm)

E_s = 200.000 MPa

L = panjang total kabel (mm)

2. Tahap Kedua

Pada saat beban bekerja setelah semua gaya prategang terjadi dan tingkatan prategang efektif jangka panjang tercapai. Akibat waktu yang lama akan terjadi kehilangan prategang sebagai berikut

a. Rangkak beton

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 dihitung menggunakan persamaan :

$$CR = K_{es} \cdot \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds}) \quad (3.12)$$

Dimana

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

f_{cds} = Tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang

E_s = Modulus elastisitas tendon prategang

E_c = Modulus elastisitas beton umur 28 hari

b. Susut

Besarnya kehilangan akibat susut yang terjadi pada beton prategang dapat menggunakan persamaan berikut :

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_s \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH) \quad (3.13)$$

Dimana

K_{SH} = Koefisien faktor susut (tabel 2.3)

RH = Kelembaban relative

V/S = Perbandingan volume terhadap permukaan

c. Relaksasi baja

Percobaan pada baja pratekan dengan perpanjangan yang konstan dan dijaga tetap pada suatu selang waktu tertentu. Memperlihatkan bahwa gaya prategang akan berkurang secara

perlahan. Kehilangan gaya prategang ini dapat dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut :

$$RE = \left[K_{RE} - J(SH + CR + ES) \right] C \quad (3.14)$$

Dimana KRE, J, dan C berdasarkan pada tabel 2.4 dan 2.5

3.3.4 Penentuan jarak dan dimensi kabel

1. Perencanaan Jarak Kabel

Susunan kabel untuk arah melintang berupa *double plane system*, sedangkan untuk susunan arah memanjang seperti pada berupa *semi-harp pattern* (gambar 2.4). Susunan ini lebih menguntungkan karena desain *pylon* menjadi tidak terlalu tinggi. Untuk penggunaan gelagar beton maka jarak kabel pada gelagar 5m s.d. 10m (Walther dkk, 1999).

2. Perencanaan Dimensi Kabel

Kabel digunakan dalam satu helai terdiri dari 7 kawat, untuk dimensi awal kabel dapat diperkirakan menggunakan persamaan berikut :

$$N_{g,i} = R_{g,i} \cos \alpha_i \quad (3.15)$$

Dimana :

$N_{g,i}$ = gaya kabel utama

$R_{g,i}$ = reaksi perletakan bentang sederhana akibat berat sendiri dan beban tetap

α_i = sudut kemiringan kabel terhadap sumbu memanjang jembatan.

$$\sigma_g = \sigma_{ijin} \sin \alpha \cdot \gamma \cdot L \quad (3.16)$$

Dimana :

σ_g = tegangan ijin kabel akibat berat sendiri dan beban tetap

γ = berat jenis kabel

L = jarak antar kabel arah memanjang

σ_{ijin} = tegangan ijin kabel akibat beban total = 0,45 $\sigma_{putus\ kabel}$

$$A_i = \alpha N_{g,i} / \sigma_g \quad (3.17)$$

Dimana :

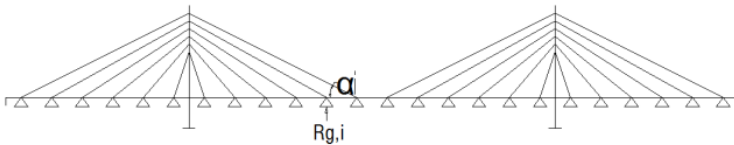
A_i = luas kabel utama

α = fraksi beban yang dipikul oleh kabel ($0 < \alpha < 1$), 1 bila kabel sangat kaku,

0 bila gelagar sangat kaku

$N_{g,i}$ = gaya kabel utama

Ilustrasinya ditunjukkan pada Gambar 3.2 berikut.



Gambar 3.2 Reaksi gaya kabel

Analisa jembatan *cable stayed* didasarkan pada analisa elastisitas baja. Asumsi awal yang digunakan adalah ketika menerima beban mati kabel tetap akan terlihat melengkung, oleh karena lengkungan akibat beban mati modulus elastis efektif (E_{eff}) mempunyai nilai yang lebih kecil dari modulus elastic kabel baja (E_0). Jika kabel disimulasikan sebagai elemen sebenarnya dalam komputer maka akan didapat nilai (E_{eff}) < (E_0), hal ini seharusnya digunakan terutama untuk kondisi kabel dengan bentang yang sangat panjang. Nilai (E_{eff}) selain dipengaruhi oleh panjang dan gaya juga oleh berat sendiri kabel. Modulus elastis efektif dapat direncanakan dengan formula berikut (Walther dkk, 1999).

$$E_{eff} = E_0 \frac{1}{1 + \frac{\gamma^2 L_b^2 E_0}{12 \sigma^3}} \quad (3.18)$$

Dimana :

E_{eff} = efektif modulus elastis (N/mm^2)

E_0 = modulus elastis dari material kabel tetap (N/mm^2)

γ = berat jenis dari material kabel (N/mm^3)

L_h = panjang kabel yang direncanakan (jarak titik gantung kabel) (mm)

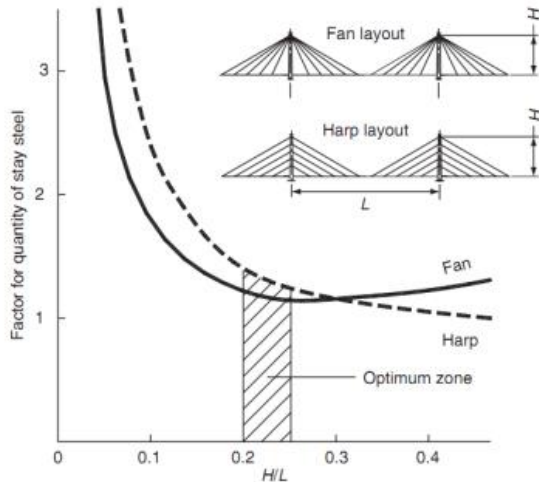
σ = tegangan tarik dalam kabel (N/mm^2)

3.3.5 Penentuan tinggi dan dimensi pylon

1. Perencanaan Tinggi Pylon

Tinggi *Pylon* (h)

Perencanaan untuk tinggi *pylon* dapat dilakukan dengan membandingkan antara tinggi rencana (H) dengan panjang bentang *deck* (L) dengan range nilai 0,2 – 0,25 (Parke and Huson, 2008), lihat Gambar 3.3.



Gambar 3.3 Tinggi optimum pylon

2. Perencanaan Dimensi Pylon

Konstruksi *pylon* dari beton berbentuk Twin Tower (lihat Gambar 2.9). Dimensi struktur pylon dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$A_{perlu} = \frac{T}{fc'}$$

(3.19)

3.4 Pembenan

Analisis jembatan cable stayed terdiri dari analisis statik dan dinamik, hal ini dimaksudkan untuk menentukan variasi gaya pada elemen pendukung beban (gelagar, pylon, dan kabel), sedangkan analisis dinamis digunakan untuk menentukan kestabilan struktur.

3.4.1 Menentukan Pembebanan Statis

Beban statis terdiri dari :

1. Beban tetap

a. Berat sendiri

Berat sendiri merupakan berat elemen bahan dari struktur, ditambah dengan elemen bahan non struktur yang dianggap tetap (tabel 2.7). Adapun berat isi dan kerapatan massa untuk berat sendiri mengacu pada SNI 1725-2016 Pasal 7.1 tabel 2. Sedangkan factor beban untuk berat sendiri mengacu pada SNI 1725-2016 Pasal 7.2 tabel 3.

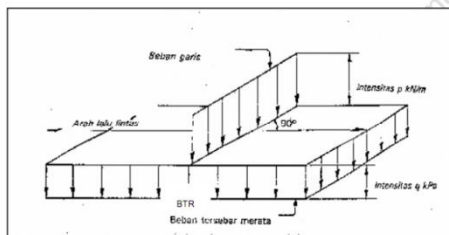
b. Beban mati tambahan

Beban mati tambahan merupakan berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada struktur yang merupakan elemen non struktural, dan besarnya dapat berubah seiring dengan bertambahnya umur struktur. Faktor beban untuk beban matitambahan mengacu pada SNI 1725-2016 Pasal 7.3 tabel 4.

2. Beban Lalu lintas

a. Beban lajur “D”

Beban lajur “D” menurut SNI 1725-2016 Pasal 8.3 terdiri dari beban tersebar merata (UDL) yang digabung dengan beban garis (KEL), lihat Gambar 3.4 berikut :



Gambar 3.4 Beban lajur “D”

Beban terbagi rata (UDL) mempunyai intensitas q kPa, dengan besarnya q tergantung pada panjang total :

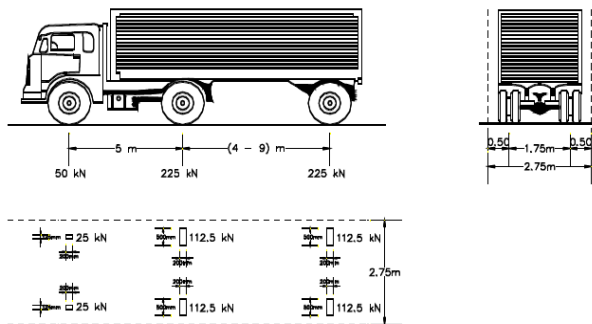
$$L \leq 30\text{m} : q = 9.0 \text{ kPa}$$

$$L > 30\text{m} : q = 9.0 (0.5 + 15/L) \text{ kPa}$$

Panjang yang dibebankan L adalah panjang total UDL yang bekerja pada jembatan. Beban garis (KEL) dengan intensitas p KN/m harus ditempatkan tegak lurus arah lalu-lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p adalah 49.0 kN/m.

b. Beban truk "T"

Pembebanan truk "T" menurut SNI 1725-2016 Pasal 8.4 terdiri dari kendaraan truk semi trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti pada Gambar 3.5. Berat sendiri dari masing-masing as disebar menjadi dua beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai . jarak antara dua as tersebut antara 4.0 m sampai dengan 9.0m, hal ini dikarenakan untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Kendaraan truk "T" ini harus ditempatkan di tengah-tengah lajur lalu lintas rencana.



Gambar 3.5 Beban truk

3. Beban lingkungan

Beban lingkungan dapat terjadi karena pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa, dan penyebab lainnya.

a. Beban angin

Gaya angin ultimate dan daya layan jembatan akibat angin tergantung kecepatan angin rencana seperti berikut :

$$V_{DZ} = 2,5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.20)$$

Dimana :

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

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

V_B = kecepatan angin rencana yaitu pada 90-126 km/jam

Z = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau air

V_0 = kecepatan gesekan angin (tabel28 SNI 1725-2016 ps 9.6.1)

Z_0 = panjang gesekan di hulu jembatan (tabel28)

Luas ekivalen bagian samping jembatan adalah luas total bagian yang masif dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan. Untuk jembatan rangka luas ekivalen ini dianggap 30% dari luas yang dibatasi oleh batang-batang bagian luar. Angin harus dianggap bekerja secara merata pada seluruh bangunan atas. Dan apabila suatu kendaraan sedang berada diatas jembatan, beban garis merata tambahan arah horizontal harus diterapkan pada permukaan lantai seperti rumus berikut ini :

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (3.21)$$

b. Pengaruh susut dan rangkak

Pengaruh ini menurut SNI 1725-2016 Pasal 9.3.2 dihitung menggunakan beban mati jembatan (lihat Tabel 3.1). Apabila rangkak dan penyusutan bisa mengurangi pengaruh muatan lainnya, maka nilai dari rangkak dan penyusutan tersebut harus diambil minimum (misalnya pada waktu transfer dari beton prategang).

Tabel 3.1 Faktor beban akibat susut rangkak

Tipe beban	Faktor beban (γ_{SH})	
	Keadaan Batas Layan (γ_{SH}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{SH}^U)
Tetap	1,0	0,5

Catatan : Walaupun susut dan rangkak bertambah lambat menurut waktu, tetapi pada akhirnya akan mencapai nilai yang konstan

c. Pengaruh prategang

Menurut SNI 1725-2016 Pasal 9.3.3 prategang akan menyebabkan pengaruh sekunder pada komponen-komponen yang terkekang pada bangunan statis tidak tentu (lihat Tabel 3.2). Pengaruh sekunder tersebut harus diperhitungkan baik pada batas daya layan ataupun batas ultimit. Prategang harus diperhitungkan sebelum (selama pelaksanaan) dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lainnya.

Tabel 3.2 Faktor beban akibat pengaruh prategang

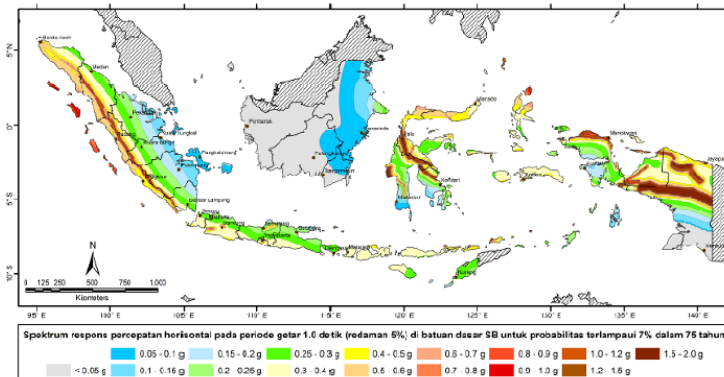
Tipe beban	Faktor beban (γ_{PR})	
	Keadaan Batas Layan (γ_{PR}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{PR}^U)
Tetap	1,0	1,0

3.4.2 Menentukan Pembebanan Dinamis

Beban dinamis terdiri dari :

1. Beban Gempa

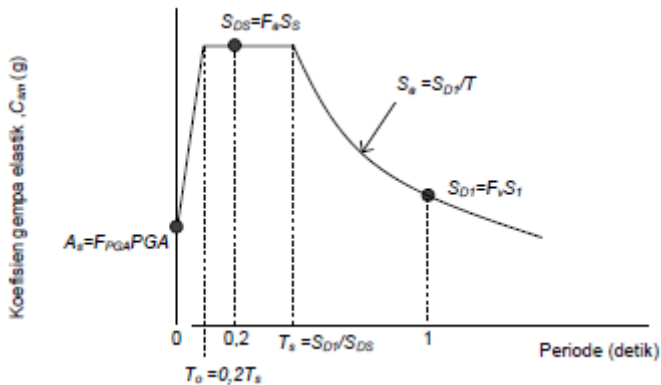
Untuk perencanaan gaya gempa dipergunakan peraturan Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, RSNI 2833 – 2013. Perhitungan gaya gempa dasar ini dipergunakan untuk menganalisa gempa yang dihasilkan pada analisa dinamis, dimana letak bangunan terletak di zone 2 sesuai Gambar 3.6.



Gambar 6 - Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Gambar 3.6 Peta respon spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Proses perhitungannya dengan bantuan program MIDAL/Civil, yang perlu dimasukkan adalah grafik Respons Spektrum Gempa Rencana dari zone yang ada, seperti pada Gambar 3.7 :



Gambar 3.7 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

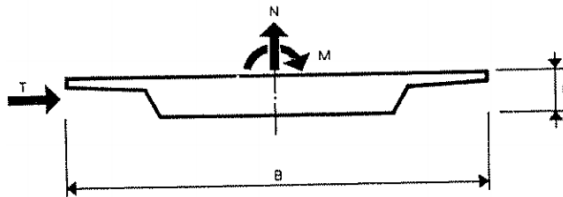
2. Perilaku Aerodinamik

- a. Pada jembatan *cable stayed*, dimensi pada bentang utama jembatan umumnya sangat besar.
- b. Angin menyebabkan osilasi lentur dan torsi pada struktur.
- c. Akibat adanya angin, lantai kendaraan mengalami tiga jenis gaya statik :
 - Gaya Horizontal (T)
 - Gaya Vertikal (N)
 - Dan Gaya Torsi (M)

Nilai gaya – gaya tersebut bergantung pada beberapa faktor berikut :

- Tekanan angin q
- Bentuk penampang (koefisien C_T , C_N , dan C_M)
- Sudut datang angin pada lantai kendaraan, α

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.8 berikut ini.



Gambar 3.8 Efek angin
(Walther dkk, 1999).

$$T = C_T \cdot q \cdot h \cdot l$$

$$N = C_N \cdot q \cdot h \cdot l$$

$$M = C_M \cdot q \cdot h \cdot l$$

Dimana :

l = panjang struktur

h = tinggi total lantai kendaraan

B = lebar lantai kendaraan

3. Frekuensi alami

Menurut Walther, 1999 hal ini dapat dihitung dengan frekuensi lentur balok (f_B) dan frekuensi alami akibat torsi (f_T) yang didekati menggunakan persamaan berikut ini :

$$f_B = \frac{1,1}{2\pi} \left(\frac{g}{v_{maks}} \right)^{1/2} \quad (3.23)$$

$$f_T = \frac{\bar{b}}{2r} f_B \quad (3.24)$$

Dimana :

f_B = frekuensi alami lentur balok (Hz)

g = percepatan gravitasi (m/s^2) = 9,81 kg/cm^2

v_{maks} = deformasi statis maksimum akibat berat sendiri (m)

f_T = frekuensi alami torsi (Hz)

\bar{b} = jarak kabel arah melintang (m)

r = jari-jari girasi penampang lantai kendaraan (m)

Akan tetapi pada program bantu MIDAS CIVIL nilai frekwensi alami lentur balok (f_B) maupun frekwensi alami torsi (f_T) dapat dicari dengan menggunakan *modal* melalui tahapan *mode* pada menu *result – vibration mode shapes*, dengan syarat yang dipakai adalah nilai pada *mode* yang sesuai persamaan berikut $f_T/f_B \cong 2,5$ (Mathivat).

4. Osilasi gaya akibat pusaran angin (Vortex-Shedding)

Pada kecepatan angin tertentu yang disebut dengan kecepatan kritis, akan terjadi pusaran angin (*vortex-shedding*). Untuk memperoleh nilai percepatan kritis tersebut, digunakan persamaan angka Strouhal (S).

$$S = \frac{fB \cdot h}{V} \text{ (Walther, 1999, 7.3.2 – 7.11) (3.25)}$$

Dimana :

S = angka Strouhal

f_B = frekwensi alami lentur balok

h = tinggi lantai kendaraan

V = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka Strouhal

Selanjutnya dilakukan evaluasi efek pusaran dengan angka Reynold (Re). Akibat kecepatan angin yang bekerja besarnya angka Reynold harus memenuhi persyaratan, nilai Re harus berkisar antara 105 – 107. Berikut persamaan untuk angka Reynold.

$$Re = \frac{VB}{\nu} \text{ (Walther, 1999, 7.3.2 – 7.10) (3.26)}$$

Dimana :

Re = angka Reynold

V = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka Strouhal

B = lebar lantai kendaraan

ν = viskositas kinematik udara

Akibat adanya terpaan angin, akan terjadi gaya angkat (uplift) yang besarnya dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_o = \frac{\rho V^2}{2} C_h \quad (\text{Walther, 1999, 7.3.2 – 7.13})(3.27)$$

Dimana :

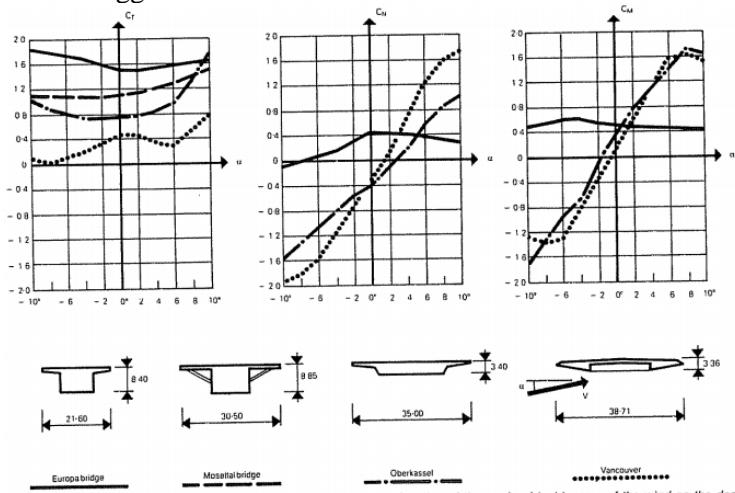
F_o = gaya angkat

ρ = berat volume udara (1,3 kg/m³)

V = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka Strouhal

C = koefisien gaya angkat lantai kendaraan (lihat Gambar 3.9)

h = tinggi lantai kendaraan



Gambar 3.9 Koefisien C_N

Gaya ini akan menimbulkan osilasi gelagar yang amplitudonya dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini :

$$v = \frac{\pi F_o}{\delta m} v_{max} \quad (3.28)$$

Dimana :

v = amplitudo osilasi

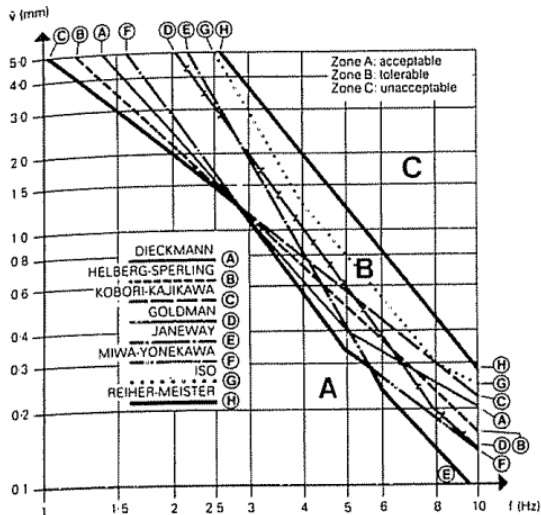
δ = penurunan logaritmik (koefisien peredaman)

F_0 = gaya angkat

v_{max} = deformasi statis maksimum karena berat sendiri

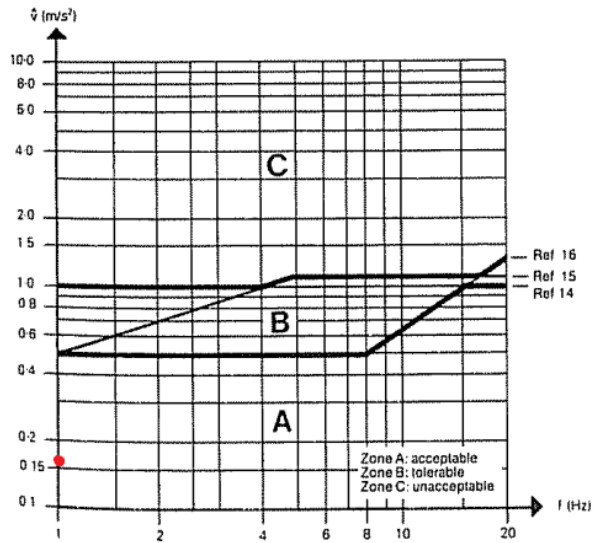
m = berat sendiri lantai kendaraan per meter panjang

Maka dapat diketahui klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (v) dengan melakukan plot nilai v dan f_B pada grafik terkait (untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.10).



Gambar 3.10 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (Walther, 1999)

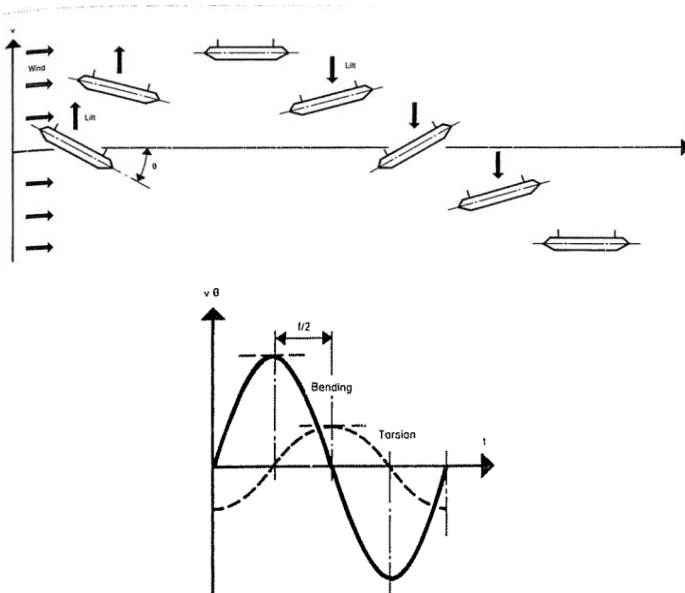
Sedangkan untuk klasifikasi efek psikologi berdasarkan percepatan getaran (\ddot{v}) dapat diperoleh dengan melakukan plot nilai \ddot{v} dan f_B pada grafik terkait (untuk lebih jelasnya lihat Gambar 3.11).



Gambar 3.11 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther, 1999)

5. Efek ayunan (Flutter)

- a. Efek ayunan pada kecepatan kritis (V_{kritis}) menimbulkan lenturan dan torsi. Ilustrasi lantai kendaraan yang mengalami flutter dapat dilihat pada Gambar 3.12 :



Gambar 3.12 Efek ayunan dengan beda fase $\pi/2$
(Walther, 1999)

Yang harus dihindari amplitudo akibat lentur dan torsi tidak terjadi bersamaan, yang ideal berjarak

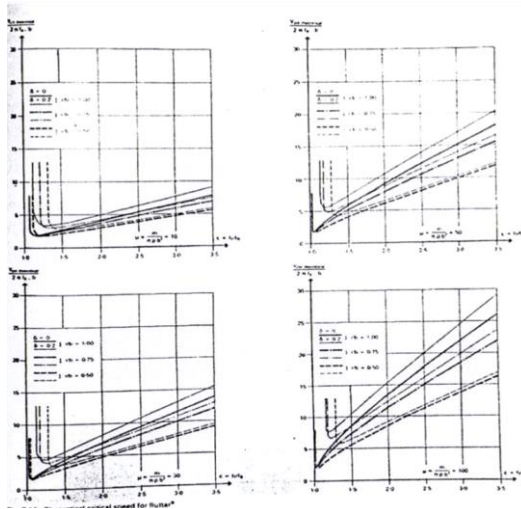
$$t = \frac{\pi}{2} = 1,57 \text{ detik} \quad (3.29)$$

b. Kecepatan kritis teoritis, V_{kritis} teoritis metode KLOEPPPEL
 V_{kritis} teoritis $= 2 \cdot \pi \cdot f_B \cdot b$

$b = 1/2$ lebar lantai kendaraan

dapat dicari secara grafis tergantung dari 3 besaran atau bisa plot pada Gambar 3.13.

$$\mu = \frac{m}{\pi \cdot \rho \cdot b^2} ; \quad \varepsilon = \frac{f_T}{f_B} ; \quad \frac{\delta}{b} \quad (3.30)$$



Gambar 3.13 Kecepatan kritis teori efek ayunan

c. Kecepatan kritis aktual, V_{kritis} teoritis

Pada kenyataannya lebih kecil dari teoritisnya dihitung dari kecepatan kritis teoritis berdasarkan koreksi sudut datang angin terhadap arah horisontal yang rata-rata 60° , η :

$$V_{kritis \text{ teoritis}} = \frac{\eta(\alpha = \pm 6^\circ)}{\eta(\alpha = 0^\circ)} V_{kritis\text{-teoritis}} \quad (3.31)$$

$$\frac{\eta(\alpha = \pm 6^\circ)}{\eta(\alpha = 0^\circ)} \rightarrow \text{atau } \eta, \text{ koefisien koreksi}$$

3.4.3 Desain Angker

Anker kabel yang dipasang menyesuaikan jumlah *strand* kabel yang telah dihitung. Analisa ini meliputi cek tegangan pada beton pada saat pemberian gaya tarik (*stressing*).

Pemberian gaya tarik dilakukan pada saat beton berusia 14 hari, dengan kuat tekan beton diperkirakan $85\% f'_c$.

$$f'_c = 85\% \times f'_c \quad (3.32)$$

$$f_{cp} = 0,8 \cdot f_c \sqrt{\frac{A_{p'}}{A_p}} - 0,2 \quad (3.33)$$

Dimana :

$$A_{p'} = H \times H$$

$$A_p = (A \times A) - \text{Area } \emptyset D$$

Tegangan di bawah pelat anker :

$$f_t = \frac{P}{A_p} \quad (3.34)$$

Kontrol :

$$f_{cp} > f_t \quad (3.35)$$

3.4.4 Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan dilakukan dengan cara kantilever, karena pada kondisi lapangan tidak memungkinkan untuk dipasang perancah (penyokong sementara), lihat Gambar 2.9.

3.5 Permodelan dan Analisa Struktur

Memodelkan dan menganalisa struktur utama dengan program MIDAS/Civil. Keunggulan program ini adalah dapat menganalisa struktur jembatan terhadap metode pelaksanaan yang akan dilaksanakan. Jembatan Cable-Stayed dalam perencanaannya sangat bergantung pada metode pelaksanaan dilapangan.

3.6 Gambar Kerja

Tahapan akhir dari perencanaan berupa penyusunan gambar kerja, dalam pengerjaannya digunakan program bantu AutoCAD. Susunan gambar kerja berupa :

1. Denah jembatan
2. Potongan melintang dan memanjang
3. Penulangan
4. Konfigurasi kabel
5. dan Struktur utama

BAB IV PRELIMINARY DESAIN

Preliminary desain dilakukan untuk menentukan parameter-parameter yang diperlukan sesuai dengan standart yang sudah ada sebelumnya. Parameter tersebut adalah dimensi-dimensi awal struktur baik struktur utama maupun struktur sekunder dan juga properti material yang akan digunakan sebagai data awal untuk menganalisa struktur tersebut. Jika dalam analisa perencanaan awal kemampuan struktur tidak memenuhi syarat maka parameter yang telah ditentukan bisa diubah sesuai kebutuhan yang diperlukan.

4.1 Gelagar Box

1. Material : Beton
2. Mutu Beton : f'c 65
3. γ : 2.5 ton/m³

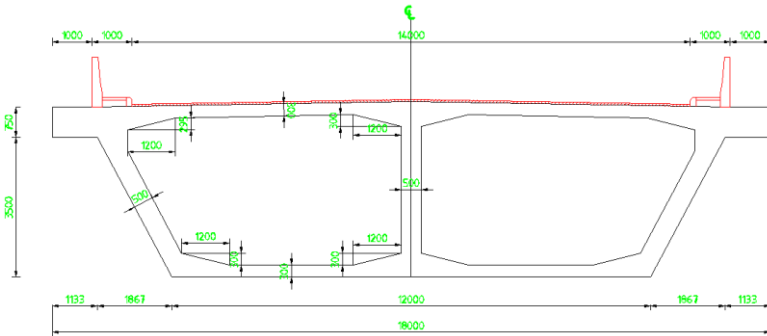
Jembatan Duplikasi Musi II direncanakan dengan sistem *cable stayed* dan *box girder pratekan*. Dengan lebar total 18 m dan bentang total jembatan 698 m terbagi menjadi 5 segmen yaitu 80 + 170 + 170 + 170 + 80 (m). Dalam perencanaan jembatan ini menggunakan *multispan* yaitu 4 pylon dengan jarak antar pylon 170 m. Lebar box girder direncanakan 18 m dan tiap segmen box yaitu 5 m. Adapun perencanaan dimensi profil *box girder* yang digunakan berdasarkan peraturan AASTHO, 2012.

Dalam peraturan AASTHO, 2012 rasio bentang dengan tinggi yang efisien untuk bentang menerus digunakan 1/30 s/d 1/50.

$$\begin{aligned} \text{Tinggi box girder (do)} & : \frac{1}{30} > \frac{do}{L} > \frac{1}{50} \\ & : \frac{1}{30} 170m > \frac{do}{L} > \frac{1}{50} 170m \\ & : 5.67 \text{ m} > do/L > 3.4 \end{aligned}$$

Dalam tugas akhir ini, tinggi *box girder* direncanakan menggunakan perbandingan 1/40 (lihat Gambar 4.1)

$$d_o = \frac{1}{40} \times 170\text{m} = 4.25 \text{ m}$$



Gambar 4.1 Rencana penampang box

4.2 Pylon

1. Material : Beton bertulang
2. $f'c$: 40 Mpa
3. f_y : 400 Mpa

Beton dengan mutu ini mudah dalam pengerjaannya di lapangan dengan kontrol kualitas yang ketat dan tahan terhadap cuaca.

Tinggi *pylon* yang efektif untuk melayani beban

$$h = \frac{L}{4 \approx 6} = \frac{170}{4} = 42.5 \text{ m}$$

Dimana :

h = tinggi pylon (m)

L = bentang terpanjang (m)

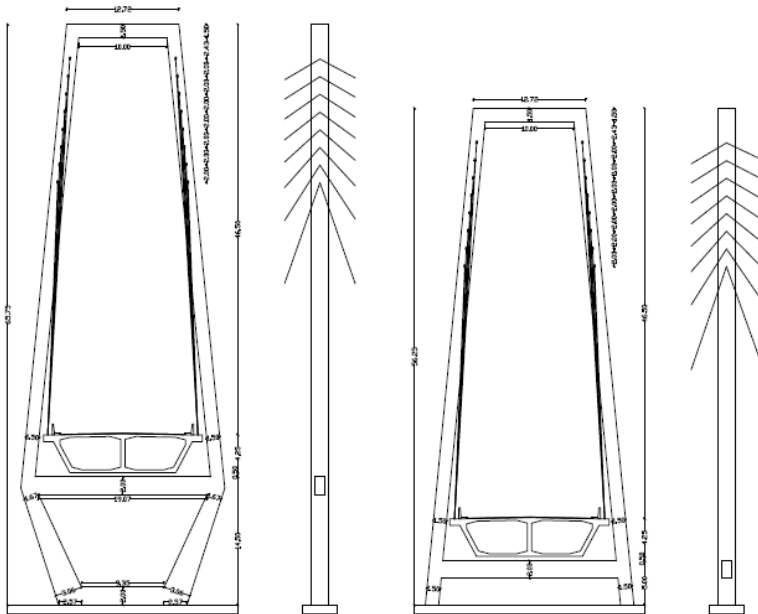
Penentuan tinggi *pylon* menurut Parke dan Huson, 2008 perbandingan antara bentang terpanjang dengan tinggi menara yaitu antara 0.2 – 0.25.

$$h = 0.25 \times 170 \text{ m} = 42.5 \text{ m} \approx 46.5 \text{ m}$$

Sehingga dari perbandingan menurut Parke dan Huson dimana bentang terpanjang dan tinggi *pylon* harus diantara 0.2 –

0.25 maka ditetapkan tinggi *pylon* yaitu 47 m (sudah termasuk tinggi jagaan).

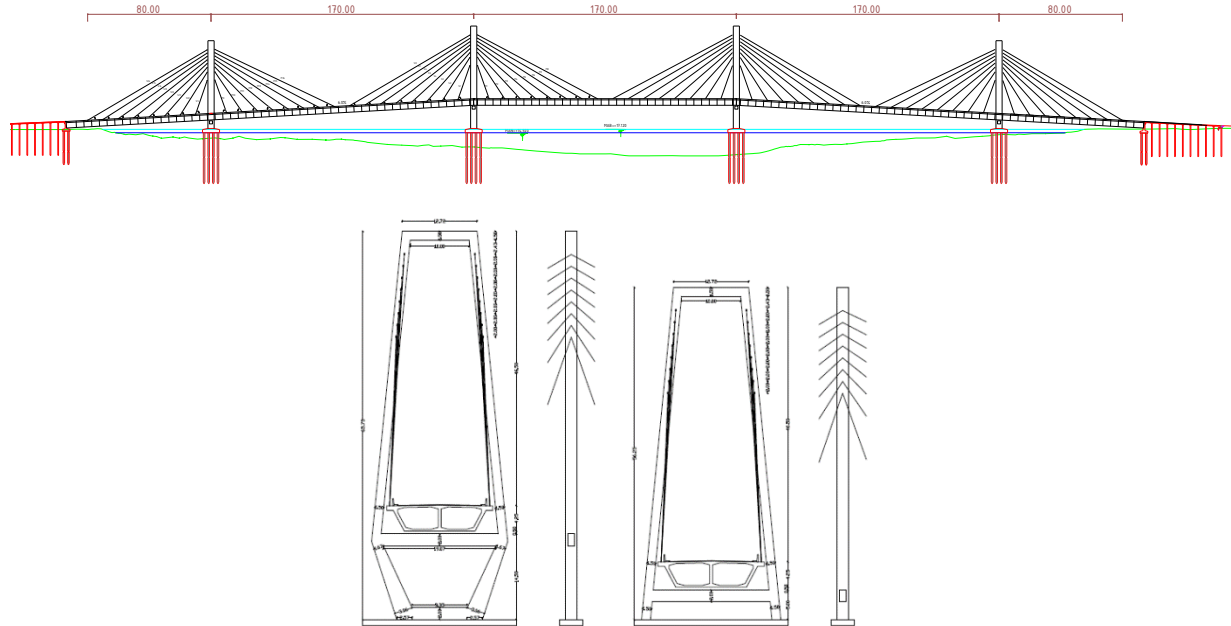
Dapat dilihat pada gambar 4.2 bentuk *pylon* menggunakan tipe A frame pada bentang samping dan tipe diamon pada bentang tengah agar lebih hemat tempat dan biaya.



Gambar 4.2 Rencana penampang *pylon*

4.3 Kabel

Konfigurasi susunan kabel pada arah melintang berupa *Double Planes System*, sedangkan untuk arah memanjang berupa *Semi Harp Pattern*, lihat Gambar 4.3. Untuk penentuan jarak kabel dijelaskan oleh Walther, 1999 jika dek dari beton, jarak antar kabel terpisah 5 – 10 m. Hal ini memberikan banyak keuntungan dan mungkin sangat penting untuk struktur dengan bentang panjang. Oleh karena itu dalam perencanaan ditetapkan jarak antar kabel sebesar 10 m.



Gambar 4.3 Susunan kabel arah memanjang berupa Semi Harp Pattern dan susunan melintang berupa Double Planes System

Ada dua jenis kabel paralel *VSL 7-wire strand* yang dapat digunakan untuk jembatan kabel sesuai standart Euronorme 138-3 dan ASTM A 416-06 Grade 270, lihat Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Jenis Kabel dan Angker

Standart	ASTM A 416-06	Euronorme 138-3
\emptyset (mm)	15,2	15,7
As (mm)	140	150
f_u ($f_{ijin}=0,45f_u$)(Mpa)	1860 (1302)	1770 (1239)
Ukuran anker	7, 12, 19, 31, 37, 61, dan 91 strand	

Menurut RSNI T-03-2005 pasal 12.6 kabel pemikul utama yang dipergunakan untuk struktur-struktur jembatan kabel dan jembatan gantung harus dibuat dari material mutu tinggi dengan kuat tarik minimum 1800 N/mm^2 . Maka dalam perencanaan jembatan digunakan kabel tipe ASTM A 416-06 Grade 270.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Struktur sekunder jembatan terdiri dari kerb, dan railing jembatan. Dalam perhitungan, struktur sekunder dianalisa bersama-sama struktur utama, karena struktur sekunder banyak berpengaruh pada perilaku struktur utama dimana struktur sekunder juga menyatu dengan struktur utama. Maka dari itu, struktur sekunder tidak boleh diabaikan.

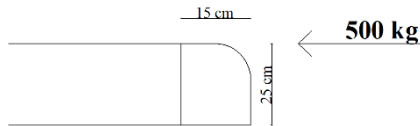
5.1 Perencanaan Kerb dan Tiang Sandaran

5.1.1 Perencanaan kerb

Kerb merupakan balok trotoar yang terletak di sisi luar dari trotoar. Pada puncak kerb bekerja gaya horizontal sebesar 500 kg. Dimensi kerb direncanakan dengan lebar 15 cm dan tebal 25 cm (Gambar 5.1).

Data-data yang dibutuhkan untuk perhitungan :

- Panjang total jembatan = 698 m
- Jumlah kerb = 2 buah (kanan-kiri)
- Dimensi kerb = 15 cm x 25 cm
- Beton decking = 20 mm
- Mutu beton (f_c') = 35 Mpa
 $\beta_1 = 0.85 - (((35-30)/7) \times 0.05) = 0.814$
- Mutu baja tulangan (f_y) = 240 Mpa
- Tulangan yang dipakai = $\emptyset 12$ mm



Gambar 5.1 Kerb

Tulangan

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \text{Gaya horizontal } H \times \text{tebal kerb} \\ &= 500 \text{ kg} \times 25 \text{ cm} \\ &= 12500 \text{ kgcm} = 1,25 \times 10^6 \text{ Nmm} \\ d &= 150-20-(0.5 \times \emptyset) \end{aligned}$$

lentur

$$= 150 - 20 - (0.5 \times 12)$$

$$= 124 \text{ mm}$$

b = 1000 mm (ditinjau per 1 m arah panjang jembatan)

$$R_n = \frac{Mu}{\phi x b x d^2} = \frac{1.25 \times 10^6}{0.8 \times 1000 \times 124^2} = 0.102 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{240}{0.85 \times 35} = 8.067$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{240} = 0.006$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 f_c' x \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 35 \times 0.814}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.072$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_{\text{balance}}$$

$$= 0.75 \times 0.072$$

$$= 0.054$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{8.067} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8.067 \times 0.102}{240}} \right]$$

$$= 0.000372$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$, maka yang menentukan adalah ρ_{\min}

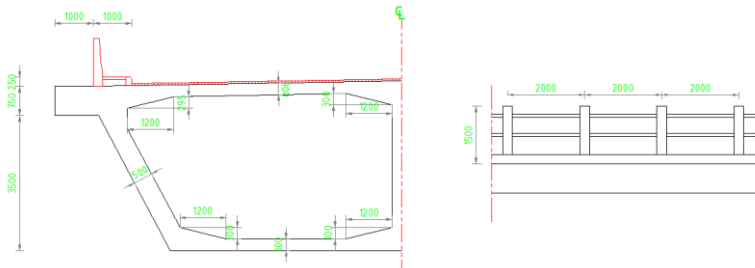
$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0.006 \times 1000 \times 124$$

$$= 744 \text{ mm}^2$$

Dipakai $\emptyset 12 - 150$ (As pakai = 753.6 mm²)

5.1.2 Perencanaan tiang sandaran



Gambar 5.2 Dimensi Trotoar dan Tiang Sandaran

a. Data perencanaan

Tinggi tiang sandaran	= 1.5 m
Tebal tiang	= 0.25 m
Jarak antar tiang sandaran	= 2 m
Dimensi	= 25 cm x 25 cm (Gambar 5.2)
γ beton	= 24 kN/m ³
$f'c$	= 35 Mpa
f_y	= 300 Mpa
Cover	= 40 mm
Tulangan lentur	= D10
Tulangan geser	= Ø10

b. Pembebanan

Railing direncanakan menerima beban $w = 0.75$ kN/m (RSNI T 02 2005 pasal 12.5) yang bekerja sepanjang L pada pipa sandaran paling atas.

c. Hasil analisa

Setiap tiang sandaran menerima momen :

$$\begin{aligned} M_u &= w \times L \times H \\ &= 0.75 \times 2 \times 1.5 \\ &= 2.25 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Geser :

$$\begin{aligned} V_u &= w \times L \\ &= 0.75 \times 2 \end{aligned}$$

$$= 1.5 \text{ kN}$$

d. Perhitungan tulangan

1. Tulangan lentur

Karena f'_c beton sebesar 35 Mpa, maka :

$$\beta_1 = 0.814 \text{ (SNI 2847 pasal 12.2.7.3)}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 x f'_c x \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 x 35 x 0.814}{300} \times \frac{600}{600 + 300} \\ &= 0.054 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.054 = 0.04$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{300} = 0.0046$$

Direncanakan tulangan 4D10 :

$$\begin{aligned} A_s &= n \times A \\ &= 4 \times (0.25 \times \pi \times 10^2) \\ &= 314.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal tiang} - \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}} - 0.5D_{\text{lentur}} \\ &= 250 - 40 - 10 - 0.5 \times 10 \\ &= 195 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= A_s / (d \times b) \\ &= 314.2 / (195 \times 150) \\ &= 0.011 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} \\ &= \frac{314.2 \times 300}{0.85 \times 35 \times 150} = 21.12 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y (d - a/2) \\ &= 314.2 \times 300 (195 - 21.12/2) \\ &= 17385314.4 \text{ Nmm} \\ &= 17.385 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.8 \times 17.385 \\ &= 13.91 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = 2.25 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n > M_u \text{(ok!)}$$

2. Tulangan geser

Struktur yang dibebani geser dan lentur berlaku :

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{35} \times 150 \times 195 \\ &= 28.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada SNI 03 2847 2002 pasal 13.5(4) disebutkan jika :

- $V_u \leq 0.5\phi V_c$, maka tulangan sengkang tidak perlu
- $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$, maka perlu sengkang minimum ($\emptyset 8 - 200$)
- $V_u > \phi V_c$, maka perlu tulangan sengkang
- $V_s > \phi 2/3 \sqrt{f'c'} \times b_w \times d$, maka penampang harus diperbesar

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.75 \times 28.84 \\ &= 21.63 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1/2 \phi V_c &= 0.5 \times 21.63 \\ &= 10.815 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u = 1.5 \text{ kN}$$

Kesimpulan, $V_u \leq 0.5\phi V_c$ maka tulangan geser tidak diperlukan

Dalam pelaksanaan dipasang spasi maksimum

$$\begin{aligned} &= 1/2 d \\ &= 1/2 \times 195 = 98 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser $\emptyset 10 - 90$

3. Panjang penanaman tulangan

Tulangan ditanam minimum sepanjang $d = 195 \text{ mm}$ dan tidak boleh kurang dari $12db = 12 \times 10 = 120 \text{ mm}$ dan dikait 90° sepanjang $12db$

5.2 Pembebanan trotoar

Direncanakan trotoar dan kerb bersifat membebani gelagar utama karena trotoar dan kerb menumpu di struktur utama. Pada RSNI T 02 2005 semua elemen dari trotoar atau jembatan penyeberangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk memikul beban nominal sebesar 5 kPa (lihat Tabel 5.1).

Direncanakan :

Lebar trotoar (l) = 1 m

Tinggi trotoar (t) = 0.25 m

Luas trotoar (A) = 1 x 698 = 698 m²

Berat sendiri :

Berat beton = 2 x 1 x 0.25 x 2400 kg/m³ = 1200 kg/m

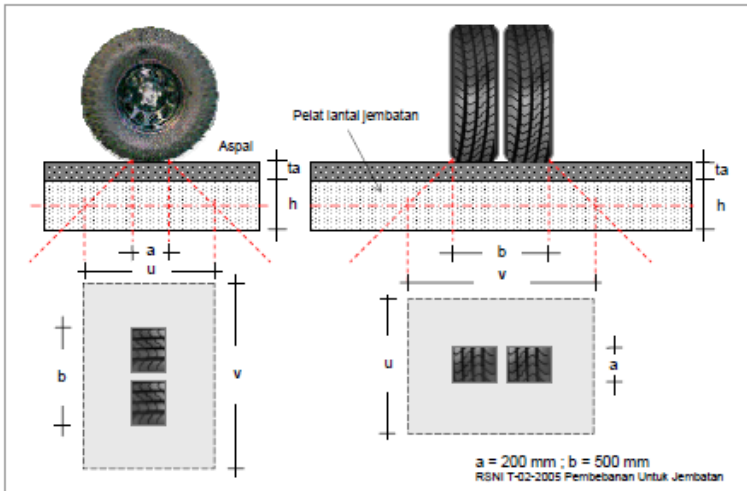
Berat perlengkapan = 20% x Q = 20% x 1200 = 240 kg/m

Berat trotoar total = 1200 + 240 = 1440

Tabel 5.1 Luas trotoar terhadap beban nominal

Luas	Beban Nominal (kPa)
$A < 10 \text{ m}^2$	5
$10 < A < 100 \text{ m}^2$	$5.33 - A/30$
$A \geq 100 \text{ m}^2$	2

5.3 Cek kuat geser pons



Gambar 5.3 Bidang penyebaran tekanan roda

Rumus geser pons

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \cdot b' \cdot h$$

Dimana :

$$u = a + 2ta + h \text{ (lihat Gambar 5.3)}$$

$$v = b + 2ta + h \text{ (lihat Gambar 5.3)}$$

$$a = 200 \text{ mm (lihat Gambar 5.3)}$$

$$b = 500 \text{ mm (lihat Gambar 5.3)}$$

$$b' = 2u + 2v$$

$$h = ts = \text{tebal pelat efektif} = \text{Tebal beton} - \text{selimut beton} - 0,5D$$

$$ta = \text{tebal lapis aspal}$$

maka,

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{65} \cdot 6600 \cdot 239$$

$$V_c = 2119,6 \text{ KN}$$

Syarat,

$$V_c > \text{Beban truk} \times \text{Kutt} \times \text{DLA}$$

$$2119,6 \text{ KN} > 112,5 \times 1,8 \times 1,3$$

$$2119,6 \text{ KN} > 263,25 \text{ KN} \dots \mathbf{OK}$$

Halaman ini sengaja dikosongkan

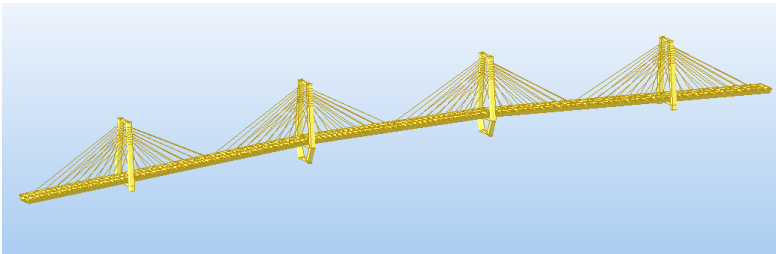
BAB VI

ANALISA STRUKTUR

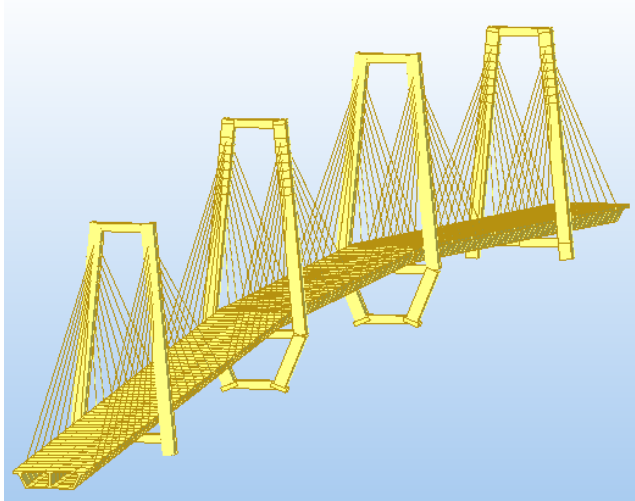
Bab ini akan membahas gaya-gaya yang terjadi pada struktur utama, meliputi gelagar melintang, *box girder*, kabel, blok anker, *pylon* dan perletakan. Untuk menganalisa struktur jembatan *cable-stayed* ini, analisa struktur menggunakan bantuan program Midas Civil 2011. Dengan menggunakan fitur *construction stage*, program ini lebih diunggulkan dibandingkan dengan program lain yang ada. Bab ini akan membahas permodelan struktur, pembebanan dan analisa struktur yang meliputi : *static analysis*, *staging analysis* dan *dynamic analysis*. Beban-beban yang termasuk dalam *static analysis* antara lain beban mati, beban mati tambahan, beban hidup, beban rem dan beban angin. Beban-beban yang termasuk dalam *staging analysis* adalah beban yang bekerja diatas jembatan sewaktu dalam pelaksanaan pendirian jembatan. Sedangkan beban-beban yang termasuk dalam *dynamic analysis* adalah beban gempa dengan *respons spectrum analysis*.

6.1 Permodelan Struktur

Permodelan struktur jembatan ini akan dimodelkan sebagai struktur 3 dimensi dengan permodelan sebagai berikut :



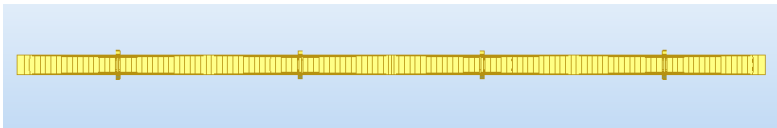
Gambar 6.1 Prespektif Jembatan



Gambar 6.2 Tampak Depan Jembatan



Gambar 6.3 Tampak Samping Jembatan



Gambar 6.4 Tampak Atas Jembatan

6.2 Analisa Statik

Beban –beban yang termasuk beban statis antara lain : beban tetap, beban hidup, beban rem dan beban angin. Untuk beban tetap, berat sendiri struktur seperti box girder, pylon dan kabel tidak akan dihitung pada perhitungan pembebanan dikarenakan beban tersebut akan dihitung secara otomatis pada program Midas Civil 2011.

6.2.1 Pembebanan

1. Beban tetap (MS)

a. Beban sendiri box girder

Faktor beban = 1,2 ...*SNI 1725 2016 (Tabel 3)*

$$\begin{aligned} P &= A \times B_j \text{ beton} \times 1,2 \\ &= 17,83 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,2 \\ &= 534,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Beban mati tambahan (MA)

Berat aspal

Faktor beban = 2

$$\begin{aligned} W &= \text{tebal aspal} \times \text{lebar aspal} \times B_j \text{ aspal} \times \text{kuma} \\ &= 0,05 \text{ m} \times 14 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 2 \\ &= 30,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berat trotoar

$$\begin{aligned} W &= \text{tebal trotoar} \times \text{lebar trotoar} \times B_j \text{ beton} \times \text{jumlah} \\ &= 0,25 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 2 \\ &= 12,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berat kerb

$$\begin{aligned} W &= \text{tinggi kerb} \times \text{lebar kerb} \times B_j \text{ beton} \times \text{jumlah} \\ &= 0,25 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 2 \\ &= 1,875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berat tiang sandaran

$$W = 2,5 \text{ kN/m (asumsi)}$$

Berat perlengkapan

$$\begin{aligned} W &= 20\% \text{ beban trotoar} \\ &= 20\% \times 12,5 \text{ kN/m} \\ &= 2,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berat total

Faktor beban = 2 ...*SNI 1725 2016 (Tabel 4)*

$$\begin{aligned} W_{\text{tot}} &= 30,8 + ((12,5 + 1,875 + 2,5 + 2,5) \times 2) \\ &= 69,55 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } (P + W) &= 534,9 \text{ kN/m} + 69,55 \text{ kN/m} \\ &= 604,45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban hidup

a. Beban terbagi rata (BTR)

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

$$BTR = 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{10} \right) = 18 \text{ KN} / \text{m}^2 > 9 \text{ KNm}^2$$

Maka dipakai = 9 KN/m²...*SNI 1725 2016 pasal 8.3.1*

Faktor beban = 1,8 ...*SNI 1725 2016 (Tabel 12)*

W = BTR x lebar lantai x 1,8

$$= 9 \text{ kN/m}^2 \times 14 \text{ m} \times 1,8$$

$$= 226,8 \text{ kN/m}$$

b. Beban garis terpusat (BGT)

BGT = 49 kN/m ...*SNI 1725 2016 pasal 8.3.1*

Faktor beban = 1,8 ...*SNI 1725 2016 (Tabel 12)*

W = BGT x lebar lantai x 1,8

$$= 49 \text{ kN/m} \times 14 \text{ m} \times 1,8$$

$$= 1234,8 \text{ kN}$$

c. Beban truk "T" (TT)

T = 112,5 kN ...*SNI 1725 2016 pasal 8.4.1*

Faktor beban = 1,8 ...*SNI 1725 2016 (Tabel 13)*

FBD = 30 % ...*SNI 1725 2016 pasal 8.6*

W = T x 1,8 x FBD

$$= 112,5 \text{ kN} \times 1,8 \times (1 + 30\%)$$

$$= 263,25 \text{ kN}$$

d. Beban pejalan kaki (TP)

P = 5 kN/m ...*SNI 1725 2016 pasal 8.9*

Faktor beban = 1,8 ...*RSNI T 02 2005 (Tabel 16)*

W = P x 1,8

$$= 5 \text{ kN/m} \times 1,8$$

$$= 9 \text{ kN/m}$$

3. Beban rem (TB)

Gaya rem harus diambil terbesar dari :

25% dari berat gandar truk desain

5% dari berat truk rencana + beban lajur terbagi rata (BTR)

... **SNI 1725 2016 pasal 8.7**

Faktor beban = 1 ...**SNI 1725 2016 (Tabel 14)**

$$W = 25\% \times 225 \text{ kN} \times 1$$

$$= 56,25 \text{ kN}$$

$$W = 5\% \times (500 \text{ kN} + 226,8 \text{ kN}) \times 1$$

$$= 36,34 \text{ kN}$$

Maka, digunakan gaya rem 25% dari berat gandar truk desain dengan $W = 56,25 \text{ kN}$.

4. Beban angin

Berdasarkan SNI 1725 2016 pasal 9.6, beban bekerja pada konstruksi langsung (EWs) dan melalui kendaraan yang lewat (EW₁).

a. Beban angin pada struktur

$$V_{10} = 100 \text{ km/jam} \dots \text{SNI 1725 2016 pasal 9.6.1}$$

$$V_B = 100 \text{ km/jam} \dots \text{SNI 1725 2016 pasal 9.6.1}$$

$$Z = 15000 \text{ mm}$$

$$V_O = 19,3 \text{ km/jam} \dots \text{SNI 1725 2016 (Tabel 28)}$$

$$Z_O = 2500 \text{ mm} \dots \text{SNI 1725 2016 (Tabel 28)}$$

$$P_B = 0,0024 \text{ kN/mm} \dots \text{SNI 1725 2016 (Tabel 29)}$$

$$V_{DZ} = 2,5V_O \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_O} \right)$$

$$V_{DZ} = 86,45 \text{ km/jam}$$

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

$$P_D = 0,0018 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{ws} = P_D \times \text{tinggi box}$$

$$= 0,0018 \times 4250 \text{ mm}$$

$$= 7,62 \text{ N/mm} \approx 7,62 \text{ kN/m}$$

Karena $E_{ws} > 4,4 \text{ kN/m}$ maka digunakan EWs rencana yaitu sebesar $7,62 \text{ kN/m}$

b. Gaya angin pada kendaraan

$$EW_1 = 1,46 \text{ kN/m} \text{ (tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan)} \dots \text{SNI 1725 2016 pasal 9.6.1.2}$$

$$\text{Maka, } EW_1 = 1,46 \times 1,8 \times 1,78 \text{ (jarak ke titik pusat)}$$

$$= 4,68 \text{ kNm}$$

5. Beban temperatur (Eun)

$$\Delta_T = \alpha L (T_{\max \text{ design}} - T_{\min \text{ design}})$$

Dimana :

L = panjang komponen jembatan (mm)

 α = koefisien muai temperatur (mm/mm/°C)

$$\Delta_T = 0,000011 \times 698000 (40 - 15) = 191,95^\circ\text{C}$$

Tabel 6.1 Rekapitulasi Pembebanan

Jenis Beban	Nilai	LF	Total	Satuan
Beban mati				
Box girder*	445,75	1,2	534,9	kN
Beban mati tambahan				
Aspal*	30,8			kN
Trotoar*	12,5			kN
Kerb*	1,875			kN
Tian sandaran*	2,5			kN
Perlengkapan*	2,5			kN
Total	50,175	2	100,35	kN
Beban hidup				
Beban terbagi rata (BTR)*	126	1,8	226,8	kN
Beban garis terpusat (BGT)	686	1,8	1234,8	kN
Beban truk "T" (TT)	146,25	1,8	263,25	kN
Beban pejalan kaki*	5	1,8	9	kN
Beban rem				
W	56,25	1	56,25	kN
Beban angin				
EW _s *	7,62		7,62	kN
EW ₁	4,68		4,68	kNm
Beban temperatur				
Eun	191,95		191,95	°C

Catatan * ditinjau tiap meter

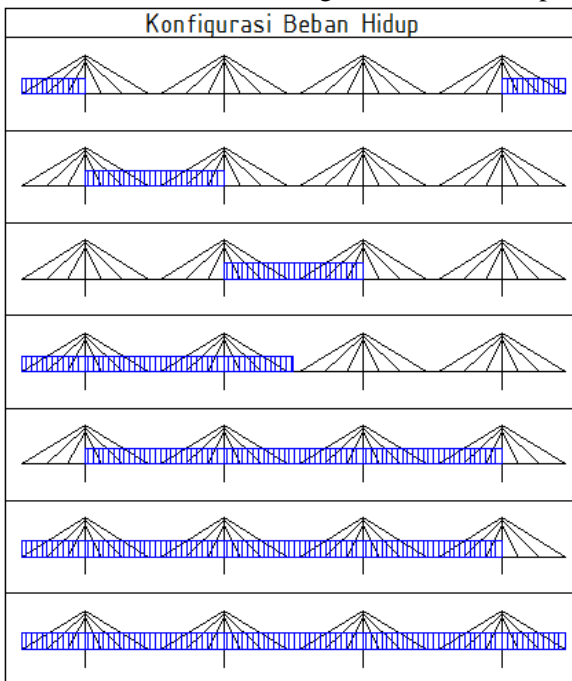
6.2.2 Kofigurasi beban

Untuk memperoleh pengaruh yang paling maksimum, akan digunakan beban dengan konfigurasi yang dapat dilihat pada Tabel 6.2.

Tabel 6.2 Konfigurasi Beban

Keadaan Batas	Konfigurasi Beban
Kuat I	$1,2MS + 2MA + 1,8TT + 1,8TD + 1,8TB + 1,8TP + 1,2EUn$
Kuat III	$1,2MS + 2MA + 1,4EWs + 1,2EUn$
Kuat IV	$1,2MS + 2MA + 1,2EUn$
Kuat V	$1,2MS + 2MA + 0,4EWs + 1EWL + 1,2EUn$
Ekstrem I	$1,2MS + 2MA + 0,5TT + 0,5TD + 0,5TB + 0,5TP + 1EQ$
Daya layan I	$1MS + 1MA + 1TT + 1TD + 1TB + 1TP + 0,3EWs + 1EWL + 1,2EUn$

Tabel 6.3 Ilustrasi Konfigurasi Beban Hidup

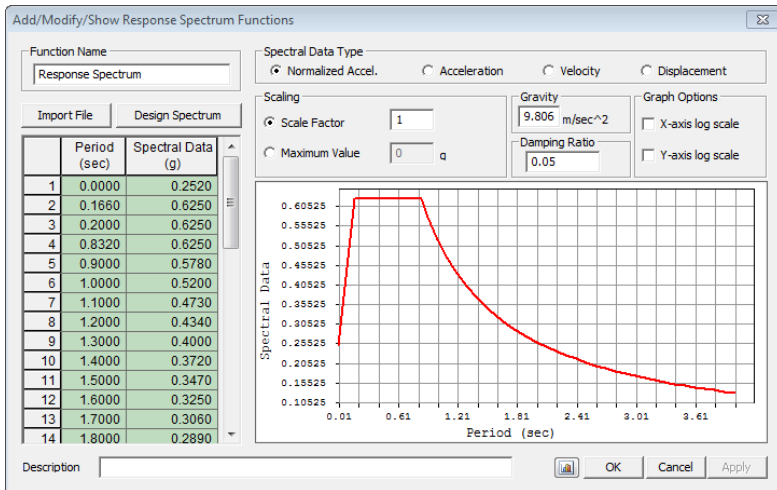


Tabel 6.4 Gaya-gaya dalam akibat pembebanan

	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
Kuat I (1,2MS + 2MA + 1,8TT + 1,8TD + 1,8TB + 1,8TP + 1,2EUn)						
Max	19990,71	0	30671,45	0	789703,75	0
Min	-64528,47	0	-32134,45	0	-659538,53	0
Kuat III (1,2MS + 2MA + 1,4EWs + 1,2EUn)						
Max	7606,48	3542,61	22598,82	16729,97	536137,96	539455,83
Min	-36200,95	-3542,61	-22642,21	-16729,97	-464360,68	-539489,17
Kuat IV (1,2MS + 2MA + 1,2EUn)						
Max	7606,48	0	22598,82	0	536137,96	0
Min	-36200,95	0	-22642,21	0	-464360,68	0
Kuat V (1,2MS + 2MA + 0,4EWs + 1EW1 + 1,2EUn)						
Max	7606,48	2530,63	22598,82	11966,27	536137,96	385358,79
Min	-36200,95	-2530,63	-22642,21	-11966,27	-464360,68	-385382,6
Ekstrem I (1,2MS + 2MA + 0,5TT + 0,5TD + 0,5TB + 0,5TP + 1EQx + 0,3EQy)						
Max	9438,49	1494,02	19449,78	6466,18	416197,89	203913,56
Min	-50123,72	28,36	-17574,29	61,37	-310018,57	15,19
Ekstrem I (1,2MS + 2MA + 0,5TT + 0,5TD + 0,5TB + 0,5TP + 0,3EQx + 1EQy)						
Max	7822,91	4980,06	18518,17	21553,94	396573,18	679711,88
Min	-51287,75	94,55	-18347,08	204,57	-326911,39	50,62
Daya layan I (1MS + 1MA + 1TT + 1TD + 1B + 1TP + 0,3EWs + 1EW1 + 1,2EUn)						
Max	14311,56	759,94	23805,32	3637,07	611359,31	115716,18
Min	-42853,15	-759,94	-24452,47	-3637,07	-509873,9	-115723,32

6.3 Analisa Dinamik

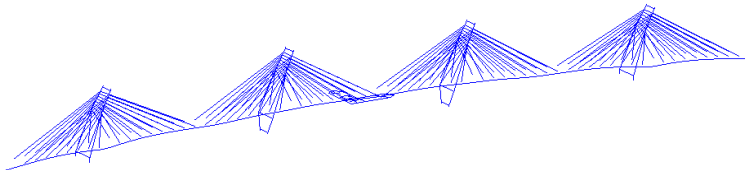
Untuk pembebanan gempa digunakan *response spectrum analysis* yang sudah terdapat pada menu di program MIDAS CIVIL 2011. Berdasarkan pada Peta Zona Gempa Indonesia (petagempa.pusjatan.pu.go.id) Penentuan Spektrum Respons Desain di Permukaan Tanah untuk Jembatan, Kota Palembang dengan kondisi tanah lunak (SE) didapatkan data seperti gambar 6.5 yang kemudian diinput dalam program MIDAS CIVIL 2011 dan didapatkan grafik sebagai berikut :



Gambar 6.5 Grafik *Response Spektrum* hasil desain MIDAS

6.3.1 Menghitung koefisien respons gempa elastik (Csm)

Nilai koefisien respons gempa elastik (Csm) dihitung berdasarkan RSNi 2833-2013 pasal 5.4.2
Arah X (Longitudinal)



Gambar 6.6 Vibration mode shape pada mode 1 menunjukkan lentur arah X

Diketahui :

$$T_{\text{output MIDAS}} = 14,326 \text{ sec (mode 1)}$$

$$T_0 = 0,166 \text{ sec}$$

$$T_s = 0,832 \text{ sec}$$

$T_{\text{output MIDAS}} > T_s$ maka menggunakan persamaan ke 3 pada RSNi 2833-2013 pasal 5.4.2.

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,520}{14,326} = 0,036298$$

Maka dapat dihitung gaya geser dasar seismik (V) berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.1 dengan perumusan sebagai berikut :

$$V_{\text{statik}} = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

Dimana :

C_{sm} = koefisien respons gempa elastik pada moda getar

Wt = berat total struktur

= 431575,6 kN (didapat dari jumlah reaksi perletakan arah vertikal pada MIDAS)

R = faktor modifikasi respons

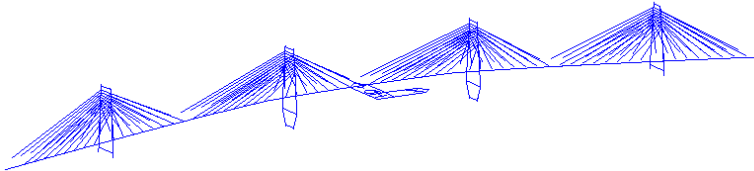
= 1,5 ... *RSNI 2833-2013 pasal 5.7.1 tabel 6*

Sehingga,

$$V_{\text{statik}} = \frac{0,036298}{1,5} \times 431575,6 = 10443,55 \text{ kN}$$

$$0,85 V_{\text{statik}} = 0,85 \times 10443,56 \text{ kN} = 8877,02 \text{ kN}$$

Arah Y (Tranversal)



Gambar 6.7 Vibration mode shape pada mode 2 menunjukkan lentur arah Y

Diketahui :

$$T_{\text{output MIDAS}} = 4,262 \text{ sec (mode 2)}$$

$$T_0 = 0,166 \text{ sec}$$

$$T_s = 0,832 \text{ sec}$$

$T_{\text{output MIDAS}} > T_s$ maka menggunakan persamaan ke 3 pada RSNI 2833-2013 pasal 5.4.2.

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,520}{4,262} = 0,12201$$

Maka dapat dihitung gaya geser dasar seismik (V) berdasarkan RSNI 2833-2013 pasal 5.1 dengan perumusan sebagai berikut :

$$V_{\text{statik}} = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

Dimana :

C_{sm} = koefisien respons gempa elastik pada moda getar

Wt = berat total struktur

= 431575,6 kN (didapat dari jumlah reaksi perletakan arah vertikal pada MIDAS)

R = faktor modifikasi respons

= 3 ...*RSNI 2833-2013 pasal 5.7.1 tabel 6*

Sehingga,

$$V_{\text{statik}} = \frac{0,12201}{3} \times 431575,6 = 17552,18 \text{ kN}$$

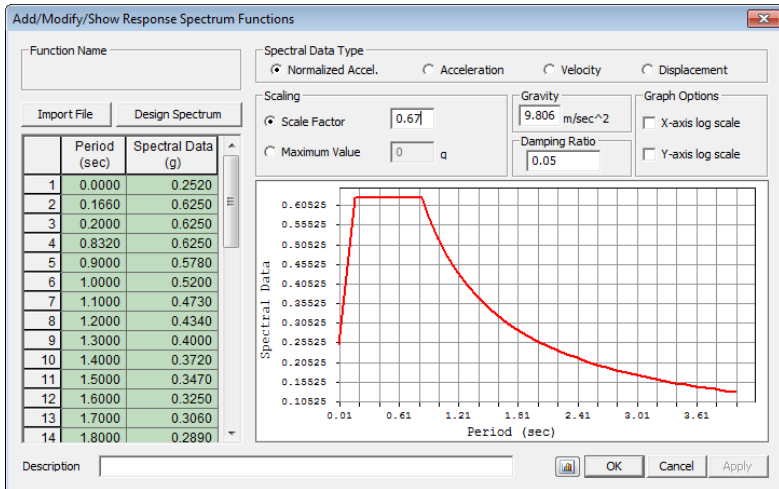
$$0,85 V_{\text{statik}} = 0,85 \times 17552,18 \text{ kN} = 14919,35 \text{ kN}$$

6.3.2 Kontrol pengaruh gempa

Arah X (Longitudinal)

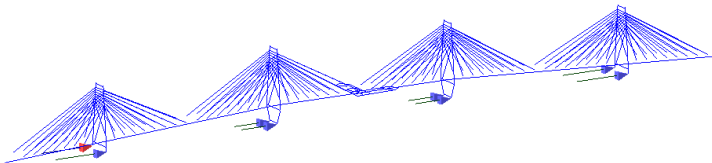
Pada bangunan atas jembatan pengaruh gempa harus direduksi, untuk gempa jembatan pada arah X mempunyai faktor modifikasi respons (R) lebih kecil dari gempa arah Y. Hal ini terjadi karena pada arah X tidak boleh ada struktur yang leleh.

Pada arah X diambil nilai $R = R_{\text{statik}} = 1,5$ sehingga pada respon spektrum MIDAS nilai skala faktor diubah menjadi $\frac{1}{1,5} = 0,67$



Gambar 6.8 Grafik *Response Spektrum* arah X

Kemudian dicari nilai V_{dinamik} akibat gempa arah X dengan menjumlah seluruh reaksi geser arah X pada semua perletakan seperti ditunjukkan pada gambar 6.9 berikut ini.

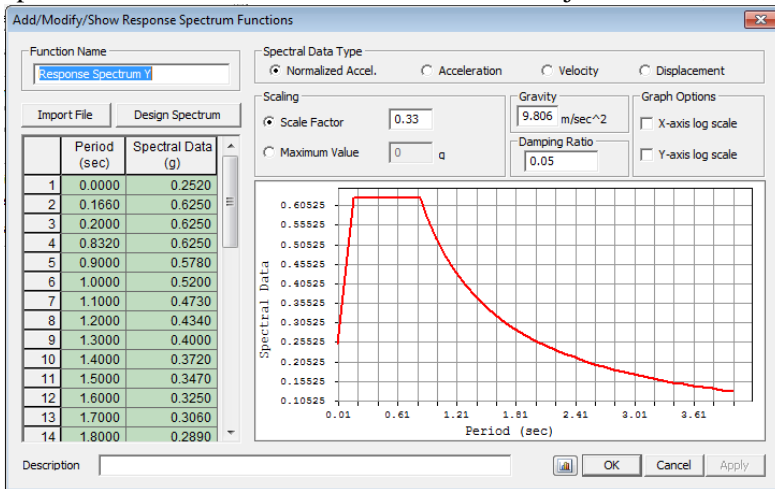


Gambar 6.9 Reaksi gaya geser dasar arah X

Didapat nilai V_{dinamik} arah X = 31273,33 kN, sehingga terkontrol OK karena V_{dinamik} arah X > $0,85 V_{\text{statik}}$ Arah Y (Transversal)

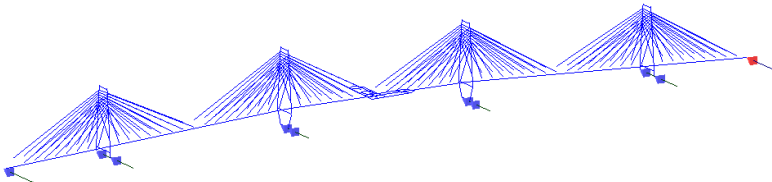
Pada bangunan atas jembatan pengaruh gempa harus direduksi, untuk gempa jembatan pada arah X mempunyai faktor modifikasi respons (R) lebih kecil dari gempa arah Y. Hal ini terjadi karena pada arah Y tidak boleh ada struktur yang leleh, seperti balok pengaku pada *pylon*.

Pada arah Y diambil nilai $R = 3$, maka pada respons spektrum MIDAS nilai skala faktor diubah menjadi $1/3 = 0,33$



Gambar 6.10 Grafik *Response Spektrum* arah Y

Kemudian dicari nilai V_{dinamik} akibat gempa arah Y dengan menjumlah seluruh reaksi geser arah Y pada semua perletakan seperti ditunjukkan pada gambar 6.11 berikut ini.



Gambar 6.11 Reaksi gaya geser dasar arah Y

Didapat nilai V_{dinamik} arah Y = 9195,35 kN, sehingga terkontrol NOT OK karena V_{dinamik} arah Y < 0,85 V_{statik} .

Karena V_{dinamik} arah Y < 0,85 V_{statik} maka gaya gempa harus dikalikan dengan faktor skala agar base shear gempa dinamis minimal sebesar 85% gaya gempa perhitungan statik. Besar faktor skala untuk gempa arah Y sebesar $0,85 \times 14919,35 / 9195,35 = 1,38$

$\approx 2,0$. Kemudian didapat nilai V_{dinamik} arah Y = 18669,43 kN, sehingga terkontrol OK karena V_{dinamik} arah Y $> 0,85 V_{\text{statik}}$.

6.3.4 Hasil analisa dinamis

Kombinasi beban terpilih untuk *response spektrum* adalah ekstrem 1 dengan konfigurasi beban untuk analisa dinamik yang meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa *response spektrum*. Didapat beban terbesar pada konfigurasi ekstrem I.

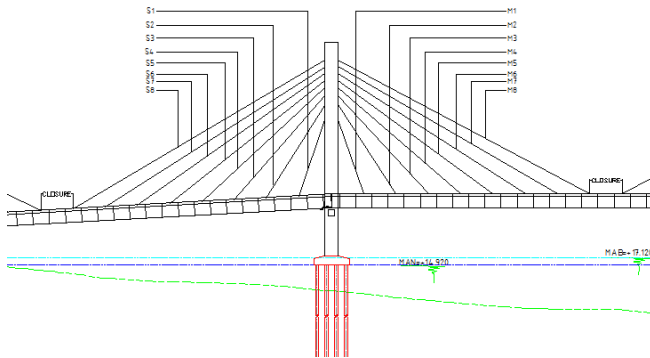
Kemudian hasil gaya-gaya dalam terbesar minimum dan maksimal dapat dilihat pada tabel 6.5 berikut ini :

Tabel 6.5 Gaya-gaya dalam akibat pembebanan gempa

	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN-m)	Moment-y (kN-m)	Moment-z (kN-m)
Ekstrem I (1,2MS + 2MA + 0,5TT + 0,5TD + 0,5TB + 0,5TP + 1EQ _x + 0,3EQ _y)						
Max	9438,49	1494,02	19449,78	6466,18	416197,89	203913,56
Min	-50123,72	28,36	-17574,29	61,37	-310018,57	15,19
Ekstrem I (1,2MS + 2MA + 0,5TT + 0,5TD + 0,5TB + 0,5TP + 0,3EQ _x + 1EQ _y)						
Max	7822,91	4980,06	18518,17	21553,94	396573,18	679711,88
Min	-51287,75	94,55	-18347,08	204,57	-326911,39	50,62

6.4 Analisa Staging

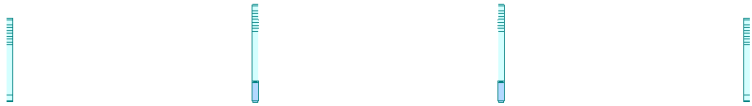
Metode pelaksanaan/ *staging analysis* konstruksi jembatan cable stay ini menggunakan metode *balanced cantilever*. Merupakan salah satu menu utama pada program MIDAS CIVIL dalam analisa struktur. Pada analisa ini beban yang bekerja antara lain beban sendiri *box girder* dan beban *form-traveler*.



Gambar 6.12 Segmental *box girder* untuk *staging analysis* pada program bantu MIDAS

Tahapan pelaksanaan dapat dilihat sebagai berikut :

1. Pembangunan jembatan dimulai dari struktur pylon.



2. Tahap pemasangan *box girder* menggunakan *crane* kemudian ditempatkan diatas perancah sementara dan pemasangan kabel S1, M1, S9 dan M9 dilanjutkan pengangkatan segmen berikutnya



3. Pemasangan kabel S2, M2, S10 dan M10 dilanjutkan pengangkatan segmen berikutnya



4. Pemasangan kabel S3, M3, S11 dan M11 dilanjutkan pengangkatan segmen berikutnya



5. Pemasangan kabel S4, M4, S12 dan M12 dilanjutkan pengangkatan segmen berikutnya



6. Pemasangan kabel S5, M5, S13 dan M13 dilanjutkan pengangkatan segmen berikutnya



7. Pemasangan kabel S6, M6, S14 dan M14 dilanjutkan pengangkatan segmen berikutnya



8. Pemasangan kabel S7, M7, S15 dan M15 dilanjutkan pengangkatan segmen berikutnya



9. Pemasangan kabel S8, M8, S18 dan M16 dilanjutkan pemasangan closure



10. Pemasangan closure dilanjutkan pengangkatan segmen terakhir



6.4.1 Backward Solution

Metode analisis struktur dibuat dengan metode *demolishing procedure* melalui *backward solution* yang sudah tersedia dalam program MIDAS CIVIL 2011. Dimulai dari keadaan final jembatan, kemudian dilanjutkan dengan melepas bagian per bagian hingga sampai keadaan awal.

6.4.2 Pembebanan

1. Beban tetap

a. Beban sendiri box girder

Faktor beban = 1,2 ... *SNI 1725 2016 (Tabel 3)*

$$P = A \times B_j \text{ beton} \times 1,2$$

$$= 17,83 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,2$$

$$= 534,9 \text{ kN/m}$$

$$= 534,9 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m} = 2674,5 \text{ kN} \approx 2500 \text{ kN}$$

2. Beban *form traveler*

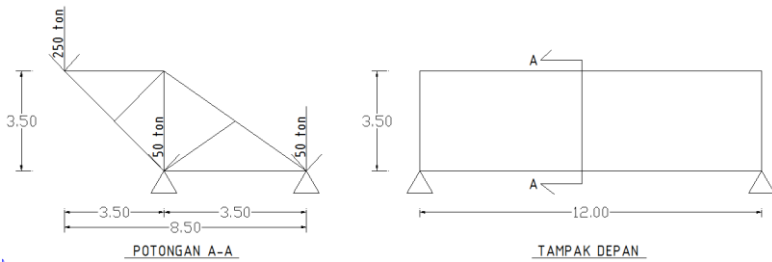
$$P = 1000 \text{ kN}$$

Pada saat pelaksanaan *staging analysis* beban *box girder* akan dipikul oleh *form traveler* yang kemudian akan disalurkan pada jembatan. Untuk konfigurasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 6.6 berikut ini.

Tabel 6.6 Konfigurasi pembebanan *staging analysis*

Kasus	Konfigurasi Beban
1	DL + SDL + <i>Form Traveler</i>

Berikut merupakan spesifikasi *form traveler* yang akan digunakan dalam *staging analysis* dapat dilihat pada gambar 6.12. sedangkan contoh *form traveler* dapat dilihat pada gambar 6.13



Gambar 6.12 Spesifikasi *Form Traveler* (dalam m)



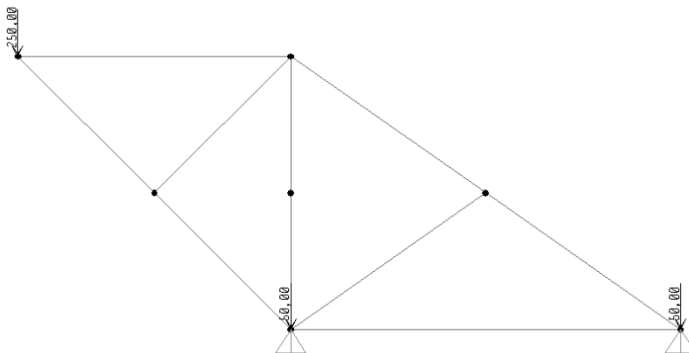
Gambar 6.13 Contoh *Form Traveler*

Tabel 6.7 FT-S Series Form-Traveler (Over Head Model) Main Specification

Item	Description	Specification	
1	Model	FT-S	
2	Capacity	100t ~ 480t	
3	Segment Length	3.5m ~ 7.0m	
4	Deck Width	5m ~ 35m	
5	Bridge Curvature Radius	100m-unlimited	
6	Bridge Type	Balance Cantilever Box Girder or Cable Stay	
7	Launching Mechanism	Hydraulic	
8	Formwork Material	Metal Sheet or Plywood Sheet	
9	Shape of Bridge Section	Any shape	
10	Production Cycle time	5 days – 7 days depend on site condition, concreting capacity, concrete design, pier height, reinforcement fabrication method etc.	
11	Max. Bridge Slope	Longitudinal	7%
		Transverse	5%

Dari perhitungan pembebanan didapatkan :

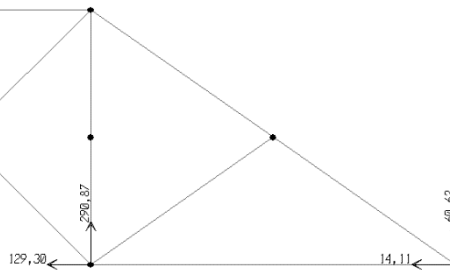
1. *Form traveler* = 1000 kN
 2. Beban mati = 2500 kN
- Beban total = 3500 kN



Gambar 6.14 Permodelan dan input beban pada *form Traveler*

Dalam permodelan dan input beban pada *form traveler* ini, beban yang dianalisa hanya sebesar 3500 kN dari perhitungan sebelumnya, yang meliputi berat sendiri *form traveler* dan berat *box girder* per segmen pengangkatan (dengan panjang segmen 18

m). Sedangkan untuk distribusinya, sisi *form traveler* akan menerima beban sebesar 3500 kN atau sama dengan 350 Ton, dengan pembagian 100 Ton berat sendiri dan 250 Ton berat *box girder* per segmen pengangkatan. Dari analisa menggunakan SAP 2000 V14.2.2 didapatkan hasil analisa untuk reaksi dari *form traveler* akibat beban rencana. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 6.15.



Gambar 6.15 Hasil analisa reaksi pada *form Traveler*

Tabel 6.8 Hasil output gaya dalam deck pada *staging analysis*

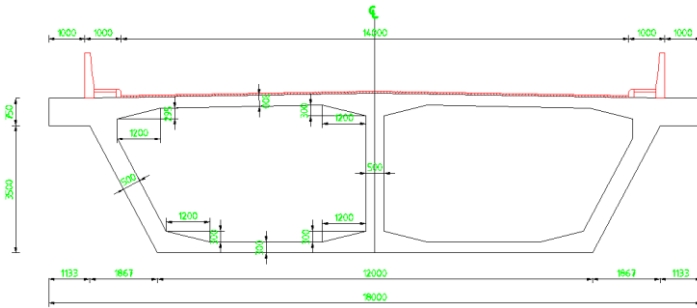
Elem	Load	Stage	Axial (kN)	Shear-z (kN)	Moment-y (kN*m)
34	Summation	CS2	24674,29	-3311,93	-27977,82
50	Summation	CS3	-48087,24	21113,78	37542,28
55	Summation	CS15	-15863,56	3143,04	180055,88

*No elemen lihat dilampiran

Deformasi arah z terbesar terjadi saat pemasangan segmen terakhir pada elemen 36 yaitu sebesar 0,21 m.

BAB VII BOX GIRDER PRATEKAN

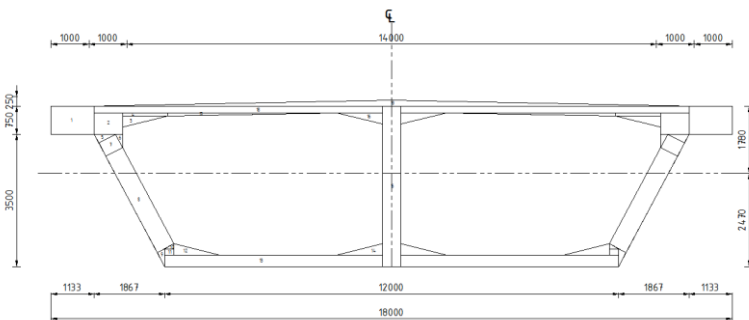
Desain gelagar pada modifikasi jembatan ini menggunakan *concrete box girder* dengan tinggi box = 4,25 meter, tebal deck atas dan bawah 0,3 meter, dan tebal deck samping dan tengah 0,5 meter, lihat Gambar 7.1.



Gambar 7.1 Perencanaan Penampang *Box Girder*

7.1 Perhitungan *Box Girder*

Pada bab ini akan dicek kemampuan dari *box girder* dalam menerima gaya akibat beban dan kombinasi yang direncanakan. Didalam perhitungan penampang *box girder* ini sendiri dibagi dalam beberapa pias. Untuk contoh perhitungan penampang *box girder* seperti Gambar 7.2 akan disajikan dengan Tabel 7.1.



Gambar 7.2 Potongan *Box Girder* Dengan Pembagian Pias

Tabel 7.1 Perhitungan Penampang *Box Girder*

No	Bentuk	n	b	h	A	A x n	ci	A x ci
			(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m)	m ³
1	P	2	1,13	0,75	0,85	1,70	3,87	6,58
2	P	2	0,75	0,57	0,43	0,86	3,79	3,26
3	S	2	1,20	0,29	0,18	0,36	3,89	1,40
4	P	2	1,20	0,09	0,11	0,22	4,03	0,89
5	S	2	0,50	0,27	0,07	0,14	3,42	0,48
6	S	2	0,19	0,35	0,03	0,06	3,38	0,20
7	P	2	0,50	0,40	0,20	0,40	3,21	1,28
8	P	2	0,50	2,89	1,45	2,90	1,76	5,10
9	S	2	0,22	0,41	0,05	0,10	0,28	0,03
10	S	2	0,25	0,13	0,02	0,04	0,51	0,02
11	P	2	0,25	0,17	0,04	0,08	0,38	0,03
12	S	2	1,20	0,30	0,18	0,36	0,40	0,14
13	P	2	5,75	0,30	1,73	3,46	0,15	0,52
14	S	2	1,20	0,30	0,18	0,36	0,40	0,14
15	P	1	0,50	4,25	2,13	2,13	2,12	4,52
16	S	2	1,20	0,30	0,18	0,36	3,97	1,43
17	S	2	4,46	0,09	0,20	0,40	4,04	1,62
18	P	2	7,62	0,18	1,35	2,70	4,16	11,23
19	S	1	16,00	0,15	1,20	1,20	4,30	5,16
						17,83		44,03

$$c_b = \sum \frac{(A_1 y_1)}{\sum A_1} = \frac{44,03}{17,83} = 2,47 \text{ m}$$

$$c_t = 4,25 - 2,47 = 1,78 \text{ m}$$

Dimana :

No = nomor pias pada gambar penampang *box girder*

Bentuk = bentuk tiap pias P(persegi panjang) dan S(segitiga)

n = jumlah pias pada penampang

b = lebar tiap pias (m)

h = tinggi tiap pias (m)

A.n = Luas satu pias x jumlah pias = b x h x n (m²)

ci = jarak titik berat pias ke serat bawah (m)

cb = jarak cgc terhadap serat bawah (m)

ct = jarak cgc terhadap serat atas (m)

Sedangkan dalam perhitungan inersia penampang *box girder* dibagi dalam beberapa pias seperti pada gambar 7.2 tadi disajikan pada Tabel 7.2.

Tabel 7.2 Perhitungan cgc Penampang *Box Girder*

No	Bentuk	n	b	h	A x n	di	lo	Ai.di ²	lo + A.di ²
			(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ⁴)
1	P	2	1,13	0,75	1,70	1,40	0,079	3,334	3,413
2	P	2	0,75	0,57	0,86	1,32	0,023	1,499	1,522
3	S	2	1,20	0,29	0,36	1,42	0,002	0,726	0,728
4	P	2	1,20	0,09	0,22	1,56	0,000	0,536	0,536
5	S	2	0,50	0,27	0,14	0,95	0,001	0,126	0,127
6	S	2	0,19	0,35	0,06	0,91	0,000	0,050	0,050
7	P	2	0,50	0,40	0,40	0,74	0,005	0,219	0,225
8	P	2	0,50	2,89	2,90	-0,71	2,011	1,460	3,472
9	S	2	0,22	0,41	0,10	2,19	0,001	0,479	0,480
10	S	2	0,25	0,13	0,04	1,96	0,000	0,154	0,154
11	P	2	0,25	0,17	0,08	2,09	0,000	0,349	0,350
12	S	2	1,20	0,30	0,36	2,07	0,002	1,542	1,544
13	P	2	5,75	0,30	3,46	2,32	0,026	18,617	18,643
14	S	2	1,20	0,30	0,36	2,07	0,002	1,542	1,544
15	P	1	0,50	4,25	2,13	-0,35	3,199	0,260	3,459
16	S	2	1,20	0,30	0,36	1,50	0,002	0,810	0,812
17	S	2	4,46	0,09	0,40	1,57	0,000	0,986	0,987
18	P	2	7,62	0,18	2,70	1,69	0,007	7,715	7,722
19	S	1	16,00	0,15	1,20	1,83	0,002	4,020	4,022
					17,83				49,789

Dimana :

No = nomor pias pada gambar penampang *box girder*

Bentuk = bentuk tiap pias P(persegi panjang) dan S(segitiga)

n = jumlah pias pada penampang

b = lebar tiap pias (m)

h = tinggi tiap pias (m)

A x n = luas satu pias x jumlah pias = b x h x n (m²)

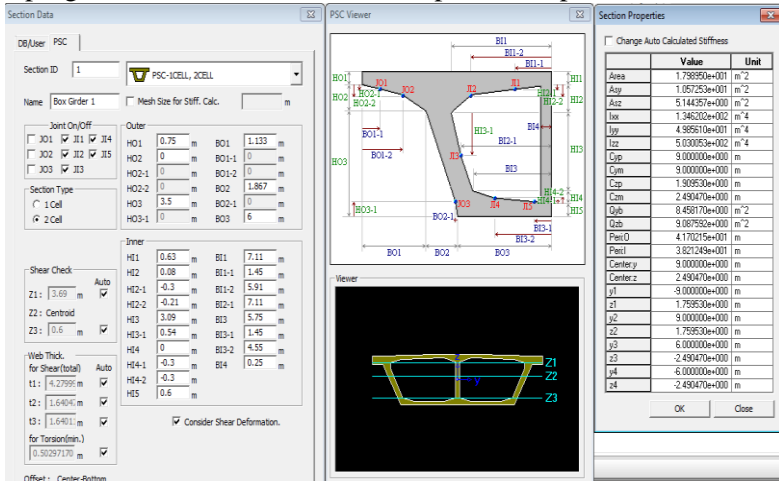
di = jarak antara titik berat pias terhadap cgc (m)

I₀ = momen inersia (m⁴)

Pada perhitungan untuk mencari kern atas dan kern bawah adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang (A)} &= 17,83 \text{ m}^2 \\ \text{Inersia (I)} &= 49,789 \text{ m}^4 \\ \text{Jarak titik berat penampang ke serat atas (Ct)} &= 1,78 \text{ m} \\ \text{Jarak titik berat penampang ke serat bawah (Cb)} &= 2,47 \text{ m} \\ r^2 &= \frac{I}{A} = \frac{49,789}{17,83} = 2,792 \text{ m}^2 \\ kt &= \frac{r^2}{cb} = \frac{2,792}{2,47} = 1,131 \text{ m}^2 \\ kb &= \frac{r^2}{ct} = \frac{2,792}{1,78} = 1,568 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Berikut analisa *section data* dan *section properties* dari program MIDAS CIVIL V2011 dapat dilihat pada Gambar 7.3



Gambar 7.3 Analisa *section data* dan *section properties*

7.2 Hasil Analisa Struktur

Analisa struktur *box girder* dilakukan dengan program bantu MIDAS CIVIL 2011. Dari hasil analisa tersebut didapatkan nilai gaya dalam maksimum dan minimum dari semua kombinasi, lihat Tabel 7.3 berikut ini.

Tabel 7.3 Gaya dalam yang terjadi pada *box girder*

	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
Kuat I (1,2MS + 2MA + 1,8TT + 1,8TD + 1,8TB + 1,8TP + 1,2EUn)						
Max	19990,71	0	30671,45	0	789703,75	0
Min	-64528,47	0	-32134,45	0	-659538,53	0
Kuat III (1,2MS + 2MA + 1,4EWs + 1,2EUn)						
Max	7606,48	3542,61	22598,82	16729,97	536137,96	539455,83
Min	-36200,95	-3542,61	-22642,21	-16729,97	-464360,68	-539489,17
Kuat IV (1,2MS + 2MA + 1,2EUn)						
Max	7606,48	0	22598,82	0	536137,96	0
Min	-36200,95	0	-22642,21	0	-464360,68	0
Kuat V (1,2MS + 2MA + 0,4EWs + 1EW1 + 1,2EUn)						
Max	7606,48	2530,63	22598,82	11966,27	536137,96	385358,79
Min	-36200,95	-2530,63	-22642,21	-11966,27	-464360,68	-385382,6
Ekstrem I (1,2MS + 2MA + 0,5TT + 0,5TD + 0,5TB + 0,5TP + 1EQx + 0,3EQy)						
Max	9438,49	1494,02	19449,78	6466,18	416197,89	203913,56
Min	-50123,72	28,36	-17574,29	61,37	-310018,57	15,19
Ekstrem I (1,2MS + 2MA + 0,5TT + 0,5TD + 0,5TB + 0,5TP + 0,3EQx + 1EQy)						
Max	7822,91	4980,06	18518,17	21553,94	396573,18	679711,88
Min	-51287,75	94,55	-18347,08	204,57	-326911,39	50,62
Daya layan I (1MS + 1MA + 1TT + 1TD + 1B + 1TP + 0,3EWs + 1EW1 + 1,2EUn)						
Max	14311,56	759,94	23805,32	3637,07	611359,31	115716,18
Min	-42853,15	-759,94	-24452,47	-3637,07	-509873,9	-115723,32

7.3 Tegangan Ijin Bahan

Data-data bahan untuk perencanaan tendon prategang dapat ditunjukkan sebagai berikut.

Beton : kuat tekan beton prategang (f_c') = 65 Mpa

Baja : tulangan beton = 400 Mpa

Kabel : jenis kabel tendon VSL

7.3.1 Tegangan ijin bahan beton prategang saat transfer

Kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dilakukan transfer (f_{ci}'), dinyatakan dalam satuan Mpa.

$$f_{ci}' = 0,7 \cdot f_c'$$

$$= 0,7 \cdot 65 \text{ Mpa}$$

$$= 45,5 \text{ Mpa}$$

Berdasarkan SNI T 12 2004 pasal 4.4.1.2.2 untuk komponen beton prategang pada saat transfer, tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tekan}} &= 0,6 f_{ci}' \\ &= 0,6 \cdot 45,5 \text{ Mpa} \\ &= 27,3 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI T 12 2004 pasal 4.4.1.2.3 untuk struktur jembatan tegangan tarik yang diijinkan terjadi tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tarik}} &= 0,25 \sqrt{f_{ci}'} \\ &= 0,25 \cdot \sqrt{45,5} \text{ Mpa} \\ &= 1,69 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

7.3.2 Tegangan ijin bahan beton prategang pada saat servis

Berdasarkan SNI T 12 2004 pasal 4.4.1.2.1 untuk komponen beton prategang pada saat servis, tegangan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tekan}} &= 0,45 f_{c}' \\ &= 0,45 \cdot 65 \text{ Mpa} \\ &= 29,3 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tarik}} &= 0,5 \sqrt{f_{c}' } \\ &= 0,5 \cdot \sqrt{65} \text{ Mpa} \\ &= 4,03 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

7.4 Perencanaan Tendon Kantilever

Direncanakan menggunakan tendon / kabel jenis strand seven wires stress relieved (7 kawat untai), Dengan mengacu pada tabel VSL, berikut adalah jenis dan karakteristik tendon yang digunakan :

- Diameter : 15,24 mm
- Luas nominal (A_{ps}) = 140 mm²
- Minimum Breaking Load = 260,7 KN
- Modulus Elastisitas (E_s)= 200000 MPa
- Tendon unit = 6- 55 -55
- Min, breaking loas (FPu) = 14339 KN
- Steel Duck Internal diameter = 160 mm

Berdasarkan pada tabel spesifikasi tendon VSL tegangan maksimum yang diperbolehkan sebesar $0,9 F_{pu}$. Untuk 1 strand diameter 15,24 mm

$$F_0 = 0,9 \times F_{pu}$$

$$F_0 = 0,9 \times 260,7 \text{ KN}$$

$$F_0 = 234,63 \text{ KN}$$

Tegangan untuk 1 strand diameter 15,2 mm

$$f_s = F_0 / A_{ps}$$

$$f_s = 234,63 \cdot 10^3 \text{ N} / 140 \text{ mm}^2$$

$$f_s = 1675,93 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Untuk tendon unit 6- 55 -55

$$F_0 = 0,9 \times F_{pu}$$

$$F_0 = 0,9 \times 14339 \text{ KN}$$

$$F_0 = 12905,1 \text{ KN}$$

7.4.1 Kontrol penampang pada momen terbesar :

$$H = 4250 \text{ mm}$$

$$A = 17830000 \text{ mm}^2$$

$$y_a = 1780 \text{ mm}$$

$$y_b = 2470 \text{ mm}$$

$$I = 49,789 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$M = 214124,02 \text{ KNm}$$

$$k_b = 1568 \text{ mm}$$

Direncanakan letak tendon untuk metode pelaksanaan konstruksi jembatan mendatar dengan meletakkan tendon pada flens atas box girder, untuk menghindari kesulitan pemasangan tendon untuk beban kerja, Dengan mengambil nilai e pada joint berikut :

$$e = y_a - 400 \text{ mm}$$

$$e = 1780 \text{ mm} - 400 \text{ mm}$$

$$e = 1380 \text{ mm}$$

7.4.2 Kondisi pembebanan

Dengan menempatkan tendon pada masing masing web box girder maka gaya pretegang yang diperlukan adalah

$$F_{perlu} = \frac{M}{e + k_b} = \frac{214124,02 \cdot 10^3}{(1380 + 1568)} = 72613,46 \text{ KN}$$

Dengan menggunakan 6 tendon dan di tarik sebesar 60223,8 KN, maka kekuatan batas akan melebihi yang diperlukan, namun diperlukan kontrol tegangan, momen batas, dan momen crack.

$$f_{ci} = -\frac{F}{A_g} \pm \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{77427,9 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} - \frac{77427,9 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{214124,02 \cdot 10^6 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -0,508 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -27,3 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{77427,9 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} + \frac{77427,9 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{214124,02 \cdot 10^6 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -9,662 < \sigma_{ijin \text{ tarik}} = 1,69 \text{ MPa}$$

7.4.3 Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis beton (ΔES)

Modulus Elastisitas E_{ci}

$$E_{ci} = 4700 \sqrt{f_{ci}}$$

$$E_{ci} = 4700 \sqrt{65}$$

$$E_{ci} = 37892,61 \text{ Mpa}$$

Rasio Modulus Elastisitas n

$$n = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{200000}{37892,61} = 5,28$$

Kehilangan prategang

$$\Delta_{ES} = K_{es} \cdot n f_{ci}$$

$$\Delta_{ES} = 0,5 \cdot 5,28 \cdot 0,508$$

$$\Delta_{ES} = 1,34 \text{ MPa}$$

7.4.4 Kehilangan prategang akibat gesekan (Δfs_1)

Adapun rumus untuk memperhitungkan kehilangan gaya prategang akibat gesekan dan wooble effect adalah :

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

Dimana :

K = Koefisien wobble = 0,0045

L = Panjang Bersih Balok (m) = 5 m

μ = Koefisien kelengkungan = 0,2

α = Sudut pusat tendon (L/R)

Panjang tendon, $L = 5$ m

Sudut kelengkungan, $\alpha \approx 0$

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

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -0,00455 - 0,2 \cdot 0$$

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -0,0225$$

$$\Delta_{fs1} = \frac{F_2 - F_1}{F_1} \cdot f_s$$

$$\Delta_{fs1} = -0,0225 \cdot 1675,93$$

$$\Delta_{fs1} = -37,71 \text{ MPa}$$

7.4.5 Kehilangan prategang slip ankur (Δ_{fs1})

Panjang tendon, $L = 15$ m

Tegangan tendon $f_s = \Delta f_s = 1675,93$ MPa

$$\Delta_a = \frac{\Delta_{fs} \cdot L}{E}$$

$$\Delta_a = \frac{1675,93 \cdot 15 \cdot 10^3}{200 \cdot 10^3}$$

$$\Delta_a = 125,7 \text{ mm}$$

$$\Delta_{fs2} = \frac{2,5}{\Delta_a} \cdot f_s$$

$$\Delta_{fs2} = \frac{2,5}{125,7} \cdot 1675,93$$

$$\Delta_{fs2} = 33,33 \text{ MPa}$$

Tegangan efektif pada tendon

$$f_{se} = f_s - \Delta_{ES} - \Delta_{fs1} - \Delta_{fs2}$$

$$f_{se} = 1675,93 - 1,34 - 37,71 - 33,33$$

$$f_{se} = 1603,55 \text{ MPa}$$

Gaya prategang efektif pada tendon

$$F_{se} = n \cdot A_{ps} \cdot f_{se}$$

$$F_{se} = 6.55.140.1603,55. 10^{-3}$$

$$F_{se} = 74083,9 \text{ KN}$$

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{74083,9 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} - \frac{74083,9 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{214124,02 \cdot 10^6 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

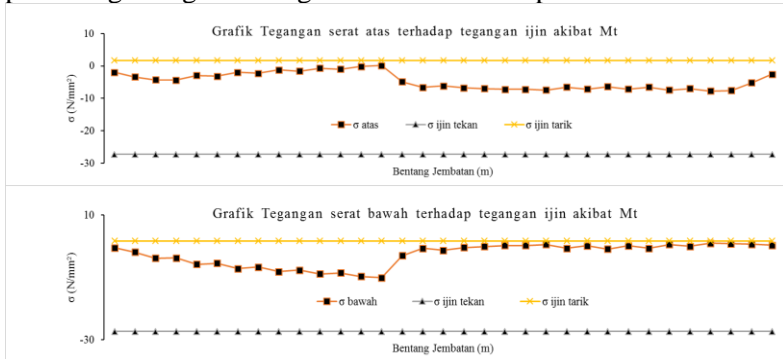
$$f_{ci} = -0,155 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -27,3 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{74083,9 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} + \frac{74083,9 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{214124,02 \cdot 10^6 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -9,704 < \sigma_{ijin \text{ tarik}} = 1,69 \text{ MPa}$$

Grafik momen terhadap bentang jembatan saat pemasangan segmen menunjukkan bahwa penampang masih mampu memikul momen crack dan momen batas yang terjadi akibat pelaksanaan, penampang juga masih dalam batas tegangan yang disyaratkan seperti pada Grafik tegangan terhadap tegangan ijin akibat Mt saat pemasangan segmen dengan momen terbesar pada Gambar 7.4.



Gambar 7.4 Grafik tegangan terhadap tegangan ijin akibat Mt

7.4.6 Kontrol momen retak

Momen yang menghasilkan retak-retak rambut pertama pada balok beton prategang dihitung dengan teori elastik, dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya. Modulus keruntuhan merupakan ukuran permulaan retak-retak rambut yang

seringkali tidak terlihat oleh mata telanjang. Tegangan tarik yang lebih besar dari modulus diperlukan untuk menghasilkan retakretak yang terlihat. Pada kondisi beton telah mengalami retak akibat beban berlebihan, susut atau sebab-sebab lainnya, maka retak-retak dapat terlihat pada tegangan tarik yang terkecil (Lin & Burns, 1982)

Dengan menggunakan analisa elastik beton prategang, perumusan momen retak adalah sebagai berikut:

$$M_{cr} = F \left(e + \frac{r^2}{y} \right) + \frac{f_r I}{y}$$

Keterangan:

M_{cr} = Momen Retak (KNm)

e = Eksentrisitas c.g.s terhadap c.g.c (m)

r^2 = Rasio perbandingan Inersia terhadap luas penampang yang ditinjau (m²)

y = jarak c.g.c terhadap serat terluar (m)

f_r = Modulus keruntuhan (KPa)

Balok memenuhi syarat retak jika momen yang bekerja padanya tidak melampaui momen retak tahanan balok. Perhitungan kontrol momen retak tahanan balok dilakukan pada saat pelaksanaan pada daerah tumpuan dan lapangan.

7.4.6.1 Kontrol momen retak akibat pelaksanaan (*balance cantilefer*)

Dalam tugas akhir ini, sebagai contoh kontrol momen retak pada pelaksanaan akan di hitung ketika pemasangan segmen 36. Berikut adalah perhitungan M_{cr} akibat pemasangan segmen 36 pada segmen 48 dengan momen terbesar :

Penampang box girder :

f_r = 1,48 MPa = 1480 KN/m²

F = 74083,9 KN

e = 1,38 m

r^2 = 2,79 m²

y_a = 1,78 m

I = 49,79 m⁴

M = 214124,02 KNm

Perhitungan Momen Crack

$$M_{cr} = 74083,9 \left(1,38 + \frac{2,79}{1,78} \right) + \frac{1480.49,79}{1,78}$$

$$M_{cr} = 265619,52 \text{ KNm}$$

Syarat

$$M_{tot} \leq M_{cr \text{ as-0}}$$

$$214124,02 \text{ KNm} < 265619,52 \text{ KNm} \text{ (memenuhi syarat)}$$

7.4.7 Kontrol momen batas

Momen tahanan batas pada box yang akan dianalisa dengan prinsip kesetimbangan statis aksial (kopel), dimana besarnya gaya tekan batas beton (C) bernilai sama dengan gaya tarik batas pada (T), dengan menghitung lengan momen antara gaya gaya C dan T maka akan didapatkan nilai momen batas, (M_u), SNI T-12-2004 Pasal 4.5.1 faktor reduksi terhadap lentur dapat diambil 0,8. Berikut persamaan yang digunakan untuk perhitungan momen batas.

$$M_u = \phi \left(T \left(d - \frac{a}{2} \right) \right)$$

Dengan

$$a = \frac{t}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w}$$

Keterangan :

M_u = Momen batas/ultimate (KNm)

T = Gaya Prategang efektif (KN)

d = Tinggi efektif penampang (m)

ϕ = Faktor reduksi lentur (0,8)

b_w = Lebar serat tekan pada penampang (m)

Dalam tugas akhir ini, sebagai contoh kontrol momen batas pada pelaksanaan akan di hitung ketika pemasangan segmen 36. Berikut adalah perhitungan M_u akibat pemasangan segmen 36 pada segmen 48 dengan momen terbesar.

Penampang box girder :

$$f_{ci}' = 45,5 \text{ MPa} = 45500 \text{ KN/m}^2$$

$$T = 74083,9 \text{ KN}$$

$$b_w = 12 \text{ m}$$

$$d = 4,25 \text{ m}$$

$$M = 214124,02 \text{ KNm}$$

Perhitungan tinggi tegangan tekan beton

$$74083,9$$

$$a = \frac{0,85.45500.12}{74083,9}$$

$$a = 0,1596 \text{ m}$$

Perhitungan Kemampuan Penampang

$$M_{M_{u\ as-CL}} = 0,8 \left(74083,9 \left(4,25 - \frac{0,1596}{2} \right) \right)$$

$$M_{M_{u\ as-CL}} = 247154,80 \text{ KNm}$$

Syarat

$$M_{tot} \leq M_{u\ as-CL}$$

$$214124,02 \text{ KNm} < 247154,80 \text{ KNm} \text{ (memenuhi syarat)}$$

7.4.8 Kontrol lendutan

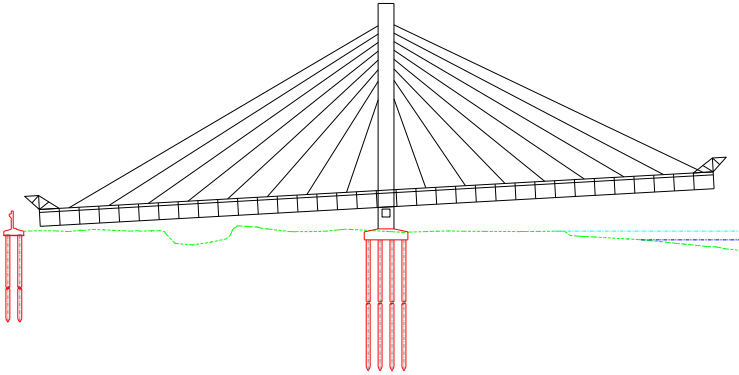
Lendutan pada saat pelaksanaan adalah lendutan sementara akibat kombinasi beban ijin baik beban prategang atau beban pelaksanaan pada jembatan tidak boleh melampaui lendutan yang di ijjinkan. Berdasarkan RSNI T-12-2004 lendutan tidak boleh melampaui $L/400$ untuk kantilever. Berikut merupakan perhitungan lendutan jembatan kemudian dibandingkan dengan lendutan yang diijinkan. Persamaan lendutan untuk kantilever adalah sebagai berikut (McCormac, 2003). Untuk beban merata sepanjang bentang

$$\Delta = \frac{w.L^4}{8.E.I} \text{ atau } \Delta = \frac{m.L^2}{4.E.I}$$

Untuk beban terpusat pada ujung bentang

$$\Delta = \frac{P.L^3}{3.E.I}$$

Perhitungan lendutan, dihitung pada kondisi pemasangan segmen terakhir dimana terdapat beban sendiri dan beban traveler seperti yang terlihat pada Gambar 7.5.



Gambar 7.5 Kondisi pemasangan segmen terakhir

Lendutan kebawah akibat beban terpusat (Traveler)

$$\Delta_1 = 0,21 \text{ m}$$

Lendutan kebawah akibat beban sendiri

$$\Delta_2 = \frac{M.L^2}{3.E.I} = \frac{17340,84 \cdot 10^6 \cdot (80 \cdot 10^3)^2}{3 \cdot 3.37892,61,49,79 \cdot 10^{12}} = 19,61 \text{ mm}$$

Lendutan keatas akibat tondon prategang

Pada tumpuan

Gaya prategang efektif , $F = 24629,86 \text{ KN}$

Eksentisitas tendon , $e = 1,38 \text{ m}$

Pada ujung bentang

Gaya prategang efektif , $F = 17340,84 \text{ KN}$

Eksentisitas tendon terhadap tendon di tumpuan , $e = 1,38 \text{ m}$

$$\Delta_3 = \frac{5.F.e.L^2}{48.E.I} - \frac{M.L^2}{8.E.I}$$

$$\Delta_3 = \frac{5 \cdot 24629,86 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot (80 \cdot 10^3)^2}{48 \cdot 3.37892,61,49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{17340,84 \cdot 10^6 \cdot (80 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 3.37892,61,49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$\Delta_3 = 4,66 \text{ mm}$$

Lendutan Total

$$\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 = 21 \text{ mm} + 19,61 \text{ mm} - 4,66 \text{ mm} = 35,95 \text{ mm}$$

Syarat :

$$\Delta \leq \Delta_{ijin} = L / 400$$

$$35,95 \text{ mm} \leq \Delta_{ijin} = 200 \text{ mm} \text{ (memenuhi)}$$

7.5 Perencanaan Tendon Menerus

Dengan metode pelaksanaan balance kantilever maka akan didapat pembebanan yang sesuai untuk dapat mengetahui momen yang terjadi di tiap tahap, Berikut adalah perhitungan gaya pratekan dan analisa tegangan yang terjadi di tiap tahap. Perencanaan tendon menerus untuk pembebanan penuh mempertimbangkan tendon pada pembebanan pelaksanaan yang sudah diberikan, kekurangan gaya prategang akan diberikan untuk menahan beban penuh, khususnya pada daerah lapangan. Menentukan tendon daerah tumpuan maupun lapangan akan di gunakan program bantu MIDAS CIVIL dengan mempertimbangkan kondisi pembebanan yang paling kritis, berikut kombinasi pembebanan yang terjadi.

Direncanakan menggunakan tendon / kabel jenis strand seven wires stress relieved (7 kawat untaian), Dengan mengacu pada table VSL, berikut adalah jenis dan karakteristik tendon yang digunakan :

- Diameter = 15,24 mm
- Luas nominal (A_{ps}) = 140 mm²
- Minimum breaking load = 260,7 KN
- Modulus elastisitas (E_s) = 200.000 MPa
- Tendon unit = 6-37-37 dan 6-55-55
- Min, breaking load (F_{pu}) = 9646 KN dan 14339 KN
- Steel Duct Internal diameter = 130 mm dan 160 mm

Berdasarkan pada tabel spesifikasi tendon VSL tegangan maksimum yang diperbolehkan sebesar 0,9 F_{pu}
Untuk 1 strand diameter 15,24 mm

$$F_0 = 0.9 \times F_{pu}$$

$$F_0 = 0.9 \times 260,7 \text{ KN}$$

$$F_0 = 234,63 \text{ KN}$$

Tegangan untuk 1 strand diameter 15,2 mm

$$f_s = F_0 / A_{ps}$$

$$f_s = 234,63 \cdot 10^3 \text{ N} / 140 \text{ mm}^2$$

$$f_s = 1675,93 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Untuk tendon unit 6- 55 -55

$$F_0 = 0.9 \times F_{pu}$$

$$F_0 = 0,9 \times 14339 \text{ KN}$$

$$F_0 = 12905,1 \text{ KN}$$

7.5.1 Kontrol penampang pada momen terbesar :

Berikut perhitungan tendon bawah dimana jembatan dibebani beban penuh sebagai contoh akan di hitung pada momen terbesar saat servis dan momen terbesar saat kabel putus.

$$H = 4250 \text{ mm}$$

$$A = 17,83 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$y_a = 1,78 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

$$y_b = 2,47 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

$$I = 4,79 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$M_{\max} = 789703,75 \text{ KNm}$$

$$M_{\min} = 788422,21 \text{ KNm}$$

$$e_{\text{atas}} = 1,38 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

$$e_{\text{bawah}} = 2,32 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

$$F_{\text{atas}} = 51618,60 \text{ KN}$$

$$F_{\text{bawah}} = 309712 \text{ KN}$$

Dengan menggunakan 24 tendon yang ditempatkan pada bawah badan box girder dan di tarik masing masing tendon sebesar 14339 KN atau (24 x 14339 KN = 344136 KN), maka ketika momen maksimum terjadi, $M_{\max} = 789703,75 \text{ KNm}$.

$$f_{ci} = -\frac{F_{a+b}}{A_g} \pm \frac{F_a \cdot e_a \cdot y_a}{I} \pm \frac{F_b \cdot e_b \cdot y_b}{I} \pm \frac{M \cdot y_b}{I}$$

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{361330,6 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} - \frac{51618,6 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{309712 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{789703,75 \cdot 10^6 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -25,4 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{361330,6 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} + \frac{51618,6 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{309712 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{789703,75 \cdot 10^6 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -13,2 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Ketika momen maksimum terjadi, $M_{min} = 788422,21 \text{ KNm}$.

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{361330,6 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} - \frac{51618,6 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{309712 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{788422,21 \cdot 10^6 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -25,3 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{361330,6 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} + \frac{51618,6 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{309712 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{788422,21 \cdot 10^6 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -13,3 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Dengan menggunakan 24 tendon yang ditempatkan pada bawah badan box maka ketika momen maksimum terjadi saat kabel putus satu, $M_{max} = 794899,97 \text{ KNm}$.

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{361330,6 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} - \frac{51618,6 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{309712 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{794899,97 \cdot 10^6 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -25,6 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{361330,6 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} + \frac{51618,6 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{309712 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{794899,97 \cdot 10^6 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -12,94 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Ketika momen maksimum terjadi, $M_{min} = 794600,09 \text{ KNm}$.

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{361330,6 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} - \frac{51618,6 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{309712 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{794600,09 \cdot 10^6 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -25,53 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{361330,6 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} + \frac{51618,6 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{309712 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{794600,09 \cdot 10^6 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -12,95 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

7.5.2 Kehilangan prategang perpendekan elastis beton

Berikut merupakan perhitungan kehilangan prategang perpendekan elastis beton yang akan di hitung pada segmen 70. Direncanakan menggunakan tendon / kabel jenis strand seven wires stress relieved (7 kawat untai), Dengan mengacu pada tabel VSL, berikut adalah jenis dan karakteristik tendon yang digunakan :

$$f_{ci} = -\frac{F_{a+b}}{A_g} \pm \frac{F_a \cdot e_a \cdot y_a}{I} \pm \frac{F_b \cdot e_b \cdot y_b}{I} \pm \frac{M \cdot y_b}{I}$$

$$f_{ci} = -\frac{361330,6 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} - \frac{51618,6 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{309712 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{789703,75 \cdot 10^6 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -25,4 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Modulus Elastisitas Eci

$$E_{ci} = 4700 \sqrt{f_{c'}}$$

$$E_{ci} = 4700 \sqrt{65}$$

$$E_{ci} = 37892,61\ MPa$$

Rasio Modulus Elastisitas n

$$n = \frac{E_s}{E_{ci}} = \frac{200000}{33234,02} = 5,28$$

Kehilangan prategang

$$\Delta_{ES} = K_{es} n f_{ci}$$

$$\Delta_{ES} = 0,5 \cdot 5,28 \cdot 25,4$$

$$\Delta_{ES} = 66,93\ MPa$$

7.5.3 Kehilangan gaya pratekan akibat gesekan

Kehilangan gaya pratekan akibat gesekan dipertimbangkan pada dua bagian yaitu pengaruh panjang dan pengaruh kelengkungan.

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

Panjang box, $L = 5$ m

Sudut kelengkungan, $\alpha \approx 0$

Dengan mengambil nilai rata-rata tabel 3.1 untuk strand dengan untaian 7 kawat, didapat nilai $k = 0,0045$ dan nilai $\mu = 0,2$

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

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -0,0045 \cdot 5 - 0,2 \cdot 0$$

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -0,0225$$

$$\Delta_{fs1} = \frac{F_2 - F_1}{F_1} \cdot f_s$$

$$\Delta_{fs1} = -0,0225 \cdot 1675,93$$

$$\Delta_{fs1} = -37,71 \text{ MPa}$$

7.5.4 Kehilangan gaya prategang akibat slip angkur

Pada sistem pasca-tarik, pada saat tendon ditarik sampai nilai penuh kemudian dongkrak dilepas dan gaya prategang dialihkan ke angkur. Peralatan angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung untuk berdeformasi, sehingga tendon dapat tergelincir sedikit. Baji gesekan yang dipakai untuk menahan kabel akan sedikit tergelincir sebelum kabel dijepit dengan kokoh. Besarnya gelincir rata-rata sekitar 2,5 mm.

$$ANC = \Delta_{fs} = \frac{\Delta_a E_s}{L}$$

Dimana :

Δ_a = Deformasi pengangkuran (mm)

$E_s = 200.000$ MPa

L = panjang total kabel (mm)

Panjang tendon, $L = 25$ m

Tegangan tendon $f_s = \Delta f_s = 1675,93 \text{ MPa}$

$$\Delta_a = \frac{\Delta f_s \cdot L}{E}$$

$$\Delta_a = \frac{1675,93 \cdot 25 \cdot 10^3}{200000}$$

$$\Delta_a = 209,5 \text{ mm}$$

$$\Delta_{fs2} = \frac{2,5}{\Delta_a} \cdot f_s$$

$$\Delta_{fs2} = \frac{2,5}{209,5} \cdot 1675,93$$

$$\Delta_{fs2} = 20 \text{ MPa}$$

7.5.5 Kehilangan prategang akibat rangkai

Salah satu sifat beton adalah dapat mengalami tambahan regangan akibat beban tetap (mati) seiring dengan semakin bertambahnya waktu. Metode umum untuk memperhitungkan rangkai pada beton adalah dengan memasukkan kedalam perhitungan hal-hal berikut ini : Perbandingan volume terhadap permukaan, umur beton pada saat prategang, kelembaban relative dan jenis beton (beton ringan atau normal). Kehilangan gaya prategang akibat rangkai untuk komponen struktur dengan tendon terekat dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut (untuk beton dengan berat normal) :

$$CR = K_{cr} = \frac{E_s}{E_c} (F_{cir} - F_{cds})$$

Dimana

$K_{cr} = 2,0$ untuk komponen struktur pratarik

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

F_{cds} = Tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang

E_s = Modulus elastisitas tendon prategang

E_c = Modulus elastisitas beton umur 28 hari

Dalam tugas akhir ini akan dihitung pada segmen 70 pada tahap bentang menerus : Ketika momen akibat beban mati terjadi pada segmen 70,

$$M_d = 235714,38 \text{ KNm}$$

$$F_{c ds} = \frac{M \cdot e}{I}$$

$$F_{c ds} = \frac{235714,38 \cdot 10^6 \cdot 1380}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$F_{c ds} = 6,52 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} (F_{cir} - F_{c ds})$$

$$CR = 1,65,28 (25,4 - 6,52)$$

$$CR = 159 \text{ MPa}$$

7.5.6 Kehilangan prategang akibat susut

Susut pada beton dipengaruhi oleh berbagai faktor seperti rangkai, perbandingan antara volume dan permukaan, kelembaban relatif, dan waktu dari akhir perawatan sampai dengan bekerjanya gaya prategang. Persamaan yang dipakai dalam memperhitungkan kehilangan prategang akibat susut pada beton adalah :

$$SH = 8,2 \cdot 10^6 x K_{sh} x E_s x \left(1 - 0,06 x \frac{V}{S} \right) x (100 - HR)$$

Dimana :

$K_{sh} = 0,77$ (tabel 4-4 T.Y.Lin hal 88 dengan asumsi dilakukan 7 hari setelah selesainya perawatan basah)

$V = \text{Volume } m^3$

$S = \text{Luas Permukaan } m^2$

$RH = \text{Kelembaban udara rata-rata diambil } 80 \%$

Karena penampang box sama di sepanjang bentang maka diambil nilai rata rata, dengan perhitungan sebagai berikut :

$$V = 213,24 \text{ m}^3$$

$$S = 1477,2 \text{ m}^2$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

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

$$SH = 8,2 \cdot 10^6 x 0,77 x 200000 x \left(1 - 0,06 x \frac{213,24}{1477,2} \right) x (100 - 80)$$

$$SH = 25,04 \text{ MPa}$$

7.5.7 Kehilangan prategang akibat relaksasi

Sebenarnya balok pratekan mengalami perubahan regangan baja yang konstan di dalam tendon bila terjadi rangkai 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 perumusan sebagai berikut :

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

Dimana :

tendon yang dipakai adalah tipe strand atau kawat *stress relieved* derajat 1395,67 MPa. Sehingga didapat :

$K_{re} = 128 \text{ Mpa}$ (tabel 4-5 T.Y.Lin)

$J = 0,14$ (tabel 4-5 T.Y.Lin)

Dengan interpolasi melihat tabel (tabel 4-5 T.Y.Lin) didapat nilai $C = 0,288$

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

$$RE = (128 - 0,14(25,04 + 159 + 66,93) \times 0,288)$$

$$RE = 26,74 \text{ MPa}$$

Kontrol Tegangan

Tegangan prategang efektif pada tendon

$$f_{se} = f_s - \Delta_{es} - \Delta_{fs1} - \Delta_{fs2} - CR - SH - RE$$

$$f_{se} = 1675,93 - 66,93 - 37,71 - 20 - 159 - 25,04 - 26,74$$

$$f_{se} = 1340,51 \text{ MPa}$$

Gaya prategang efektif pada tendon bawah

$$F_{se} = 24 \cdot A_{ps} \cdot f_{se}$$

$$F_{se} = 24 \cdot 55.140 \cdot 1340,51 \text{ Mpa}$$

$$F_{se} = 247725,33 \text{ KN}$$

Gaya prategang efektif pada tendon atas

$$F_{se} = 49036,62 \text{ KN}$$

Ketika momen maksimum terjadi, $M_{max} = 789703,75 \text{ KNm}$

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{296761,95 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} - \frac{247725,33 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{49036,62 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{789703,75 \cdot 10^6 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -26,75 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{296761,95 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} + \frac{247725,33 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{49036,62 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{789703,75 \cdot 10^6 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -2,62 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Ketika momen maksimum terjadi, $M_{min} = 788422,21 \text{ KNm}$.

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{296761,95 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} - \frac{247725,33 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{49036,62 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{788422,21 \cdot 10^6 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -26,71 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{296761,95 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} + \frac{247725,33 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{49036,62 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{788422,21 \cdot 10^6 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -2,68 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Dengan menggunakan 24 tendon yang ditempatkan pada bawah badan box maka ketika momen maksimum terjadi saat kabel utus satu, $M_{max} = 794899,97 \text{ KNm}$.

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{296396,71 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} - \frac{247360,09 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{49036,62 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{794899,97 \cdot 10^6 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -26,95 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{296396,71 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} + \frac{247360,09 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{49036,62 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{794899,97 \cdot 10^6 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -2,30 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Ketika momen maksimum terjadi, Mmin = 794600,09 KNm.

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{296396,71 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} - \frac{247360,09 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{49036,62 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{794600,09 \cdot 10^6 \cdot 1780}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -26,94 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{296396,71 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} + \frac{247360,09 \cdot 10^3 \cdot 1380 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{49036,62 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{794600,09 \cdot 10^6 \cdot 2470}{49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -2,31 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

7.5.8 Kontrol momen retak

Balok memenuhi syarat retak jika momen yang bekerja padanya tidak melampaui momen retak tahanan balok. Perhitungan kontrol momen retak tahanan box gird dilakukan pada saat pelaksanaan dan pada saat bentang jembatan sudah tersusun keseluruhan yang dikontrol pada daerah tumpuan dan lapangan.

Penampang box girder pada segmen 35 :

$$f_r = 4,03\ MPa = 4030\ KN/m^2$$

$$F = 247725,33\ KN$$

$$e = 2,32\ m$$

$$r^2 = 2,792\ m^2$$

$$y_b = 2,47\ m$$

$$I = 49,79\ m^4$$

$$M_{max} = 789703,75\ KNm$$

Perhitungan Momen Crack

$$M_{cr} = F \left(e + \frac{r^2}{y} \right) + \frac{f_r I}{y}$$

$$M_{cr} = 247725,33 \left(2,32 + \frac{2,792}{2,47} \right) + \frac{4,03.49,79}{2,47}$$

$$M_{cr} = 936005,32 \text{ KNm}$$

Syarat

$$M_{max} \leq M_{cr \text{ as-CL}}$$

$$789703,75 \text{ KNm} < 936005,32 \text{ KNm} (\text{memenuhi syarat})$$

7.5.10 Kontrol momen batas

Momen tahanan batas pada box yang akan dianalisa dengan prinsip kesetimbangan statis aksial (kopel), dimana besarnya gaya tekan batas beton (C) bernilai sama dengan gaya tarik batas pada (T), dengan menghitung lengan momen antara gaya C dan T maka akan didapatkan nilai momen batas, (Mu), SNI T-12-2004 Pasal 4.5.1 faktor reduksi terhadap lentur dapat diambil 0,8.

Penampang box girder pada segmen 35 :

$$f_{ci}' = 65 \text{ MPa} = 65000 \text{ KN/m}^2$$

$$T = 247725,33 \text{ KN}$$

$$bw = 12 \text{ m}$$

$$d = 4,25 \text{ m}$$

$$M_{max} = 789703,75 \text{ KNm}$$

Perhitungan tinggi tegangan tekan beton

$$a = \frac{247725,33}{0,85.65000.12}$$

$$a = 0,3736 \text{ m}$$

Perhitungan Kemampuan Penampang

$$M_{M_u \text{ as-CL}} = 0,8 \left(247725,33 \left(4,25 - \frac{0,3736}{2} \right) \right)$$

$$M_{M_u \text{ as-CL}} = 805241,80 \text{ KNm}$$

Syarat

$$M_{tot} \leq M_{u \text{ as-CL}}$$

$$789703,75 \text{ KNm} < 805241,80 \text{ KNm} (\text{memenuhi syarat})$$

Cek Mz untuk mengetahui kontrol dari web box girder, berikut adalah contoh perhitungan kontrol Mz terbesar dengan menggunakan kontrol momen batas :

$$f_{ci}' = 65 \text{ MPa} = 65000 \text{ KN/m}^2$$

$$T = 255456,77 \text{ KN}$$

$$bw = 4,25 \text{ m}$$

$$d = 12 \text{ m}$$

$$M_{max} = 679711,88 \text{ KNm}$$

Perhitungan tinggi tegangan tekan beton

$$a = \frac{255456,77}{0,85.65000.4,25}$$

$$a = 0,3853 \text{ m}$$

Perhitungan Kemampuan Penampang

$$M_{M_u \text{ as-CL}} = 0,8 \left(255456,77 \left(12 - \frac{0,3853}{2} \right) \right)$$

$$M_{M_u \text{ as-CL}} = 829181,58 \text{ KNm}$$

Syarat

$$M_{tot} \leq M_{u \text{ as-CL}}$$

$$679711,88 \text{ KNm} < 829181,58 \text{ KNm} \text{ (memenuhi syarat)}$$

4.5.11 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 ijin. Berdasarkan RSNIT-12-2004 lendutan tidak boleh melampaui $L/400$. Berikut merupakan 104 perhitungan lendutan jembatan kemudian dibandingkan dengan lendutan yang diijinkan. Persamaan lendutan untuk kantilever adalah sebagai berikut (McCormac, 2003). Untuk beban merata sepanjang bentang

$$\Delta = \frac{M \cdot L^2}{192 \cdot E \cdot I}$$

Lendutan kebawah akibat beban penuh

$$\Delta_1 = \frac{M \cdot L^2}{192 \cdot E \cdot I} = \frac{789703,75 \cdot 10^6 \cdot (170 \cdot 10^3)^2}{192 \cdot 37892,61,49,79 \cdot 10^{12}} = 48,78 \text{ mm}$$

Lendutan keatas akibat tondon prategang

Pada tumpuan

Gaya prategang efektif, $F = 247725,33 \text{ KN}$

Eksentisitas tendon, $e = 2,32 \text{ m}$

Pada ujung bentang

Gaya prategang efektif , $F = 611359,31 \text{ KN}$ $917,04$

Eksentisitas tendon terhadap tendon di tumpuan , $e = 2,32 \text{ m}$

$$\Delta_2 = \frac{5 \cdot F \cdot e \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} - \frac{M \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$\Delta_2 = \frac{5 \cdot 247725,33 \cdot 10^3 \cdot 2320 \cdot (170 \cdot 10^3)^2}{48 \cdot 37892,61,49,79 \cdot 10^{12}} - \frac{611359,31 \cdot 10^6 \cdot (170 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 37892,61,49,79 \cdot 10^{12}}$$

$$\Delta_2 = 253,56 \text{ mm}$$

Lendutan Total

$$\Delta_1 - \Delta_2 = 63 \text{ mm} - 253,56 \cdot \text{mm} = -204,78 \text{ mm}$$

Syarat :

$$\Delta \leq \Delta_{ijin} = L/400$$

$$204,78 \text{ mm} \leq 425 \text{ mm} \text{ (memenuhi)}$$

7.5.12 Kontrol torsi

Karena kekuatan geser beton yang tinggi digabungkan dengan kekuatan tarik yang rendah, kehancuran balok beton akibat puntir jarang disebabkan oleh tegangan geser, melainkan lebih disebabkan oleh tegangan tarik utama yang diakibatkan oleh tegangan geser. Pada waktu tegangan tarik utama mencapai kekuatan tarik batas beton, retak mulai terjadi dan penampang dapat runtuh seketika tanpa banyak peringatan. Penambahan sengkang tertutup dan tulangan longitudinal dapat menambah kekuatan dan daktilitas, tetapi bentuk retak akibat puntir secara drastis mempengaruhi respons balok terhadap setiap penambahan momen puntir. Bertentangan dengan ragam kehancuran akibat puntir, balok beton prategang di bawah pengaruh lentur umumnya runtuh secara perlahan lahan dan memiliki kekuatan cadangan serta daktilitas setelah retak-retak pertama terlihat. Hal ini menjadi jelas bila disadari bahwa kehancuran akibat lentur tergantung pada tegangan tarik dan regangan baja, bersamaan dengan tegangan tekan dan regangan beton. Sedangkan kekuatan punter sebuah balok tanpa tulangan badan untuk puntir akan lenyap bila batas tarik beton dicapai dan tidak ada daktilitas beton akibat tegangan tarik. Kontrol torsi digunakan untuk menganalisa kemampuan box girder saat menerima beban eksentrisitas.

Beban Garis, KEL

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

$$q_u = 49 \text{ KN/m} \times \text{KUTD}$$

$$q_u = 49 \text{ KN/m} \times 1,8$$

$$q_u = 88,2 \text{ KN/m}$$

$$M_{kel} = \frac{1}{2} \cdot L^2 \cdot KEL$$

$$M_{kel} = \frac{1}{2} \cdot (7 \text{ m})^2 \cdot 88,2 \text{ KN/m}$$

$$M_{kel} = 2160,9 \text{ KNm}$$

Perhitungan torsi ijin

Perhitungan konstanta torsi

Pelat atas

$$\eta_1 = \frac{0,35}{0,75 + \left[\frac{x_1}{y_1} \right]}$$

dimana,

$$x_1 = \text{tebal pelat atas} = 300 \text{ mm}$$

$$y_1 = \text{lebar pelat atas} = 7000 \text{ mm}$$

maka,

$$\eta_1 = \frac{0,35}{0,75 + \left[\frac{300}{7000} \right]} = 0,44$$

Pelat badan

$$x_1 = \text{tebal badan} = 500 \text{ mm}$$

$$y_1 = \text{lebar badan} = 3650 \text{ mm}$$

maka,

$$\eta_1 = \frac{0,35}{0,75 + \left[\frac{500}{3650} \right]} = 0,40$$

Pelat bawah

$$x_1 = \text{tebal pelat bawah} = 300 \text{ mm}$$

$$y_1 = \text{lebar pelat bawah} = 6000 \text{ mm}$$

maka,

$$\eta_1 = \frac{0,35}{0,75 + \left[\frac{300}{6000} \right]} = 0,44$$

Konstanta torsi :

$$\begin{aligned} &= \sum \eta_1 \cdot x_1^2 y_1 \\ &= (0,44 \cdot 300^2 \cdot 7000) + (0,40 \cdot 500^2 \cdot 3650) + (0,44 \cdot 300^2 \cdot 6000) \\ &= 8798 \cdot 10^5 \end{aligned}$$

$$T_{cr} = 6\sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{10 \cdot \left(\frac{F}{A} \right)}{\sqrt{f'_c}} \cdot \sum \eta_1 \cdot x_1^2 y_1}$$

$$T_{cr} = 6\sqrt{65} \sqrt{1 + \frac{10 \cdot \left(\frac{247021,57}{17,83 \cdot 10^6} \right)}{\sqrt{65}} \cdot 8798 \cdot 10^5}$$

$$T_{cr} = 4,29 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$\phi T_{cr} = 0,7 \cdot 4,29 \cdot 10^{10} \text{ Nmm} = 3,01 \cdot 10^{10}$$

Torsi ijin

Berdasarkan SNI T-12-2004 Pasal 5.4.5 Tulangan puntir tidak diperlukan apabila :

$$\frac{T_u}{\phi T_c} < 0,25$$

$$\frac{2160,9 \cdot 10^6}{3,01 \cdot 10^{10}} < 0,25$$

$$0,072 < 0,25 \text{ (memenuhi syarat)}$$

Dari perhitungan di atas dapat disimpulkan bahwa tidak diperlukan adanya tulangan torsi.

7.6 Penulangan Arah Longitudinal

Penulangan flens

Dikarenakan momen arah longitudinal dipikul seluruhnya oleh tendon dan untuk mengantisipasi susut dan suhu, maka digunakan tulangan minimum pada daerah flens berdasarkan RSNI T-12-2004

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} b \cdot d$$

dan tidak lebih kecil dari:

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} b \cdot d$$

Data perencanaan:

$$f_c' = 65 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{diameter tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{cover beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{tebal flens} = 300 \text{ mm}$$

maka,

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{65}}{4 \cdot 400} \cdot 1000 \cdot 217 = 1093,44 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

dan tidak lebih kecil dari:

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{400} \cdot 1000 \cdot 217 = 759,5 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan perlu

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \cdot 1000}{1093,44} = 347,65 \text{ mm}$$

Dipasang D22-200 dengan A_s sebesar

$$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \cdot 1000}{200} = 1900,66 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}$$

Penulangan web

Direncanakan tulangan geser dipasang pada daerah web dengan data-data sebagai berikut.

Data perencanaan

$$f_c' = 65 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Cover beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif, } d = 4189 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar badan, } b_w = 489 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang} = 17,83 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Inersia} = 49,79 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$F \text{ tendon atas} = 77427,90 \text{ kN}$$

$$F \text{ tendon bawah} = 309711,60 \text{ kN}$$

e tendon atas	= 1,38 m
e tendon bawah	= 2,32 m
ya	= 1,78 m
yb	= 2,47 m

Berdasarkan RSNI T-12-2004, kuat geser beton tidak boleh melebihi nilai terkecil dari 2 kondisi retak, yaitu

Kondisi retak geser terlentur

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} bw \cdot d + Vd + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

Dimana,

Vd = gaya geser akibat beban mati tidak terfaktor

V_i = gaya geser akibat beban luar tidak terfaktor

$$M_{cr} = \frac{I}{yt} \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{2} + f_{pe} - fd \right)$$

$$fd = \frac{M_d \cdot yt}{I} = \frac{237666,12 \cdot 10^6 \cdot 2,32 \cdot 10^3}{49,79 \cdot 10^{12}} = 11,07 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} f_{pe} &= \frac{F}{A} + \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \\ &= \frac{387139,5 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} + \frac{77427,9 \cdot 10^3 \cdot 1380,1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{309711,6 \cdot 10^3 \cdot 2320,2470}{49,79 \cdot 10^{12}} \\ &= 61,18 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = \frac{49,79 \cdot 10^{12}}{2470} \left(\frac{\sqrt{65}}{2} + 61,18 - 11,07 \right) = 1091371 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} V_{ci} &= \frac{\sqrt{65}}{20} \cdot 489.4189 + 11784,74 \cdot 10^3 + \frac{30671 \cdot 10^3 \cdot 1091371 \cdot 10^6}{789703,75 \cdot 10^6} \\ &= 54997,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kondisi retak geser bagian badan

Karena tendon posisi lurus (tidak ada bengkokan) maka nilai

V_p adalah 0 atau tidak menahan geser.

$$\begin{aligned} V_{cw} &= 0,3 \left(\sqrt{f_c'} + f_{pe} \right) bw \cdot d + V_p \\ &= 0,3 \left(\sqrt{65} + 61,18 \right) 489.4189 + 0 = 42551,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $V_{cw} < V_{ci}$ maka digunakan V_{cw} sebagai V_c

$$V_u = 32134,45 \text{ kN}$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$= 32134,45 / 0,75 - 42551,2 = 294,733 \text{ kN}$$

Digunakan sengkang 2 kaki

$$S_{\text{perlu}} = \frac{2.0,25\pi.22^2.400.4189}{294,733.10^3} = 432,2 \text{ mm}$$

Maka dipasang sengkang 2D22-200

7.7 Penulangan Blok Ujung

7.7.1 Tendon atas

Data perencanaan

Tendon unit 6-55

Min. breaking load = 14339 kN

f_c' = 65 MPa

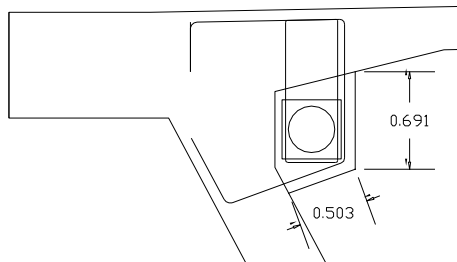
f_{ci} = 45,5 MPa

f_y = 400 MPa

diameter tulangan = 22 mm

selimut beton = 50 mm

spasi tulangan = 150 mm



Gambar 7.6 Penulangan blok ujung atas-kiri (dalam m)

Untuk tendon 6-55

$F_o = 0,8 f_{pu}$

$$= 0,8 \cdot 14339 = 11471 \text{ kN}$$

Tegangan ijin tarik beton saat transfer

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{tarik}} &= 0,25\sqrt{f_{ci}'} \\ &= 0,25\sqrt{45,5} \\ &= 1,69 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan tarik terjadi

$$0,18 f = 0,18 F_o/A$$

$$= 0,18 \cdot 11471 \cdot 10^3 / 691 \cdot 503$$

$$= 5,94 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang dipikul tulangan

$$5,94 - 1,69 = 4,25 \text{ MPa}$$

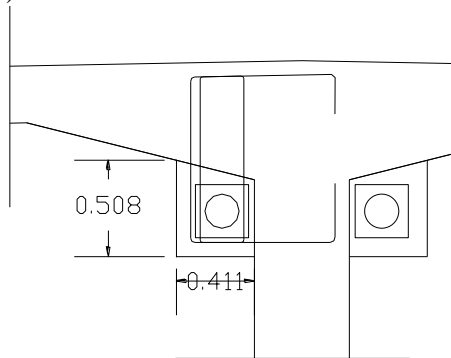
Gaya tarik yang dipikul tulangan

$$4,25 \text{ MPa} \times 150 \text{ mm} \times 691 \text{ mm} = 440512,5 \text{ N}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 440512,5 \text{ N} / 400 \text{ MPa} = 1101,28 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{0,25\pi \cdot 22^2 \cdot 400 \cdot 630}{440512,5} = 217,5 \text{ mm}$$

Maka sengkang D22-150 telah mencukupi kebutuhan (lihat Gambar 7.6)



Gambar 7.7 Penulangan blok ujung atas-kanan (dalam m)

Tegangan tarik terjadi

$$0,18 f = 0,18 F_o/A$$

$$= 0,18 \cdot 11471 \cdot 10^3 / 508 \cdot 411$$

$$= 9,89 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang dipikul tulangan

$$9,89 - 1,69 = 8,2 \text{ MPa}$$

Gaya tarik yang dipikul tulangan

$$8,2 \text{ MPa} \times 150 \text{ mm} \times 508 \text{ mm} = 624840 \text{ N}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 624840 \text{ N} / 400 \text{ MPa} = 1562,1 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{0,25\pi \cdot 22^2 \cdot 400 \cdot 447}{624840} = 108,8 \text{ mm}$$

Maka sengkang D22-100 (lihat Gambar 7.7)

7.7.2 Tendon bawah

Data perencanaan

Tendon unit 6-55

Min. breaking load = 14339 kN

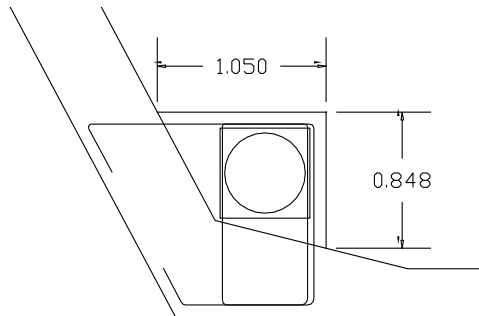
f_c' = 65 MPa

f_y = 400 MPa

diameter tulangan = 22 mm

selimut beton = 50 mm

spasi tulangan = 150 mm



Gambar 7.8 Penulangan blok ujung atas-kiri (dalam m)

Untuk tendon 6-55

$F_o = 0,8 f_{pu} = 0,8 \cdot 14339 = 11471 \text{ kN}$

Tegangan ijin tarik beton saat servis

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tarik}} &= 0,5 \sqrt{f_c'} \\ &= 0,5 \cdot \sqrt{65} \\ &= 4,03 \text{ MPa}\end{aligned}$$

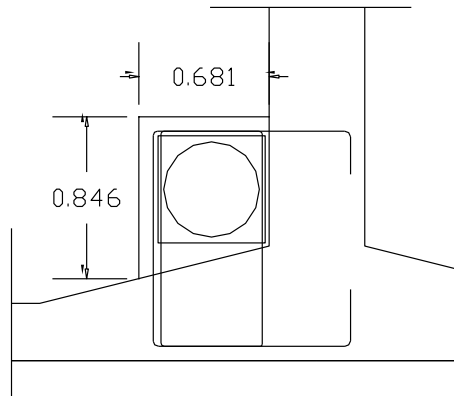
Tegangan tarik terjadi

$$\begin{aligned}0,18 f &= 0,18 F_o / A \\ &= 0,18 \cdot 11471 \cdot 10^3 / 848 \cdot 1050 \\ &= 2,32 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Tegangan tarik yang dipikul tulangan

$$2,32 - 4,03 = -1,71 \text{ MPa}$$

Karena beton masih mampu memikul gaya tarik yang terjadi maka akan digunakan tulangan yang sama dengan tendon atas sebagai pertimbangan kemudahan pemasangan (lihat Gambar 7.8).



Gambar 7.9 Penulangan blok ujung atas-kanan (dalam m)

Tegangan tarik terjadi

$$\begin{aligned} 0,18 f &= 0,18 F_o/A \\ &= 0,18 \cdot 11471 \cdot 10^3 / 846 \cdot 681 \\ &= 3,58 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tegangan tarik yang dipikul tulangan

$$3,58 - 4,03 = -0,45 \text{ MPa}$$

Karena beton masih mampu memikul gaya tarik yang terjadi maka akan digunakan tulangan yang sama dengan tendon atas sebagai pertimbangan kemudahan pemasangan (lihat Gambar 7.9).

7.7.3 Kontrol dimensi blok ujung

Data perencanaan

Tendon unit 6-55

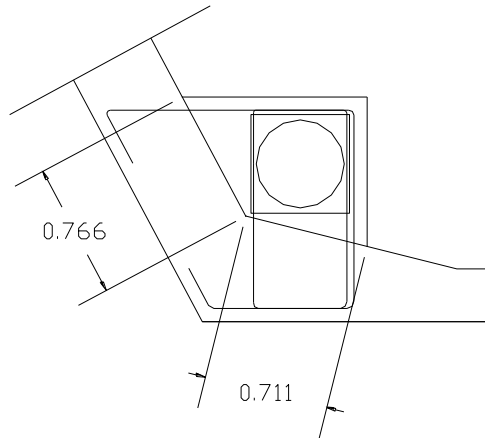
Min. breaking load = 14339 kN

f_c' = 50 MPa

lebar blok ujung, b = 711 mm (lihat Gambar 7.10)

tinggi blok ujung, h = 766 mm (lihat Gambar 7.10)

panjang blok ujung, p = 1000 mm



Gambar 7.10 Penulangan blok ujung atas-kiri (dalam m)

Untuk tendon 6-55

$$F_o = 0,8 f_{pu} \\ = 0,8 \cdot 14339 = 11471 \text{ kN}$$

Luas geser blok ujung

$$A = (b+h) \cdot p = (711+766) \cdot 1000 = 1477000 \text{ mm}^2$$

Kemampuan geser blok ujung

$$F = A \cdot f_c' = 1477000 \times 50 = 73850000 \text{ N}$$

Syarat,

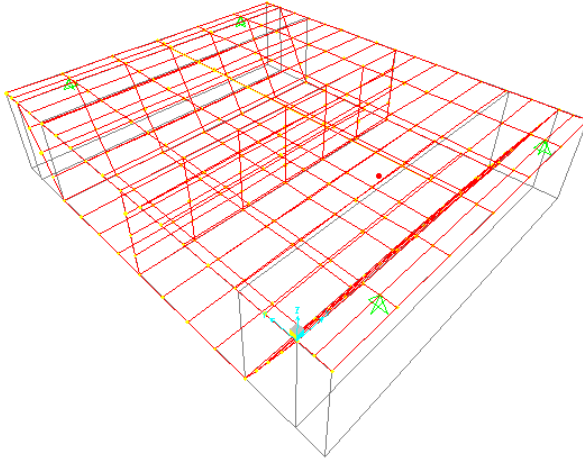
$$F > F_o$$

$$73850 \text{ kN} > 11471 \text{ kN} \text{ (memenuhi)}$$

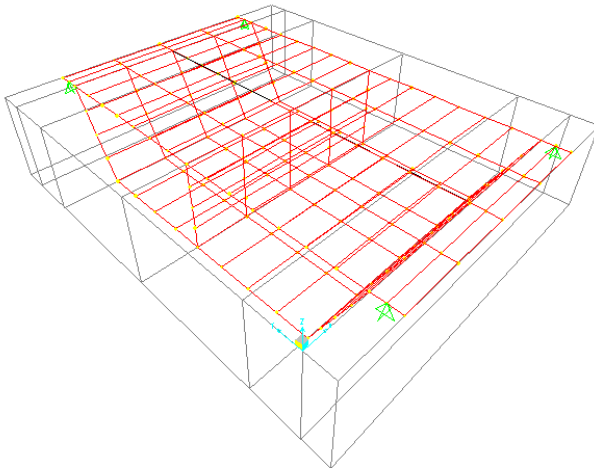
7.8 Penulangan Arah Transversal

7.8.1 Penulangan flens

Untuk mengantisipasi momen arah transversal akibat kendaraan, maka dipasang tulangan lentur arah transversal dimana permodelannya menggunakan program bantu SAP2000. Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 7.11 dan Gambar 7.12.



Gambar 7.11 Permodelan box untuk momen negatif terbesar



Gambar 7.12 Permodelan box untuk momen positif terbesar

Data perencanaan

$$f_c' = 65 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{diameter tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{cover beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif, } d = 559 \text{ mm}$$

$$\text{lebar badan, } b_w = 1000 \text{ mm}$$

Tumpuan

$$M_u = 1165 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_u/0,8 = 1465,25 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n/b \cdot d^2 = 4,69$$

$$m = f_y/0,85 \cdot f_c' = 7,24$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0035$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c' - 30) = 0,57$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0,047$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,0354$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = 0,0123$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ maka digunakan ρ_{perlu}

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 6875,7 \text{ mm}^2$$

Dipasang D22-50 dengan $A_s = 7353 \text{ mm}^2$ (memenuhi)

Lapangan

$$M_u = 583 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_u/0,8 = 728,75 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n/b \cdot d^2 = 728,75 \cdot 10^6 / (1000 \cdot 259^2) = 10,86$$

$$m = f_y/0,85 \cdot f_c' = 7,24$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0035$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c' - 30) = 0,57$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0,047$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,0354$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = 0,0305$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ maka digunakan ρ_{perlu}

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 7906 \text{ mm}^2$$

Dipasang D22-40 dengan $A_s = 9675 \text{ mm}^2$ (memenuhi)

7.8.2 Penulangan web

Data perencanaan

$$\begin{aligned} f_c' &= 65 \text{ MPa} \\ f_y &= 400 \text{ MPa} \\ \text{diameter tulangan} &= 22 \text{ mm} \\ \text{cover beton} &= 30 \text{ mm} \\ \text{tinggi efektif, } d &= 459 \text{ mm} \\ \text{lebar badan, } b_w &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_u = 665,93 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_u / 0,8 = 832,4 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n / b \cdot d^2 = 3,951$$

$$m = f_y / 0,85 \cdot f_c' = 7,24$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4 / f_y = 0,0035$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c' - 30) = 0,57$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0,047$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_b = 0,0354$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = 0,0102$$

Karena $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$, maka digunakan ρ_{perlu}

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 4691,5 \text{ mm}^2$$

Dipasang D22-70 dengan $A_s = 5031 \text{ mm}^2$ (memenuhi)

7.9 Perencanaan shear-key joint antar segmen

Dimensi bidang geser tiap segmen

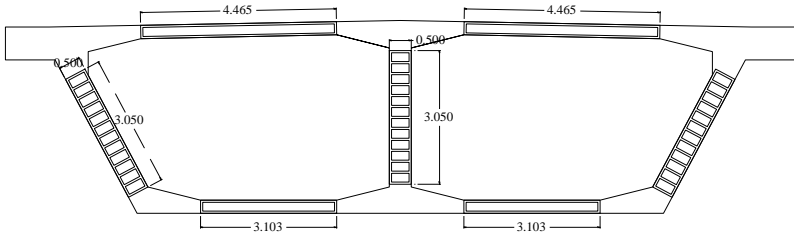
Pada flens atas = 446,5 cm x 30 cm (lihat Gambar 7.13)

Pada flens bawah = 310,3 cm x 30 cm (lihat Gambar 7.13)

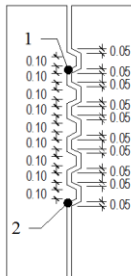
Pada badan = 12 x 500 cm x 20 cm (lihat Gambar 7.13)

Luas beton yang memikul geser

$$\begin{aligned} A_c &= (2 \times 446,5 \times 30) + (2 \times 310,3 \times 30) + (12 \times 500 \times 20) \\ &= 165408 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



Gambar 7.13 Rencana letak shear key pada box girder (dalam m)



Gambar 7.14 Potongan shear key pada web

Gaya maksimum yang bekerja pada joint antar segmen

$$V_u = 32134,45 \text{ kN}$$

$$M_u = 789703,75 \text{ kNm}$$

Data perencanaan

$$f_c' = 65 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Cover beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif, } d = 3650 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar badan, } b_w = 16636 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang} = 17,83 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Inersia} = 49,79 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$F \text{ tendon atas} = 77427,90 \text{ kN}$$

$$F \text{ tendon bawah} = 309711,60 \text{ kN}$$

$$e \text{ tendon atas} = 1,38 \text{ m}$$

$$e \text{ tendon bawah} = 2,32 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} ya &= 1,78 \text{ m} \\ yb &= 2,47 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan RSNI T-12-2004, kuat geser beton tidak boleh melebihi nilai terkecil dari 2 kondisi retak, yaitu

Kondisi retak geser terlentur

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} bw \cdot d + Vd + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

Dimana,

Vd = gaya geser akibat beban mati tidak terfaktor

V_i = gaya geser akibat beban luar tidak terfaktor

$$M_{cr} = \frac{I}{yt} \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{2} + f_{pe} - fd \right)$$

$$fd = \frac{M \cdot d \cdot yt}{I} = \frac{789703,75 \cdot 10^6 \cdot 2,32 \cdot 10^3}{49,79 \cdot 10^{12}} = 36,8 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} f_{pe} &= \frac{F}{A} + \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \\ &= \frac{387139,5 \cdot 10^3}{17,83 \cdot 10^6} + \frac{77427,9 \cdot 10^3 \cdot 1380,1780}{49,79 \cdot 10^{12}} + \frac{309711,6 \cdot 10^3 \cdot 2320,2470}{49,79 \cdot 10^{12}} \\ &= 61,18 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = \frac{49,79 \cdot 10^{12}}{2470} \left(\frac{\sqrt{65}}{2} + 61,18 - 36,8 \right) = 572708,55 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} V_{ci} &= \frac{\sqrt{65}}{20} \cdot 16636,3650 + 11784,74 \cdot 10^3 + \frac{30671,10^3 \cdot 572708,55 \cdot 10^6}{789703,75 \cdot 10^6} \\ &= 58505,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kondisi retak geser bagian badan

Karena tendon posisi lurus (tidak ada bengkokan) maka nilai

V_p adalah 0 atau tidak menahan geser.

$$\begin{aligned} V_{cw} &= 0,3 \left(\sqrt{f_c'} + f_{pe} \right) bw \cdot d + V_p \\ &= 0,3 \left(\sqrt{65} + 61,18 \right) 16636,3650 + 0 = 1261346,049 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena V_{cw} > V_{ci} maka digunakan V_{ci} sebagai V_c

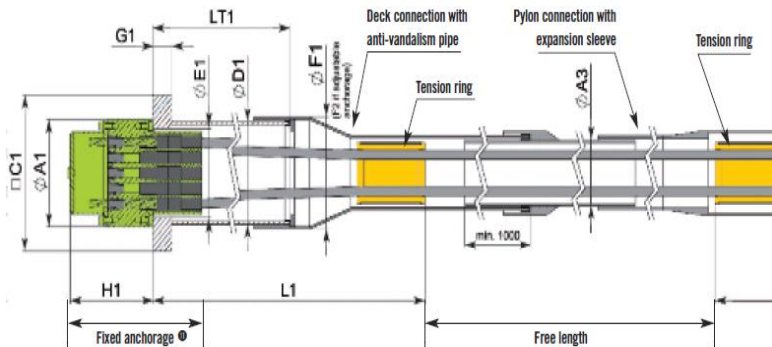
$$V_u = 32134,45 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / \phi - V_c \\ &= 32134,45 / 0,75 - 58505,53 = -15659,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

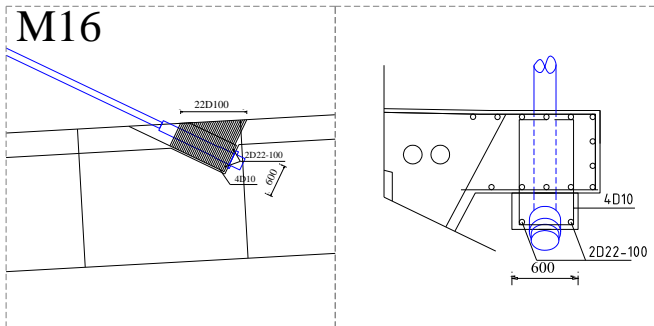
Maka tidak perlu tulangan geser tambahan karena kuat geser beton sudah mampu untuk menahan atau memikul gaya geser

7.10 Analisa anker pada gelagar box

Pada desain ini anker dipasang sesuai dengan jumlah strand yang direncanakan dari perhitungan sebelumnya. Analisa meliputi cek tegangan pada beton saat pemberian gaya tarik (*stressing*). Detai anker dan perletakan kabel dapat dilihat pada Gambar 7.15 dan Gambar 7.16. Spesifikasi teknis dan karakteristik dapat dilihat Tabel 7.4 sedangkan untuk data anker yang dipakai dapat dilihat pada Tabel 7.5.



Gambar 7.15 Detail anker VSL SSI 2000 untuk box girder



Gambar 7.16 Contoh letak anker box

Tabel 7.4 Spesifikasi teknis angker VSL SSI 2000

TENDON UNIT	ØA2	C2	ØD2	ØE2	F2	G2	H2 min	J2	L2min	ØA2
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
6-12	185	260	177.8/4.5	150	105	35	105	160	900	6-12
6-19	230	335	219.1/6.3	190	120	50	105	180	1200	6-19
6-22	250	355	219.1/6.3	205	120	50	105	210	1350	6-22
6-31	280	415	244.5/6.3	230	145	60	105	210	1550	6-31
6-37	300	455	273/6.3	255	170	70	105	210	1750	6-37
6-43	340	505	323.9/7.1	285	175	75	105	210	2000	6-43
6-55	380	550	323.9/7.1	310	195	75	105	260	2050	6-55
6-61	380	585	355.6/8	330	215	85	105	260	2050	6-61
6-73	430	650	406.4/8.8	370	215	95	120	290	2450	6-73
6-85	430	685	406.4/8.8	370	245	110	120	290	2600	6-85
6-91	480	730	457/10	420	255	110	120	320	2800	6-91
6-109	495	775	457/10	420	265	120	120	320	3000	6-109
6-127	550	845	508/11	475	315	130	120	340	3350	6-127

Tabel 7.5 Data angker yang dipakai

Angker	Strand		
	43	55	37
ØA	280	380	300
C1	505	550	455

Contoh perhitungan angker digunakan S6 yang mempunyai gaya paling besar. Adapun data perencanaan sebagai berikut :

$$P = 4554,638 \text{ kN}$$

$$H = 600 \text{ mm}$$

$$\text{ØA} = 280 \text{ mm}$$

$$C1 = 505 \text{ mm}$$

$$A_p' = H \times H$$

$$\begin{aligned}
 &= 360000 \text{ mm}^2 \\
 A_p &= C \times C - \text{Area } \emptyset A \\
 &= (505 \times 505) - (0,25 \cdot \pi \cdot 280^2) \\
 &= 193449,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{cp} &= 0,8 \cdot f'c \sqrt{\frac{A_{p'}}{A_p} - 0,2} \\
 &= 0,8 \cdot 55,25 \sqrt{\frac{360000}{193449,8} - 0,2} \\
 &= 56,96 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Tegangan dibawah pelat angker :

$$f_t = \frac{P}{A_p} = \frac{4554,638}{193449,8} = 23,54 \text{ Mpa} < f_{cp} \dots \mathbf{OK}$$

Untuk perhitungan masing-masing angker ditampilkan pada tabel 7.6 berikut ini.

Tabel 7.6 Kontrol tegangan beton pada saat *stressing*

Kabel	Force (kN)	Strand	f_{cp}	f_t	Kontrol	
S1	3275,187	43	56,96	16,93	OKE	fyp > ft
S2	3298,231	43	56,96	17,05	OKE	fyp > ft
S3	3549,345	43	56,96	18,35	OKE	fyp > ft
S4	3923,367	43	56,96	20,28	OKE	fyp > ft
S5	4301,222	43	56,96	22,23	OKE	fyp > ft
S6	4554,638	43	56,96	23,54	OKE	fyp > ft
S7	4551,531	43	56,96	23,53	OKE	fyp > ft
S8	4168,261	43	56,96	21,55	OKE	fyp > ft
S9	3814,218	43	56,96	19,72	OKE	fyp > ft
S10	3701,646	43	56,96	19,13	OKE	fyp > ft
S11	3781,992	43	56,96	19,55	OKE	fyp > ft
S12	3972,599	43	56,96	20,54	OKE	fyp > ft
S13	4148,325	43	56,96	21,44	OKE	fyp > ft
S14	4182,477	43	56,96	21,62	OKE	fyp > ft
S15	4219,648	43	56,96	21,81	OKE	fyp > ft
S16	4275,169	43	56,96	22,10	OKE	fyp > ft
M1	3296,679	43	56,96	17,04	OKE	fyp > ft
M2	3273,254	43	56,96	16,92	OKE	fyp > ft
M3	3449,077	43	56,96	17,83	OKE	fyp > ft
M4	3745,948	43	56,96	19,36	OKE	fyp > ft
M5	4037,777	43	56,96	20,87	OKE	fyp > ft
M6	4198,256	43	56,96	21,70	OKE	fyp > ft
M7	4336,125	43	56,96	22,41	OKE	fyp > ft
M8	4509,837	43	56,96	23,31	OKE	fyp > ft
M9	3596,460	43	56,96	18,59	OKE	fyp > ft
M10	3360,700	43	56,96	17,37	OKE	fyp > ft
M11	3412,921	43	56,96	17,64	OKE	fyp > ft
M12	3690,412	43	56,96	19,08	OKE	fyp > ft
M13	4020,196	43	56,96	20,78	OKE	fyp > ft
M14	4272,592	43	56,96	22,09	OKE	fyp > ft
M15	4284,509	43	56,96	22,15	OKE	fyp > ft
M16	3934,186	43	56,96	20,34	OKE	fyp > ft

Kebutuhan tulangan pencar

$$P_{\text{pencar}} = 0,25 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{c_1}{h}\right)$$

$$= 0,25 \cdot 4554,638 \cdot \left(1 - \frac{505}{600}\right) = 180,29 \text{ kN}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5(h-2e)$$

$$= 0,5 \cdot (600-2 \cdot 0) = 300 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang penutup D22 dengan $A_s = 387 \text{ mm}^2$

$$A_s \text{ perlu} = P_{\text{pencar}} / f_y$$

$$= 180290 / 400 = 450,725 \text{ mm}^2$$

$$n = A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai}$$

$$= 450,725 / 387 = 1,17 \sim 2 \text{ sengkang dekat ujung angkur}$$

spasi antar sengkang

$$s = d_{\text{pencar}} / n$$

$$= 300 / 2 = 150 \sim 100 \text{ mm}$$

maka dipasang sengkang 2D22-100

Untuk mencegah pecah (*spalling*), dipasang tulangan dengan kuat tarik 2%P

$$2\%P = 2\% \cdot 4554,638 \text{ kN} = 910,93 \text{ kN}$$

$$A_s \text{ perlu} = 2\%P / f_y$$

$$= 910930 / 400 = 227,7 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D10 dengan $A_s = 71 \text{ mm}^2$

$$n = A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai}$$

$$= 227,7 / 71 = 3,2 \sim 4 \text{ buah tulangan U}$$

7.11 Perencanaan perletakan

Pada modifikasi jembatan Duplikasi Musi II ini akan digunakan landasan jembatan yang berfungsi meneruskan beban dari bangunan atas ke bangunan bawah jembatan. Landasan yang digunakan pada jembatan ini merupakan pelat baja sirkular (pot bearing). Dengan penggunaan landasan pot bearing tersebut akan mampu mengakomodasi perpindahan arah akibat beban yang ada.

Desain dari pot bearing merupakan elemen pabrikasi dari *VSL CTT POT BEARIGS*.

7.11.1 Lay out Penempatan Perletakan Jembatan

Modifikasi jembatan Duplikasi Musi II ini merupakan kategori jembatan bentang panjang dimana besarnya pergerakan

cukup mempengaruhi stabilitas jembatan. Oleh karena itu hal ini dapat diminimalkan dengan pengaturan penempatan posisi landasan.

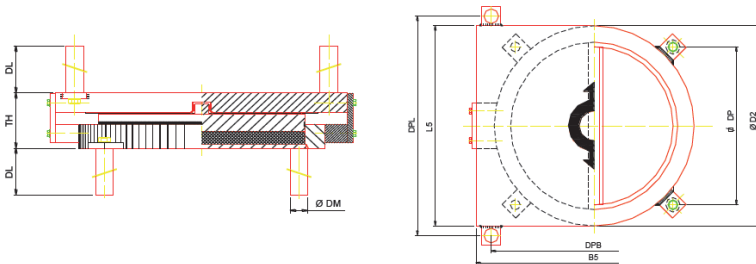
Dimana :



: pot bearing tipe PU

7.11.2 Kontrol Desain Perletakan Pot Bearing

Type PU pot bearing : jenis perletakan ini hanya memungkinkan 1 gerakan arah lateral.



Gambar 7.17 Type perletakan PU

Dari hasil analisa MIDAS CIVIL 2011 diperoleh reaksi dan pergerakan pada perletakan untuk pot bearing arah x adalah akibat $(1,2MS + 2MA + 0,5TT + 0,5TD + 0,5TB + 0,5TP + 1EQ_x + 0,3EQ_y)$ dan $(1,2MS + 2MA + 0,5TT + 0,5TD + 0,5TB + 0,5TP + 1EQ_y + 0,3EQ_x)$.

$$H_{max} = 4980,06 \text{ kN}$$

$$V_{max} = 16451,5 \text{ kN}$$

Dari hasil reaksi vertikal pada perletakan pot bearing, maka akan direncanakan unidirectional pot bearing tipe PU 2800/2000/H2 EN. Dimensi dan spesifikasi dapat dilihat pada Tabel 7.7.

Tabel 7.7 Dimensi tipe PU pot bearing

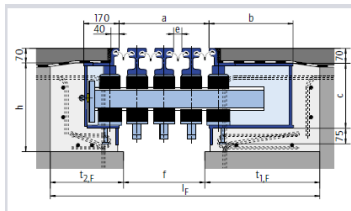
BEARING TYPE	V MAX ULS (kN)	H MAX ULS (kN)	BEARING TYPE	Pot Ø D2 (mm)	Total height TH (mm)	Top Plate Dimensions LS x BS (mm)	Recommended Pier Ø (mm)	DM Ø (mm)	DL (mm)	DPL (mm)	DPB (mm)	DP (mm)
PU 100/70/H2 EN	977	210	PU 100/70/H2 EN	250	83	290 x 250	400	30	150	200	310	219
PU 200/140/H2 EN	1.953	420	PU 200/140/H2 EN	312	84	347 x 312	499	30	150	257	372	263
PU 300/220/H2 EN	3.069	660	PU 300/220/H2 EN	390	103	405 x 390	624	30	150	315	450	318
PU 390/280/H2 EN	3.906	840	PU 390/280/H2 EN	439	105	440 x 439	702	40	200	350	499	353
PU 490/350/H2 EN	4.883	1.050	PU 490/350/H2 EN	492	113	492 x 492	787	40	200	402	552	390
PU 630/450/H2 EN	6.278	1.350	PU 630/450/H2 EN	553	129	553 x 553	885	40	200	463	613	433
PU 700/500/H2 EN	6.975	1.500	PU 700/500/H2 EN	588	130	588 x 588	941	60	300	478	668	472
PU 840/600/H2 EN	8.370	1.800	PU 840/600/H2 EN	624	143	624 x 624	998	60	300	514	704	498
PU 900/650/H2 EN	9.068	1.950	PU 900/650/H2 EN	651	149	651 x 651	1.042	60	300	541	731	517
PU 1000/700/H2 EN	9.765	2.100	PU 1000/700/H2 EN	673	150	673 x 673	1.077	60	300	563	735	532
PU 1120/800/H2 EN	11.160	2.400	PU 1120/800/H2 EN	721	153	721 x 721	1.154	60	300	611	801	566
PU 1200/850/H2 EN	11.858	2.550	PU 1200/850/H2 EN	754	154	754 x 754	1.206	60	300	644	834	590
PU 1320/950/H2 EN	13.253	2.850	PU 1320/950/H2 EN	782	166	782 x 782	1.251	60	300	672	862	610
PU 1400/1000/H2 EN	13.950	3.000	PU 1400/1000/H2 EN	804	167	804 x 804	1.286	60	300	694	884	625
PU 1535/1100/H2 EN	15.345	3.300	PU 1535/1100/H2 EN	838	184	838 x 838	1.341	70	350	718	928	656
PU 1700/1200/H2 EN	16.740	3.600	PU 1700/1200/H2 EN	880	186	880 x 880	1.408	70	350	760	970	686
PU 1800/1300/H2 EN	18.135	3.900	PU 1800/1300/H2 EN	914	188	914 x 914	1.462	80	400	784	1014	717
PU 2000/1400/H2 EN	19.530	4.200	PU 2000/1400/H2 EN	944	200	944 x 944	1.510	80	400	814	1044	738
PU 2100/1500/H2 EN	20.925	4.500	PU 2100/1500/H2 EN	978	201	978 x 978	1.565	90	450	848	1078	762
PU 2250/1600/H2 EN	22.320	4.800	PU 2250/1600/H2 EN	1.022	214	1022 x 1022	1.635	90	450	892	1122	793
PU 2400/1700/H2 EN	23.715	5.100	PU 2400/1700/H2 EN	1.048	215	1048 x 1048	1.677	90	450	918	1148	812
PU 2500/1800/H2 EN	25.110	5.400	PU 2500/1800/H2 EN	1.077	221	1077 x 1077	1.723	90	450	947	1177	832
PU 2650/1900/H2 EN	26.505	5.700	PU 2650/1900/H2 EN	1.108	223	1108 x 1108	1.773	90	450	978	1208	854
PU 2800/2000/H2 EN	27.900	6.000	PU 2800/2000/H2 EN	1.151	225	1151 x 1151	1.842	90	450	1021	1251	885
PU 3000/2200/H2 EN	30.690	6.600	PU 3000/2200/H2 EN	1.286	234	1286 x 1286	2.058	90	450	1156	1386	980

7.12 Perencanaan expansion joint

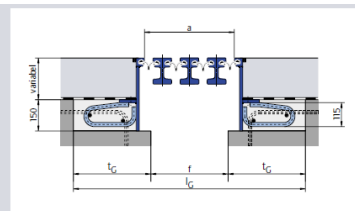
Desain dari expansion joint merupakan elemen pabrikasi dari *MAURER Swivel-Joist Expansion Joint*. Dari hasil analisa MIDAS CIVIL 2011 diperoleh reaksi deformasi akibat pembebanan servis sebesar 923 mm arah x. Dari hasil deformasi arah x tersebut, maka akan direncanakan modular joint dengan tipe DS1200. Dimensi dan spesifikasi dapat dilihat pada Tabel 7.8 dan Gambar 7.19.

Tabel 7.8 Dimensi Modular joint to one side only

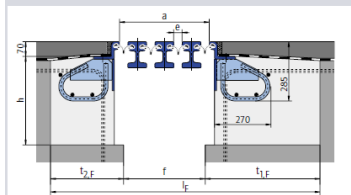
			Presetting of gap dimension $e = 30$ mm											
u_x [mm]	u_y^* [mm]	u_z^* [mm] mid-position	MAURER exp. joint		structural dimensions			concrete recess dimensions			concrete gap dimensions			
			n	type	a [mm]	b [mm]	c [mm]	h [mm]	t_{1F} [mm]	$t_{2F}=t_{2G}$ [mm]	f_{min} [mm]	f_{max} [mm]	l_F [mm]	l_G [mm]
130 (160)	± 80	± 10	2	DS160	150	260	290	420	400	350	115	130	865	815
195 (240)	± 120	± 15	3	DS240	270	310	300	430	450	380	225	250	1055	985
260 (320)	± 160	± 20	4	DS320	390	360	310	440	500	390	300	370	1190	1080
325 (400)	± 200	± 25	5	DS400	510	410	320	450	560	400	410	490	1370	1210
390 (480)	± 240	± 30	6	DS480	630	460	330	460	620	410	520	610	1550	1340
455 (560)	± 280	± 35	7	DS560	750	510	340	470	680	420	630	730	1730	1470
520 (640)	± 320	± 40	8	DS640	870	560	350	480	740	430	740	850	1910	1600
585 (720)	± 360	± 40	9	DS720	990	610	360	490	800	440	850	970	2090	1730
650 (800)	± 400	± 40	10	DS800	1110	660	370	500	860	450	960	1090	2270	1860
715 (880)	± 440	± 40	11	DS880	1230	710	380	510	920	460	1070	1210	2450	1990
780 (960)	± 480	± 45	12	DS960	1350	760	390	520	980	470	1180	1330	2630	2120
845 (1040)	± 520	± 45	13	DS1040	1470	810	400	530	1040	480	1290	1450	2810	2250
910 (1120)	± 560	± 45	14	DS1120	1590	860	410	540	1100	490	1400	1570	2990	2380
975 (1200)	± 600	± 45	15	DS1200	1710	910	420	550	1160	500	1510	1690	3170	2510



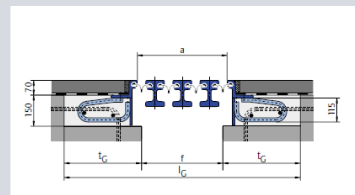
cross section through support box at carriageway



footway cross section - version 1



carriageway cross section at anchorage



footway cross section - version 2

Gambar 7.18 Potongan Modular joint

Halaman ini sengaja dikosongkan

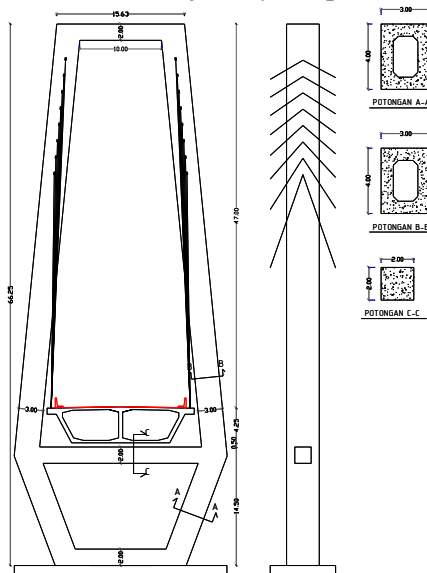
BAB VIII STRUKTUR PYLON

Dalam desain jembatan *cable stayed*, struktur *pylon* (menara) merupakan perpanjangan dari bangunan bawah. Struktur *pylon* bekerja untuk menahan beban yang terjadi pada lantai kendaraan baik berupa beban hidup maupun beban mati, beban dari lantai kendaraan disalurkan melalui kabel ke *pylon* untuk kemudian ditransfer ke pondasi.

Dalam analisis akan dilakukan kontrol terhadap kelangsingan kolom. Gaya dalam yang terjadi pada *pylon* disajikan dalam dua kondisi pembebanan, yaitu akibat beban dinamik (gempa) dan beban statik.

8.1 Gaya Dalam Pada *Pylon* Tipe Diamond

Dalam perhitungan kebutuhan tulangan pada struktur *pylon* akan dibagi menjadi tiga bagian yaitu kaki *pylon*, kolom *pylon*, dan pengaku *pylon*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.1.



Gambar 8.1 Struktur *pylon* tipe diamond

Sedangkan untuk nilai gaya dalam yang terjadi pada penampang *pylon* dan balok pengaku akibat kombinasi rencana diperoleh hasil dari analisa menggunakan program bantu MIDAS CIVIL 2011. Adapun hasil gaya dalam dapat dilihat pada Tabel 8.1, Tabel 8.2 dan Tabel 8.3.

Tabel 8.1 Gaya dalam pada kolom *pylon*

Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1,2MS+2MA+1,8TT+1,8TD+1,8TB+1,8TP+1,2EUn	0	7241,03	4384,62	10105,63	39765,87	202847,48
	-89461,01	-7241,03	-4384,62	-10105,63	-36662,15	-257404,6
1,2MS+2MA+1,4EWs+1,2EUn	0	991,73	3291,6	5502,96	31244,46	7627,17
	-69455,9	-991,73	-3291,6	-5502,96	-31747,79	-29829
1,2MS+2MA+1,2EUn	0	658,12	3259,28	989,45	30161,38	891,22
	-67184,73	-658,12	-3259,28	-989,45	-28035,25	-24719,64
1,2MS+2MA+0,4EWs+1EWL-1,2EUn	0	773,13	3268,5	4030,22	30470,34	5517,46
	-67833,03	-773,13	-3268,51	-4030,22	-29094,89	-26181,45
1,2MS+2MA+0,5TT+0,5TD+0,5TB+0,5TP+1EQx+0,3EQy	52,06	5138,56	3712,8	8529,93	38948,38	150272,35
	-70265,66	41,79	-3386,1	2,14	-18702,67	6,96
1,2MS+2MA+0,5TT+0,5TD+0,5TB+0,5TP+1EQy+0,3EQx	3238,48	3450,75	3769,34	9709,25	55897,74	85714,65
	-66988,36	-934,39	-3329,56	5,42	6,6	-42133,15
1MS+1MA+1TT+1TD+1TB+1TP+0,3EWs+1EWL+1,2EUn	0	4312,5	3236,84	5035,12	30333,49	105541,05
	-66952,52	-4169,31	-3250,51	-6913,75	-28472,51	-152347,59

Tabel 8.2 Gaya dalam pada kaki *pylon*

Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1,2MS+2MA+1,8TT+1,8TD+1,8TB+1,8TP+1,2EUn	-69959,52	7241,03	6705,63	101311,71	41133,93	342317,66
	-100188,24	-7241,03	-6176,82	-101311,71	-38904,94	-342317,66
1,2MS+2MA+1,4EWs+1,2EUn	-70413,61	1039,79	6440,65	11323,52	36818,74	43359,45
	-78823,04	-1039,79	-5960,71	-11323,52	-39826,77	-43359,45
1,2MS+2MA+1,2EUn	-72525,72	658,12	5461,3	9706,91	32559,86	32342,05
	-76668,11	-658,12	-4993,96	-9706,91	-30226,68	-32342,05
1,2MS+2MA+0,4EWs+1EWL-1,2EUn	-56805,15	807,48	5740,87	10169,33	33775,5	35494,14
	-77283,23	-807,48	-5269,93	-10169,49	-32967,2	-35493,49
1,2MS+2MA+0,5TT+0,5TD+0,5TB+0,5TP+1EQx+0,3EQy	-68683,59	5434,56	7218,53	70388,97	38731,48	242074,41
	-79963,01	1024,95	-3603,96	8889,8	-7499,04	21448,85
1,2MS+2MA+0,5TT+0,5TD+0,5TB+0,5TP+1EQy+0,3EQx	-65491,84	3682,39	10606,69	44402,87	51610,29	158123,61
	-76529,42	-749,98	-333,58	-17069,54	45881,88	-49332,72
1MS+1MA+1TT+1TD+1TB+1TP+0,3EWs+1EWL+1,2EUn	-56554,22	4166,02	5362,48	59175,45	32316,28	203311,58
	-75410,79	-4322,82	-4945,01	-59869,29	-31376,27	-198591,33

Tabel 8.3 Gaya dalam pada pegaku *pylon*

Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1,2MS+2MA+1,8TT+1,8TD+1,8TB+1,8TP+1,2EUn	3841,86	0	1354,33	0	3333,03	12070,54
	-4504,57	0	-1354,33	0	-12408,33	-9496,71
1,2MS+2MA+1,4EWS+1,2EUn	2882,91	713,33	1401,81	545,48	3267,52	5565,94
	-3373,8	-713,33	-1401,81	-545,48	-11876,17	-3577,57
1,2MS+2MA+1,2EUn	2882,91	0	1354,33	0	3267,52	1165,41
	-3373,8	0	-1354,33	0	-9761,24	-12,93
1,2MS+2MA+0,4EWS+1,2EUn	2882,91	509,82	1367,88	389,85	3267,52	4075,7
	-3373,8	-509,82	-1367,88	-389,85	-10365,02	-2459,23
1,2MS+2MA+0,5TT+0,5TD+0,5TB+0,5TP+1EQx+0,3EQy	3188,32	259,41	2121,67	210,57	3268,66	8749,98
	-3557,51	12,12	-888,94	40,55	-1174,3	125,95
1,2MS+2MA+0,5TT+0,5TD+0,5TB+0,5TP+1EQy+0,3EQx	3164,98	864,71	5312,16	690,92	20273,81	9823,32
	-3633,01	40,4	-350,46	135,15	569,15	-906,94
1MS+1MA+1TT+1TD+1TB+1TP+0,3EWS+1EWL+1,2EUn	2849,45	153,16	1138,77	117,11	2772,64	7132,8
	-3341,66	-153,16	-1138,77	-117,11	-9917,86	-5067,26

8.1.1 Analisa penampang kolom *pylon*

Gaya dalam maksimum dari semua kombinasi yang direncanakan akan digunakan dalam perhitungan penampang *pylon*.

8.1.1.1 Penulangan lentur

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$P_u = 89461,01 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 7241,03 \text{ kN}$$

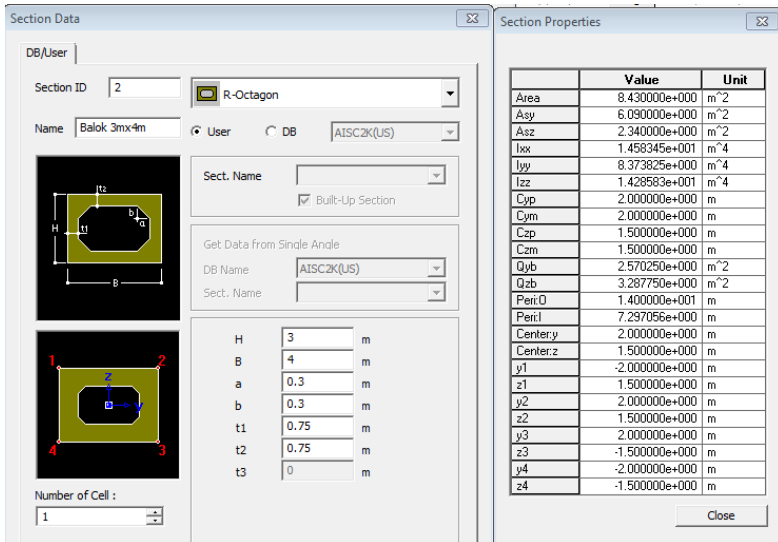
$$V_{uz} = 4384,62 \text{ kN}$$

$$M_t = 10105,63 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 55897,74 \text{ kNm}$$

$$M_{uz} = 257404,6 \text{ kNm}$$

Data berupa *section properties* dari *pylon* didapat dari hasil analisa penampang dengan program MIDAS CIVIL, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.2 sebagai berikut.



Gambar 8.2 Section properties penampang pylon

Mutu beton (f^c)	: 40 Mpa
Mutu tulangan (f_y)	: 400 Mpa
Luas penampang (A_g)	: 8,43 m ²
Inersia arah y (I_y)	: 8,374 m ⁴
Inersia arah z (I_z)	: 14,286 m ⁴
Modulus elastisitas	: $4700\sqrt{f^c} = 29725,41$ Mpa

Cek pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan, kontrol kelangsingan boleh diabaikan jika memenuhi syarat sebagai berikut :

- a. Arah Z (*braced frame*) SNI 2847 2013 Pasal 10.10.1

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 (M_1/M_2) \leq 44$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan
= 1

l_u = panjang bebas komponen tekan (52,75 m)

r = jari-jari girasi penampang (m)

$$= \sqrt{Iz/A} = \sqrt{14,286/8,430} = 1,302 \text{ m}$$

Maka,

$$1.52,75/1,302 > 34 - 12(257404,6/202847,48)$$

40,52 > 18,77 maka dianalisa sebagai kolom langsing

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka tak bergoyang dengan sebagai berikut.

$$Q = \frac{\Sigma Pu \cdot \Delta o}{Vu \cdot Iz} < 5\% \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.5.2}$$

Dimana :

Pu = gaya tekan terfaktor (kN)

Δo = simpangan relatif = 0,0256 m

$$Q = \frac{89461,01 \times 0,0256}{4384,62 \times 14,286} = 0,037 < 0,05$$

Maka kolom dianggap tidak bergoyang.

$$EI = \frac{0,4EcIz}{1+\beta d} \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 29725,41 \times 10^6 \times 14,286}{1+0,5}$$

$$EI = 1,13 \times 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$(k.lu)^2 = (1 \times 52,75)^2 = 2782,56 \text{ m}^2$$

$$Pcz = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k.lu)^2}$$

$$Pcz = \frac{\pi^2 \times 1,13 \times 10^{11}}{2782,56} = 400805480,3 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$Cm \geq 1$ (untuk kolom dengan pengaku lateral)

$$\delta_{nsz} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0,75Pcz}} = \frac{1}{1 - \frac{89461,01}{0,75 \times 400805480,3}}$$

$$\delta_{nsz} = 1,0003 > 1$$

Momen desain

$$\begin{aligned} M_{cz} &= \delta_{nsz} \times M_{uz} \\ &= 1,0003 \times 257404,6 \\ &= 257481,85 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Arah Y (*unbraced frame*)

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

Dimana :

$$\begin{aligned} k &= \text{faktor panjang efektif komponen struktur tekan} \\ &= 2 \end{aligned}$$

$$l_u = \text{panjang bebas komponen tekan (52,75 m)}$$

$$r = \text{jar-jari girasi penampang (m)}$$

$$= \sqrt{I_y/A} = \sqrt{8,374/8,430} = 0,997 \text{ m}$$

Maka,

$$2 \cdot 52,75 / 0,997 > 22$$

105,82 > 22 maka dianalisa sebagai kolom langsing
Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan
berdasarkan rangka bergoyang dengan sebagai berikut.

$$EI = \frac{0,4ECl_y}{1+\beta d} \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 29725,41 \times 10^6 \times 8,374}{1+0,5}$$

$$EI = 0,664 \times 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$(k \cdot l_u)^2 = (2 \times 52,75)^2 = 11130,25 \text{ m}^2$$

$$P_{cy} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$$

$$P_{cy} = \frac{\pi^2 0,664 \cdot 10^{11}}{11130,25} = 58879336,24 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$C_m \geq 1$ (untuk kolom tanpa pengaku lateral)

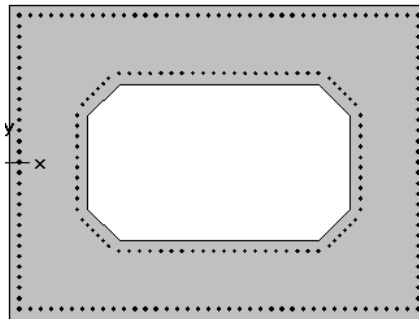
$$\delta_{nsy} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{cy}}} = \frac{1}{1 - \frac{89461,01}{0,75 \times 58879336,24}}$$

$$\delta_{nsy} = 1,002 > 1$$

Momen desain

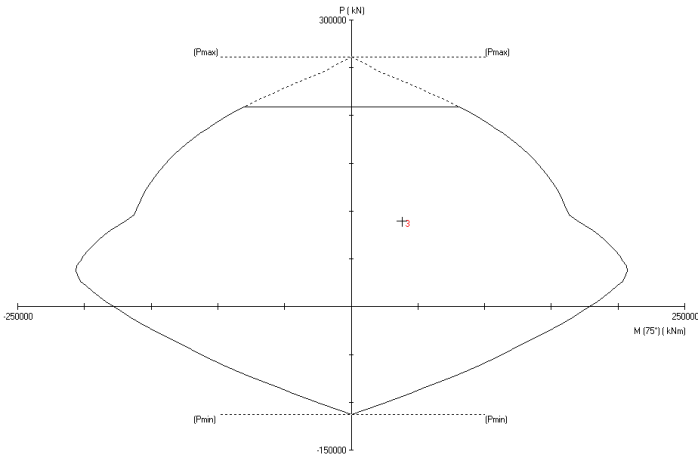
$$\begin{aligned} M_{cy} &= \delta_{nsz} \times M_{uy} \\ &= 1,002 \times 55897,74 \\ &= 56004,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D43 dan tulangan transversal menggunakan D28, dengan mutu baja tulangan f_y 400 Mpa. Kemudian kebutuhan tulangan akan direncanakan dan dianalisa menggunakan *spColumn*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.3 dan Gambar 8.4.



4000 x 3000 mm
3.72% reinf.

Gambar 8.3 Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*



Gambar 8.4 Diagram interaksi *spColumn*

Dari hasil analisa didapat :

216 buah D43 (3,72%)

$A_s = 313632 \text{ mm}^2$

Kontrol jarak antar tulangan

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n-1} = \frac{3000 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 28 - 29 \cdot 43}{29-1} = 57,75 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n-1} = \frac{4000 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 28 - 39 \cdot 43}{39-1} = 57,55 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

8.1.1.2 Perhitungan tulangan geser kolom pylon

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$P_u = 89461,01 \text{ kN}$

$V_{uy} = 7241,03 \text{ kN}$

$V_{uz} = 4384,62 \text{ kN}$

a. Penulangan geser pada kolom *pylon* arah sumbu Y

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{89461,01}{14.843.10^6} \right) 1\sqrt{40} \cdot 4000 \cdot 2910,5$$

$$= 12526668,64 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 12526668,64 \text{ N}$$

$$= 10647668,34 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2}\phi V_c = \frac{1}{2} \times 10647668,34 \text{ N}$$

$$= 5323834,17 \text{ N} = 5323,84 \text{ kN}$$

Nilai $\phi V_c > V_{uy} = 7241,03 \text{ kN} > \frac{1}{2}\phi V_c$, maka perlu tulangan geser minimum.

$$V_{smin} = (1/3) \cdot A_g$$

$$= (1/3) \cdot 8,43 \cdot 10^6$$

$$= 2,81 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$= 2810 \text{ kN}$$

Spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi dari yang terkecil.

$$- 0,5 \cdot h_c = 0,5 \cdot (4000 - (2 \cdot 28) - (2 \cdot 40))$$

$$= 1932 \text{ mm}$$

$$- 7,5 \cdot d_b = 7,5 \cdot 43 \text{ mm}$$

$$= 322,5 \text{ mm}$$

$$- 300 \text{ mm}$$

Dipasang jarak antar tulangan geser sebesar 200 mm, maka dibutuhkan tulangan geser dengan luasan sebagai berikut :

$$A_v = 0,25 \cdot \pi \cdot \phi^2$$

$$= 0,25 \cdot \pi \cdot 28^2$$

$$= 615,752 \text{ mm}^2$$

$$A_{S \text{ pakai-y}} = n \cdot A_v$$

$$= 3 \cdot 615,752 \text{ mm}^2$$

$$= 1847,256 \text{ mm}^2$$

$$V_{s-y} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$= \frac{1847,256 \cdot 400 \cdot 3910,5}{200}$$

$$= 14447389,18 \text{ N}$$

$$= 14447389,18 \text{ N}$$

Maka digunakan tulangan geser arah y adalah 3D28-200

b. Penulangan geser pada kolom pylon arah sumbu Z

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{89461,01}{14.8.43.10^6} \right) 1\sqrt{40} \cdot 3000 \cdot 3910,5 \\ &= 12622969,69 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \times 12622969,69 \text{ N} \\ &= 10729524,23 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}\phi V_c &= \frac{1}{2} \times 10729524,23 \text{ N} \\ &= 5364762,12 \text{ N} = 5364,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai $\phi V_c > \frac{1}{2}\phi V_c > V_{uz} = 4384,62 \text{ kN}$, maka tidak perlu tulangan.

8.1.1.3 Perhitungan tulangan torsi kolom pylon

Gaya dalam torsi yang bekerja pada kolom *pylon* $M_t = 10105,63 \text{ kNm}$. Menurut SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1 untuk penampang berongga, A_g harus digunakan sebagai pengganti A_{cp} .

$$A_{cp} = 8430000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(4000+3000) \text{ mm} = 14000 \text{ mm}$$

$$x_1 = 3000 - 2(40+0,5.22) \text{ mm} = 2898 \text{ mm}$$

$$x_2 = 4000 - 2(40+0,5.22) \text{ mm} = 3898 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = 2898 \times 3898 = 11296404 \text{ mm}^2$$

$$p_h = 2(2898+3898) \text{ mm} = 13592 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)}$$

$$\begin{aligned} T_u &\leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1} \\ &\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1\sqrt{40} \left(\frac{8430000^2}{14000} \right) \\ &\leq 2264926574 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$10105,63 > 2264,93 \text{ kNm}$$

Maka diperlukan tulangan torsi.

$$T_n = T_u / \phi = 10105,63 \cdot 10^6 / 0,85 = 11888976470 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\ &= 0,85 \cdot 11296404 \\ &= 9601943,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{2.Ao.At.fyv}{s} \cot\theta$$

$$\text{Maka, } At/s = \frac{T_n}{2.Ao.fyv.\cot\theta} = \frac{11888976470}{2.9601943,4.400.\cot45} = 1,548$$

Tulangan longitudinal tambahan untuk menahan torsi tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} Al &= At/s \times p_h \times \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \cot^2 45 \\ &= 1,548 \times 13592 \times \left(\frac{400}{400} \right) \cot^2 45 = 21036,75 \end{aligned}$$

Dipakai D43 ($A_s = 1452 \text{ mm}^2$)

$$n = Al / \text{luas tulangan} = 21075,62 / 1452 = 14,49 \text{ buah}$$

Maka dipakai 20D43 ($A_s = 29040 \text{ mm}^2$)

tulangan sengkang untuk torsi harus dipasang dengan perhitungan sebagai berikut :

$$T_n = \frac{2.Ao.At.fyv}{s} \cot\theta$$

$$At = \frac{T_n \cdot s}{2.Ao.At.fyv.\cot\theta}$$

Spasi tulangan torsi SNI 2847 2013 pasal 11.5.6 tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

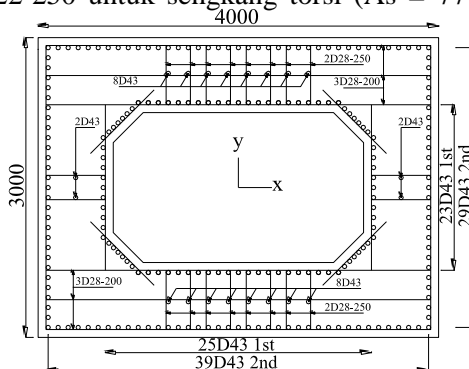
$$p_h / 8 = 13592 / 8 = 1699 \text{ mm}$$

atau 300 mm

maka digunakan spasi, $s = 250 \text{ mm}$

$$At = \frac{11888976470 \cdot 250}{2.9601943,4.400.\cot45} = 387 \text{ mm}^2$$

Dipakai 2D22-250 untuk sengkang torsi ($A_s = 774 \text{ mm}^2$) (lihat Gambar 8.5)



Gambar 8.5 Desain penulangan kolom pylon

8.1.2 Analisa penampang kaki *pylon*

Gaya dalam maksimum dari semua kombinasi yang direncanakan akan digunakan dalam perhitungan penampang pylon.

8.1.2.1 Penulangan lentur

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$P_u = 100188,24 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 7241,03 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = 10606,69 \text{ kN}$$

$$M_t = 101311,71 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 51610,29 \text{ kNm}$$

$$M_{uz} = 342317,66 \text{ kNm}$$

Data berupa *section properties* dari *pylon* didapat dari hasil analisa penampang dengan program MIDAS CIVIL, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.6 sebagai berikut.

The image shows two windows from the MIDAS CIVIL software. The 'Section Data' window on the left shows the configuration for a section named 'Balok 3mx4m'. It is an 'R-Octagon' section with a 'Built-Up Section' checked. The dimensions are defined as H=3m, B=4m, a=0.3m, b=0.3m, t1=0.75m, t2=0.75m, and t3=0m. The 'Section Properties' window on the right displays a table of geometric and inertial properties for this section.

	Value	Unit
Area	8.430000e+000	m ²
Asy	6.090000e+000	m ²
Asz	2.340000e+000	m ²
Ixx	1.458345e+001	m ⁴
Iyy	8.373825e+000	m ⁴
Izz	1.428883e+001	m ⁴
Cyp	2.000000e+000	m
Cym	2.000000e+000	m
Czp	1.500000e+000	m
Czm	1.500000e+000	m
Qyb	2.570250e+000	m ²
Qzb	3.287750e+000	m ²
PentO	1.400000e+001	m
PentI	7.297056e+000	m
Centery	2.000000e+000	m
Centerz	1.500000e+000	m
y1	-2.000000e+000	m
z1	1.500000e+000	m
y2	2.000000e+000	m
z2	1.500000e+000	m
y3	2.000000e+000	m
z3	-1.500000e+000	m
y4	-2.000000e+000	m
z4	-1.500000e+000	m

Gambar 8.6 *Section properties* penampang *pylon*

Mutu beton (f^c) : 40 Mpa

Mutu tulangan (f_y)	: 400 Mpa
Luas penampang (A_g)	: 8,43 m ²
Inersia arah y (I_y)	: 8,374 m ⁴
Inersia arah z (I_z)	: 14,286 m ⁴
Modulus elastisitas	: $4700\sqrt{f'_c} = 29725,41$ Mpa

Cek pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan, kontrol kelangsingan boleh diabaikan jika memenuhi syarat sebagai berikut :

a. Arah Z (*braced frame*) SNI 2847 2013 Pasal 10.10.1

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 (M_1/M_2) \leq 44$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan
= 1

lu = panjang bebas komponen tekan (13,5 m)

r = jar-jari girasi penampang (m)

$$= \sqrt{I_z/A} = \sqrt{14,286/8,430} = 1,302 \text{ m}$$

Maka,

$$1 \cdot 13,5 / 1,302 > 34 - 12 (342317,66 / 342317,66)$$

10,37 < 22 maka dianalisa sebagai kolom tidak langsing

Maka tidak perlu dicari perbesaran momen.

b. Arah Y (*unbraced frame*)

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan
= 2

lu = panjang bebas komponen tekan (13,5 m)

r = jar-jari girasi penampang (m)

$$= \sqrt{I_y/A} = \sqrt{8,374/8,430} = 0,997 \text{ m}$$

Maka,

$$2 \cdot 13,5 / 0,997 > 22$$

27,08 > 22 maka dianalisa sebagai kolom langsing

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka bergoyang dengan sebagai berikut.

$$EI = \frac{0,4Ecl_y}{1+\beta d} \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 29725,41 \times 10^6 \times 8,374}{1+0,5}$$

$$EI = 0,664 \times 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$(k.lu)^2 = (2 \times 13,5)^2 = 729 \text{ m}^2$$

$$P_{cy} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k.lu)^2}$$

$$P_{cy} = \frac{\pi^2 0,664 \cdot 10^{11}}{729} = 898959852,2 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$C_m \geq 1$ (untuk kolom tanpa pengaku lateral)

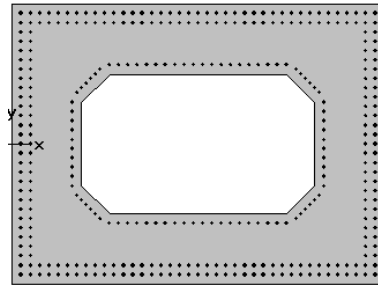
$$\delta_{nsy} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{cy}}} = \frac{1}{1 - \frac{100188,24}{0,75 \times 898959852,2}}$$

$$\delta_{nsy} = 1,0002 > 1$$

Momen desain

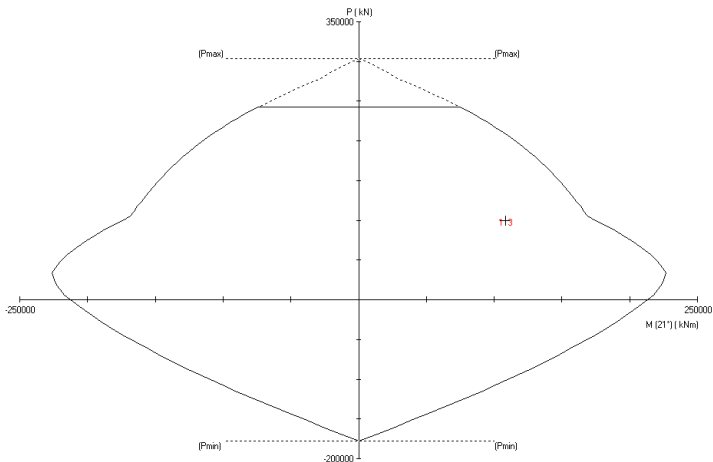
$$\begin{aligned} M_{cy} &= \delta_{nsz} \times M_{uy} \\ &= 1,0002 \times 51610,29 \\ &= 51620,61 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D43 dan tulangan transversal menggunakan D28, dengan mutu baja tulangan f_y 400 Mpa. Kemudian kebutuhan tulangan akan direncanakan dan dianalisa menggunakan *spColumn*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.7 dan Gambar 8.8.



4000 × 3000 mm
5.86% reinf.

Gambar 8.7 Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*



Gambar 8.8 Diagram interaksi *spColumn*

Dari hasil analisa didapat :

340 buah D43 (5,86 %)

$A_s = 493680 \text{ mm}^2$

Kontrol jarak antar tulangan

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n-1}$$

$$= \frac{3000 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 28 - 29 \cdot 43}{29-1} = 57,75 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{\frac{n-1}{39-1}} = \frac{4000 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 28 - 39 \cdot 43}{39-1} = 57,55 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

8.1.2.2 Perhitungan tulangan geser kaki pylon

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$P_u = 100188,24 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 7241,03 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = 10606,69 \text{ kN}$$

a. Penulangan geser pada kaki *pylon* arah sumbu Y

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{100188,24}{14 \cdot 8,43 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{40} \cdot 4000 \cdot 2910,5 \\ &= 12527806,6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \times 12527806,6 \text{ N} \\ &= 10648635,41 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \times 10648635,41 \text{ N} \\ &= 5324317,71 \text{ N} = 5324,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai $\phi V_c > V_{uy} = 7241,03 \text{ kN} > \frac{1}{2} \phi V_c$, maka perlu tulangan geser minimum.

$$\begin{aligned} V_{smin} &= (1/3) \cdot A_g \\ &= (1/3) \cdot 8,43 \cdot 10^6 \\ &= 2,81 \cdot 10^6 \text{ N} \\ &= 2810 \text{ kN} \end{aligned}$$

Spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi dari yang terkecil.

- $0,5 \cdot h_c = 0,5 \cdot (4000 - (2 \cdot 28) - (2 \cdot 40))$
= 1932 mm
- $7,5 \cdot d_b = 7,5 \cdot 43 \text{ mm}$
= 322,5 mm
- 300 mm

Dipasang jarak antar tulangan geser sebesar 200 mm, maka dibutuhkan tulangan geser dengan luasan sebagai berikut :

$$A_v = 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot 28^2 \\
 &= 615,752 \text{ mm}^2 \\
 A_{S \text{ pakai-y}} &= n \cdot A_v \\
 &= 3 \cdot 615,752 \text{ mm}^2 \\
 &= 1847,256 \text{ mm}^2 \\
 V_{s-y} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{1847,256 \cdot 400 \cdot 3910,5}{200} \\
 &= 14447389,18 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser arah y adalah 3D28-200

b. Penulangan geser pada kolom pylon arah sumbu Z

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{100188,24}{14,8,43 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{40} \cdot 3000 \cdot 3910,5 \\
 &= 12624116,16 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0,85 \times 12624116,16 \text{ N} \\
 &= 10730498,74 \text{ N} \\
 \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \times 10730498,74 \text{ N} \\
 &= 5365249,37 \text{ N} = 5365,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai $\phi V_c > V_{uz} = 10606,69 \text{ kN} > \frac{1}{2} \phi V_c$, maka perlu tulangan minimum. Lihat SNI 2847 2013 pasal 11.4.7.2.

$$\begin{aligned}
 V_{smin} &= (1/3) \cdot A_g \\
 &= (1/3) \cdot 8,43 \cdot 10^6 \\
 &= 2,81 \cdot 10^6 \text{ N} \\
 &= 2810 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi dari yang terkecil.

$$\begin{aligned}
 - \quad 0,5 \cdot h_c &= 0,5 \cdot (3000 - (2 \cdot 28)) - (2 \cdot 40) \\
 &= 1432 \text{ mm} \\
 - \quad 7,5 \cdot d_b &= 7,5 \cdot 43 \text{ mm} \\
 &= 322,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 300 mm

Dipasang jarak antar tulangan geser sebesar 200 mm, maka dibutuhkan tulangan geser dengan luasan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A_v &= 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \\
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot 28^2 \\
 &= 615,752 \text{ mm}^2 \\
 A_{S \text{ pakai-y}} &= n \cdot A_v \\
 &= 3 \cdot 615,752 \text{ mm}^2 \\
 &= 1847,256 \text{ mm}^2 \\
 V_{s-y} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{1847,256 \cdot 400 \cdot 3910,5}{200} \\
 &= 14447389,18 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser arah z adalah 3D28-200

8.1.2.3 Perhitungan tulangan torsi kaki pylon

Gaya dalam torsi yang bekerja pada kolom *pylon* $M_t = 101311,71$ kNm. Menurut SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1 untuk penampang berongga, A_g harus digunakan sebagai pengganti A_{cp} .

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= 8430000 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= 2(4000+3000) \text{ mm} &= 14000 \text{ mm} \\
 x_1 &= 3000 - 2(40+0,5 \cdot 28) \text{ mm} &= 2892 \text{ mm} \\
 x_2 &= 4000 - 2(40+0,5 \cdot 28) \text{ mm} &= 3892 \text{ mm} \\
 A_{oh} &= 2892 \times 3892 &= 11255664 \text{ mm}^2 \\
 p_h &= 2(2892+3892) \text{ mm} &= 13568 \text{ mm} \\
 \emptyset &= 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)} \\
 T_u &\leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1} \\
 &\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \sqrt{40} \left(\frac{8430000^2}{14000} \right) \\
 &\leq 2264926574 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$101311,71 > 2264,93 \text{ kNm}$$

Maka diperlukan tulangan torsi.

$$T_n = T_u / \phi = 101311,71 \cdot 10^6 / 0,85 = 119190247100 \text{ Nmm}$$

$$A_o = 0,85 \cdot A_{oh}$$

8.1.3 Analisa penampang pengaku pylon

Gaya dalam maksimum dari semua kombinasi yang direncanakan akan digunakan dalam perhitungan penampang pylon.

8.1.3.1 Penulangan lentur

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$P_u = 4504,57 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 864,71 \text{ kN}$$

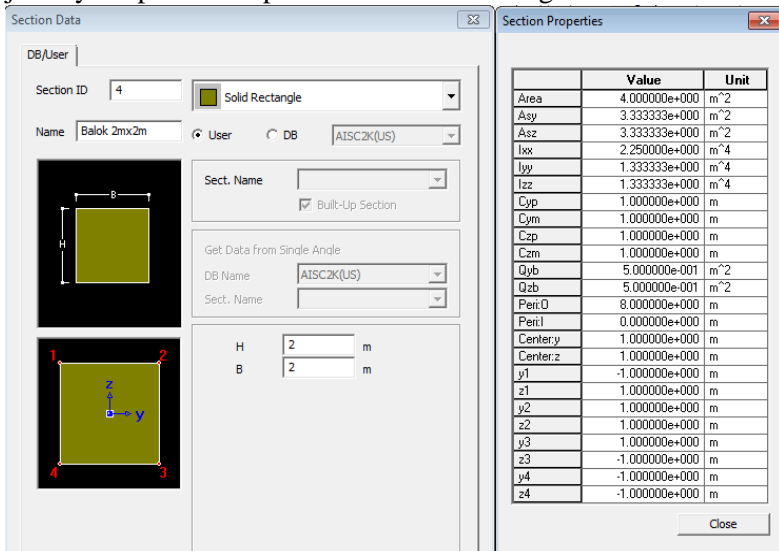
$$V_{uz} = 5312,16 \text{ kN}$$

$$M_t = 690,92 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 20273,81 \text{ kNm}$$

$$M_{uz} = 12070,54 \text{ kNm}$$

Data berupa *section properties* dari pylon didapat dari hasil analisa penampang dengan program MIDAS CIVIL, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.10 sebagai berikut.



Gambar 8.10 *Section properties* penampang pylon

Mutu beton (f'_c) : 40 Mpa

Mutu tulangan (f_y) : 400 Mpa

Luas penampang (A_g) : 4 m²
 Inersia arah y (I_y) : 1,33 m⁴
 Inersia arah z (I_z) : 1,33 m⁴
 Modulus elastisitas : $4700\sqrt{f'_c} = 29725,41$ Mpa

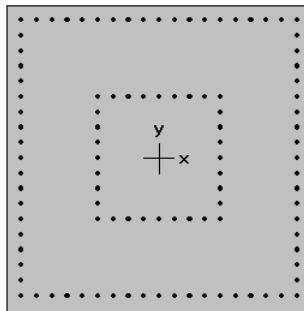
Komponen struktur yang mengalami tekan dapat diabaikan apabila gaya tekan yang terjadi kurang dari:

$$P_u < 0,1 \cdot f'_c \cdot A_g$$

$$4504,57 \cdot 10^3 < 0,1 \cdot 40 \cdot 4 \cdot 10^6$$

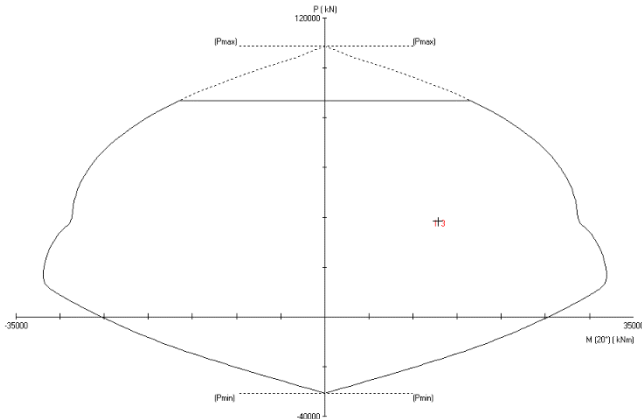
$4504,57 \cdot 10^3 < 16000 \cdot 10^3$...maka gaya aksial dapat diabaikan

Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D25 dan tulangan transversal menggunakan D22, dengan mutu baja tulangan f_y 400 Mpa. Kemudian kebutuhan tulangan akan direncanakan dan dianalisa menggunakan *spColumn*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.11 dan Gambar 8.12.



2000 × 2000 mm
2.13% reinf.

Gambar 8.11 Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*



Gambar 8.12 Diagram interaksi *spColumn*

Dari hasil analisa didapat :

104 buah D32 (2,13%)

$A_s = 85176 \text{ mm}^2$

Kontrol jarak antar tulangan

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n - 1} = \frac{2000 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 22 - 19 \cdot 32}{19 - 1} = 70,44 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

8.1.3.2 Perhitungan tulangan geser pengaku pylon

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$P_u = 4504,57 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 864,71 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = 5312,16 \text{ kN}$$

a. Penulangan geser pada pengaku *pylon* arah sumbu Y

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{4504,57}{14 \cdot 4 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{40} \cdot 2000 \cdot 1922 \\ &= 4133302,86 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 4133302,86 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 &= 3513307,43 \text{ N} \\
 \frac{1}{2}\phi V_c &= \frac{1}{2} \times 3513307,43 \text{ N} \\
 &= 1756653,72 \text{ N} = 1756,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai $\phi V_c > \frac{1}{2}\phi V_c > V_{uy} = 864,71 \text{ kN}$, maka tidak perlu tulangan geser.

b. Penulangan geser pada pengaku pylon arah sumbu Z

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{144g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{4504,57}{14,4 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{40} \cdot 2000 \cdot 1922 \\
 &= 4133302,86 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,85 \times 4133302,86 \text{ N} \\
 &= 3513307,43 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2}\phi V_c &= \frac{1}{2} \times 3513307,43 \text{ N} \\
 &= 1756653,72 \text{ N} = 1756,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai $V_{uz} = 5312,16 \text{ kN} > \phi V_c > \frac{1}{2}\phi V_c$, maka perlu tulangan geser. Lihat SNI 2847 2013 pasal 11.4.7.2

Berdasarkan SNI 2847 2013 pasal 21.3.4.2 spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$$\begin{array}{lll}
 d/4 & = 1922/4 & = 480,5 \text{ mm} \\
 8D \text{ tul. Longitudinal} & = 8 \cdot 32 & = 256 \text{ mm} \\
 24D \text{ tul. Transversal} & = 24 \cdot 22 & = 528 \text{ mm}
 \end{array}$$

Atau 300 mm

$$V_u \leq V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_s = (V_u/\phi) - V_c$$

$$V_s = (5312,16 \cdot 10^3 / 0,85) - 3513307,43 = 2736292,57 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 A_v &= 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \\
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\
 &= 380,13 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai-z} &= n \cdot A_v \\
 &= 2 \cdot 380,13 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 760,26 \text{ mm}^2 \\
 &= \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs_z} \\
 s &= \frac{760,26 \cdot 400 \cdot 1922}{2736292,57} \\
 &= 213,61 \text{ mm} \\
 &= d/2 = 1928,5/2 = 964,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser 2D22-200

8.1.3.3 Perhitungan tulangan torsi pengaku pylon

Gaya dalam torsi yang bekerja pada pengaku *pylon* $M_t = 690,92 \text{ kNm}$. Menurut SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1 untuk penampang berongga, A_g harus digunakan sebagai pengganti A_{cp} .

$$A_{cp} = 4000000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(2000+2000) \text{ mm} = 8000 \text{ mm}$$

$$x_1 = x_2 = 2000 - 2(40+0,5 \cdot 22) \text{ mm} = 1898 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = 1898 \times 1898 = 3602404 \text{ mm}^2$$

$$p_h = 2(1898+1898) \text{ mm} = 7592 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)}$$

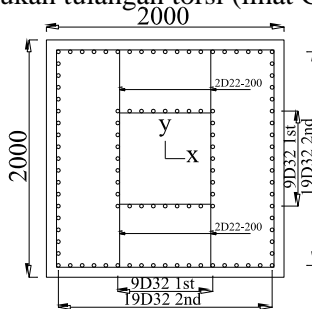
$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1}$$

$$\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \sqrt{40} \left(\frac{4000000^2}{8000} \right)$$

$$\leq 892394755,7 \text{ Nmm}$$

$$690,92 < 892,395 \text{ kNm}$$

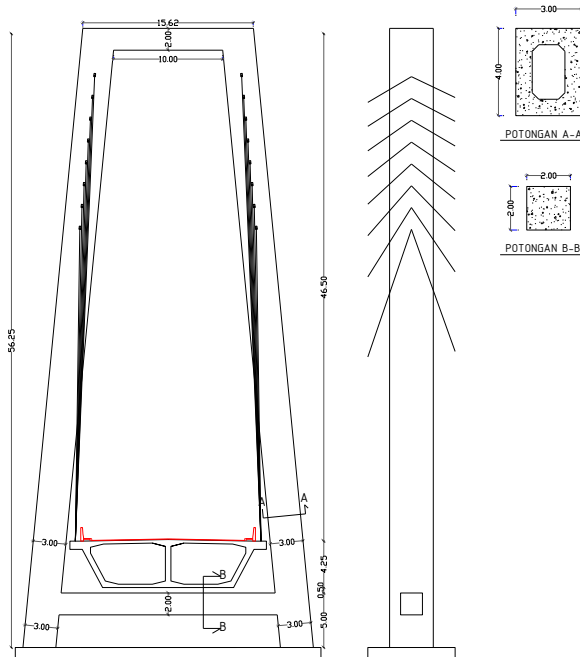
Maka tidak diperlukan tulangan torsi (lihat Gambar 8.13)



Gambar 8.13 Desain penulangan pengaku pylon

8.2 Gaya Dalam Pada Pylon Tipe A

Dalam perhitungan kebutuhan tulangan pada struktur *pylon* akan dibagi menjadi tiga bagian yaitu kaki *pylon*, kolom *pylon*, dan pengaku *pylon*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.14.



Gambar 8.14 Struktur *pylon* tipe diamond

Sedangkan untuk nilai gaya dalam yang terjadi pada penampang *pylon* dan balok pengaku akibat kombinasi rencana diperoleh hasil dari analisa menggunakan program bantu MIDAS CIVIL 2011. Adapun hasil gaya dalam dapat dilihat pada Tabel 8.4 dan Tabel 8.5.

Tabel 8.4 Gaya dalam pada kolom dan kaki *pylon*

Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1,2MS+2MA+1,8TT+1,8TD+1,8TB+1,8TP+1,2EUn	0	15034,98	3747,43	7519,14	36715,23	304552,26
	-80596,34	-15034,98	-3747,43	-7519,14	-31443,54	-629011,44
1,2MS+2MA+1,4EWs+1,2EUn	0	4516,85	2784,27	13731,78	28190,11	21311,58
	-61421,17	-4516,85	-2784,27	-13731,78	-25744,94	-161252,07
1,2MS+2MA+1,2EUn	0	3182,26	2783,96	1557,79	27753,03	2675,42
	-61224,86	-3182,26	-2783,96	-1557,79	-25403,65	-131795,2
1,2MS+2MA+0,4EWs+1EWL-1,2EUn	0	3564,06	2784,17	9932,61	27886,12	15442,5
	-61289,39	-3564,02	-2784,17	-9932,61	-25511,86	-140223,07
1,2MS+2MA+0,5TT+0,5TD+0,5TB+0,5TP+1EQx+0,3EQy	230,38	10601,89	3481,07	8673,36	38994,95	249731,92
	-66549,82	-255,15	-2938,8	1,07	-10747,15	-9984,02
1,2MS+2MA+0,5TT+0,5TD+0,5TB+0,5TP+1EQy+0,3EQx	3723,97	8264,04	4175,16	17008,98	54712,54	133070,82
	-63379,84	-2464,87	-2936,83	2,23	8,35	-126252,43
1MS+1MA+1TT+1TD+1TB+1TP+0,3EWs+1EWL+1,2EUn	0	9107,55	2738,74	6973,86	27703,21	133755,12
	-59519,53	-9649,47	-2739,12	-3968,85	-24236,61	-397535,33

Tabel 8.5 Gaya dalam pada pengaku *pylon*

Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1,2MS+2MA+1,8TT+1,8TD+1,8TB+1,8TP+1,2EUn	-2710,16	0	1342,68	0	4084,84	3087,53
	-4511,87	0	-1342,68	0	-12090,59	-6286,36
1,2MS+2MA+1,4EWs+1,2EUn	-2893,81	1972,23	1348,66	1523,25	3789,14	11345,6
	-3684,73	-1972,23	-1348,66	-1523,25	-9509,3	-13942,28
1,2MS+2MA+1,2EUn	-2893,81	0	1342,68	0	3789,14	276,16
	-3684,73	0	-1342,68	0	-9488,28	-1298,34
1,2MS+2MA+0,4EWs+1EWL-1,2EUn	-2321,18	1408,93	1344,57	1088,2	3789,14	7981,77
	-3684,73	-1408,93	-1344,57	-1088,2	-9502,57	-10083,56
1,2MS+2MA+0,5TT+0,5TD+0,5TB+0,5TP+1EQx+0,3EQy	-2792,12	676,78	2258,39	522,66	3959,79	6855,38
	-3298,03	62,98	-1133,24	233,73	-1483,7	355,95
1,2MS+2MA+0,5TT+0,5TD+0,5TB+0,5TP+1EQy+0,3EQx	-2938,95	2255,94	5767,35	1742,19	23228,73	15501,22
	-3578,95	168,73	-655,3	771,51	3780,67	51,53
1MS+1MA+1TT+1TD+1TB+1TP+0,3EWs+1EWL+1,2EUn	-2192,64	423,29	1120,37	326,97	3303,11	4018,03
	-3485,55	-423,34	-1120,37	-326,93	-9166,19	-6615,98

8.2.1 Analisa penampang kolom dan kaki *pylon*

Gaya dalam maksimum dari semua kombinasi yang direncanakan akan digunakan dalam perhitungan penampang *pylon*.

8.2.1.1 Penulangan lentur

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 P_u &= 80596,34 \text{ kN} \\
 V_{uy} &= 15034,98 \text{ kN} \\
 V_{uz} &= 4175,16 \text{ kN} \\
 M_t &= 17008,98 \text{ kNm} \\
 M_{uy} &= 54712,54 \text{ kNm} \\
 M_{uz} &= 629011,44 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Data berupa *section properties* dari *pylon* didapat dari hasil analisa penampang dengan program MIDAS CIVIL, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.15 sebagai berikut.

The screenshot shows two windows from the MIDAS CIVIL software. The 'Section Data' window on the left shows the configuration for an 'R-Octagon' section with a name 'Balok 3mx4m'. It includes a diagram of the section with dimensions H=3, B=4, a=0.3, b=0.3, t1=0.75, t2=0.75, and t3=0. The 'Section Properties' window on the right displays a table of properties for the 'AISC2K(US)' section.

	Value	Unit
Area	8.430000e+000	m ²
Asy	6.090000e+000	m ²
Asz	2.340000e+000	m ²
Ixx	1.458345e+001	m ⁴
Iyy	8.373825e+000	m ⁴
Izz	1.428683e+001	m ⁴
Cyp	2.000000e+000	m
Cym	2.000000e+000	m
Czp	1.500000e+000	m
Czm	1.500000e+000	m
Qyb	2.570250e+000	m ²
Qzb	3.287750e+000	m ²
PenD	1.400000e+001	m
PenI	7.297056e+000	m
Centery	2.000000e+000	m
Centerz	1.500000e+000	m
y1	-2.000000e+000	m
z1	1.500000e+000	m
y2	2.000000e+000	m
z2	1.500000e+000	m
y3	2.000000e+000	m
z3	-1.500000e+000	m
y4	-2.000000e+000	m
z4	-1.500000e+000	m

Gambar 8.15 *Section properties* penampang *pylon*

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu beton } (f'_c) &: 40 \text{ Mpa} \\
 \text{Mutu tulangan } (f_y) &: 400 \text{ Mpa} \\
 \text{Luas penampang } (A_g) &: 8,43 \text{ m}^2 \\
 \text{Inersia arah y } (I_y) &: 8,374 \text{ m}^4 \\
 \text{Inersia arah z } (I_z) &: 14,286 \text{ m}^4 \\
 \text{Modulus elastisitas} &: 4700\sqrt{f'_c} = 29725,41 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Cek pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan, kontrol kelangsingan boleh diabaikan jika memenuhi syarat sebagai berikut :

a. Arah Z (*braced frame*) SNI 2847 2013 Pasal 10.10.1

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 (M_1/M_2) \leq 44$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan
= 1

lu = panjang bebas komponen tekan (56,75 m)

r = jar-jari girasi penampang (m)

$$= \sqrt{I_z/A} = \sqrt{14,286/8,430} = 1,302 \text{ m}$$

Maka,

$$1 \cdot 56,75 / 1,302 > 34 - 12(304552,26/629011,44)$$

43,59 > 28,19 maka dianalisa sebagai kolom langsing

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka tak bergoyang dengan sebagai berikut.

$$Q = \frac{\Sigma Pu \cdot \Delta o}{Vu \cdot Iz} < 5\% \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.5.2}$$

Dimana :

Pu = gaya tekan terfaktor (kN)

Δo = simpangan relatif = 0,026 m

$$Q = \frac{80596,34 \times 0,026}{4175,16 \times 14,286} = 0,035 < 0,05$$

Maka kolom dianggap tidak bergoyang.

$$EI = \frac{0,4EcIz}{1+\beta d} \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 29725,41 \times 10^6 \times 14,286}{1+0,5}$$

$$EI = 1,13 \times 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$(k \cdot lu)^2 = (1 \times 56,75)^2 = 3220,5625 \text{ m}^2$$

$$P_{cz} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k.l_u)^2}$$

$$P_{cz} = \frac{\pi^2 1,13 \cdot 10^{11}}{3220,5625} = 346295188,3 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$C_m \geq 1$ (untuk kolom dengan pengaku lateral)

$$\delta_{nsz} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{cz}}} = \frac{1}{1 - \frac{80596,34}{0,75 \times 346295188,3}}$$

$$\delta_{nsz} = 1,0003 > 1$$

Momen desain

$$\begin{aligned} M_{cz} &= \delta_{nsz} \times M_{uz} \\ &= 1,0003 \times 629011,44 \\ &= 629200,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Arah Y (*unbraced frame*)

$$\frac{k l_u}{r} \leq 22$$

Dimana :

k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan
= 2

l_u = panjang bebas komponen tekan (56,75 m)

r = jari-jari girasi penampang (m)

$$= \sqrt{I_y / A} = \sqrt{8,374 / 8,430} = 0,997 \text{ m}$$

Maka,

$$2 \cdot 56,75 / 0,997 > 22$$

113,84 > 22 maka dianalisa sebagai kolom langsing

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka bergoyang dengan sebagai berikut.

$$EI = \frac{0,4 E c I_y}{1 + \beta d} \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 29725,41 \times 10^6 \times 8,374}{1 + 0,5}$$

$$EI = 0,664 \times 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$(k.lu)^2 = (2 \times 56,75)^2 = 12882,25 \text{ m}^2$$

$$P_{cy} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k.lu)^2}$$

$$P_{cy} = \frac{\pi^2 0,664 \cdot 10^{11}}{12882,25} = 50871682,53 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$C_m \geq 1$ (untuk kolom tanpa pengaku lateral)

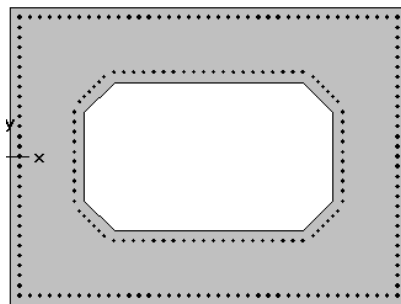
$$\delta_{nsy} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{cy}}} = \frac{1}{1 - \frac{80596,34}{0,75 \times 50871682,53}}$$

$$\delta_{nsy} = 1,002 > 1$$

Momen desain

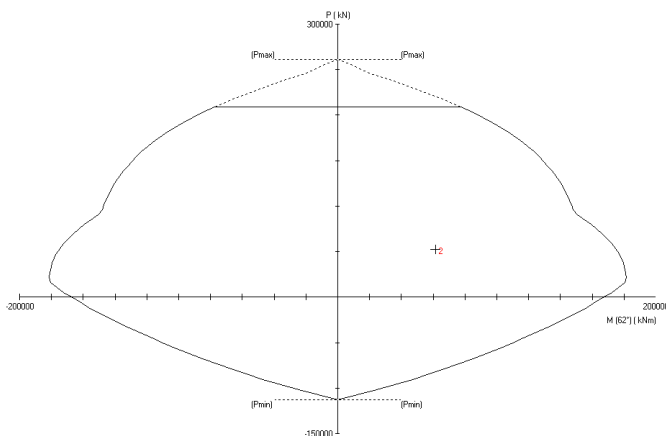
$$\begin{aligned} M_{cy} &= \delta_{nsz} \times M_{uy} \\ &= 1,002 \times 54712,54 \\ &= 54822,18 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D43 dan tulangan transversal menggunakan D28, dengan mutu baja tulangan f_y 400 Mpa. Kemudian kebutuhan tulangan akan direncanakan dan dianalisa menggunakan *spColumn*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.16 dan Gambar 8.17.



4000 x 3000 mm
3.72% reinf.

Gambar 8.16 Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*



Gambar 8.17 Diagram interaksi *spColumn*

Dari hasil analisa didapat :

216 buah D43 (3,72%)

As = 313632 mm²

Kontrol jarak antar tulangan

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n-1}$$

$$= \frac{3000 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 28 - 29 \cdot 43}{29-1} = 57,75 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n-1}$$

$$= \frac{4000 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 28 - 39 \cdot 43}{39-1} = 93,46 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

8.2.1.2 Perhitungan tulangan geser kolom pylon

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$P_u = 80596,34 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 15034,98 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = 4175,16 \text{ kN}$$

a. Penulangan geser pada kolom *pylon* arah sumbu Y

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{80596,34}{14,8 \cdot 43 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{40} \cdot 4000 \cdot 2910,5$$

$$= 12525728,45 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 12525728,45 \text{ N}$$

$$= 10646869,18 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} \times 10646869,18 \text{ N}$$

$$= 5323434,59 \text{ N} = 5323,4 \text{ kN}$$

Nilai $V_{uy} = 15034,98 \text{ kN} > \phi V_c > \frac{1}{2} \phi V_c$, maka perlu tulangan geser. Lihat SNI 2847 2013 pasal 11.4.7.2.

Berdasarkan SNI 2847 2013 pasal 21.3.4.2 spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$$d/4 = 2910,5/4 = 727,63 \text{ mm}$$

$$8D \text{ tul. Longitudinal} = 8 \cdot 43 = 344 \text{ mm}$$

$$24D \text{ tul. Transversal} = 24 \cdot 28 = 672 \text{ mm}$$

Atau 300 mm

$$V_u \leq V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c$$

$$V_s = (15034,98 \cdot 10^3 / 0,85) - 12525728,45 = 5162483,32 \text{ N}$$

$$A_v = 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2$$

$$= 0,25 \cdot \pi \cdot 28^2$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai-z} &= 615,752 \text{ mm}^2 \\
 &= n \cdot A_v \\
 &= 3 \cdot 615,752 \text{ mm}^2 \\
 &= 1847,26 \text{ mm}^2 \\
 &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{1847,26 \cdot 400 \cdot 2910,5}{5162483,32} \\
 &= 416,6 \text{ mm} \\
 &= d/2 = 2910,5/2 = 1455,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser 3D28-250

b. Penulangan geser pada kolom pylon arah sumbu Z

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{80596,34}{14.8.43.10^6} \right) 1\sqrt{40} \cdot 3000 \cdot 3910,5 \\
 &= 12622022,27 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,85 \times 12622022,27 \text{ N} \\
 &= 10728718,93 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2}\phi V_c &= \frac{1}{2} \times 10728718,93 \text{ N} \\
 &= 5364359,5 \text{ N} = 5364,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai $\phi V_c > \frac{1}{2}\phi V_c > V_{uz} = 4175,16 \text{ kN}$, maka tidak perlu tulangan.

8.2.1.3 Perhitungan tulangan torsi kolom pylon

Gaya dalam torsi yang bekerja pada kolom *pylon* $M_t = 17008,98 \text{ kNm}$. Menurut SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1 untuk penampang berongga, A_g harus digunakan sebagai pengganti A_{cp} .

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= 8430000 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= 2(4000+3000) \text{ mm} &= 14000 \text{ mm} \\
 x_1 &= 3000 - 2(40+0,5.22) \text{ mm} &= 2898 \text{ mm} \\
 x_2 &= 4000 - 2(40+0,5.22) \text{ mm} &= 3898 \text{ mm} \\
 A_{oh} &= 2898 \times 3898 &= 11296404 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p_h &= 2(2898+3898) \text{ mm} &&= 13592 \text{ mm} \\
 \emptyset &= 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)} \\
 T_u &\leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1} \\
 &\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \sqrt{40} \left(\frac{8430000^2}{14000} \right) \\
 &\leq 2264926574 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$17008,98 > 2264,93 \text{ kNm}$$

Maka diperlukan tulangan torsi.

$$\begin{aligned}
 T_n &= T_u / \phi = 17008,98 \cdot 10^6 / 0,85 = 20010564710 \text{ Nmm} \\
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 11296404 \\
 &= 9601943,4 \text{ mm}^2 \\
 T_n &= \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cot \theta
 \end{aligned}$$

$$\text{Maka, } A_t/s = \frac{T_n}{2 \cdot A_o \cdot f_{yv} \cdot \cot \theta} = \frac{20010564710}{2 \cdot 9601943,4 \cdot 400 \cdot \cot 45} = 2,61$$

Tulangan longitudinal tambahan untuk menahan torsi tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}
 A_l &= A_t / s \times p_h \times \left(f_{yv} / f_{yt} \right) \cot^2 45 \\
 &= 2,61 \times 13592 \times \left(400 / 400 \right) \cot^2 45 = 35407,4
 \end{aligned}$$

Dipakai D43 ($A_s = 1452 \text{ mm}^2$)

$$n = A_l / \text{luas tulangan} = 35472,8 / 1452 = 24,39 \text{ buah}$$

Maka dipakai 30D43 ($A_s = 43560 \text{ mm}^2$)

tulangan sengkang untuk torsi harus dipasang dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cot \theta \\
 A_t &= \frac{T_n \cdot s}{2 \cdot A_o \cdot f_{yv} \cdot \cot \theta}
 \end{aligned}$$

Spasi tulangan torsi SNI 2847 2013 pasal 11.5.6 tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

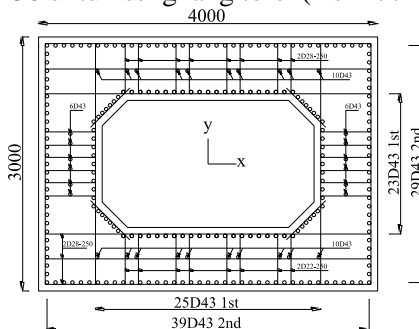
$$p_h / 8 = 13592 / 8 = 1699 \text{ mm}$$

atau 300 mm

maka digunakan spasi, $s = 250 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{20010564710 \cdot 250}{2 \cdot 9601943,4 \cdot 400 \cdot \cot 45} = 651,25 \text{ mm}^2$$

Dipakai 2D22-250 untuk sengkang torsi ($A_s = 774 \text{ mm}^2$) (lihat Gambar 8.18)



Gambar 8.18 Desain penulangan kolom pylon

8.2.2 Analisa penampang pengaku *pylon*

Gaya dalam maksimum dari semua kombinasi yang direncanakan akan digunakan dalam perhitungan penampang *pylon*.

8.2.2.1 Penulangan lentur

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$P_u = 4511,87 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 2255,94 \text{ kN}$$

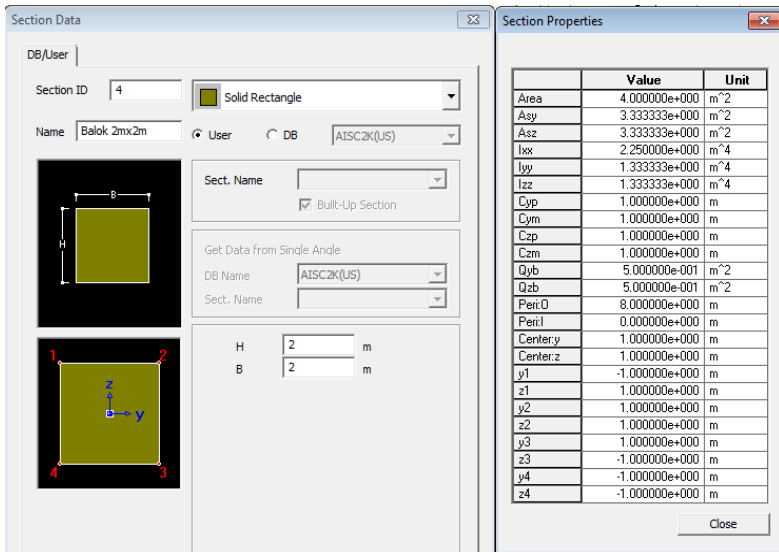
$$V_{uz} = 5767,35 \text{ kN}$$

$$M_t = 1742,19 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 23228,73 \text{ kNm}$$

$$M_{uz} = 15501,22 \text{ kNm}$$

Data berupa *section properties* dari *pylon* didapat dari hasil analisa penampang dengan program MIDAS CIVIL, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.19 sebagai berikut.



Gambar 8.19 Section properties penampang pylon

- Mutu beton (f^c) : 40 Mpa
 Mutu tulangan (f_y) : 400 Mpa
 Luas penampang (A_g) : 4 m²
 Inersia arah y (I_y) : 1,33 m⁴
 Inersia arah z (I_z) : 1,33 m⁴
 Modulus elastisitas : $4700\sqrt{f^c} = 29725,41$ Mpa

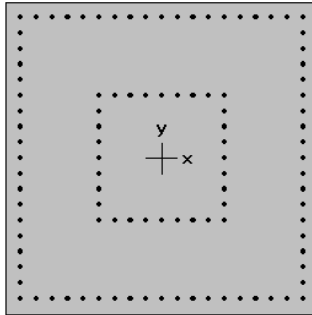
Komponen struktur yang mengalami tekan dapat diabaikan apabila gaya tekan yang terjadi kurang dari:

$$P_u < 0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$$

$$4511,87 \cdot 10^3 < 0,1 \cdot 40 \cdot 4 \cdot 10^6$$

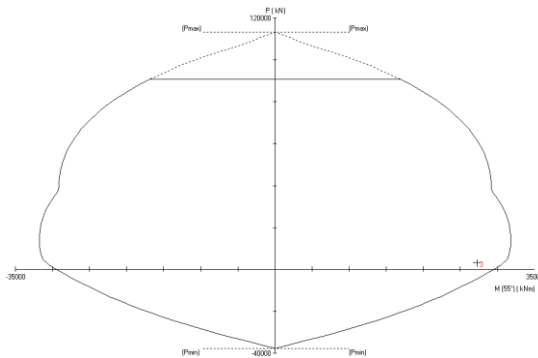
$4511,87 \cdot 10^3 < 16000 \cdot 10^3$...maka gaya aksial dapat diabaikan

Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D36 dan tulangan transversal menggunakan D22, dengan mutu baja tulangan f_y 400 Mpa. Kemudian kebutuhan tulangan akan direncanakan dan dianalisa menggunakan *spColumn*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.20 dan Gambar 8.21.



2000 x 2000 mm
2.62% reinf.

Gambar 8.20 Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*



Gambar 8.21 Diagram interaksi *spColumn*

Dari hasil analisa didapat :

104 buah D36 (2,62%)

$A_s = 104624 \text{ mm}^2$

Kontrol jarak antar tulangan

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n-1}$$

$$= \frac{2000 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 22 - 19 \cdot 36}{19-1} = 66,22 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

8.2.2.2 Perhitungan tulangan geser pengaku pylon

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$P_u = 4511,87 \text{ kN}$

$$V_{uy} = 2255,94 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = 5767,35 \text{ kN}$$

a. Penulangan geser pada pengaku *pylon* arah sumbu Y

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{4511,87}{14.4.10^6} \right) 1\sqrt{40} \cdot 2000 \cdot 1920 \\ &= 4129002,356 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \times 4129002,356 \text{ N} \\ &= 3509652,003 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2}\phi V_c &= \frac{1}{2} \times 3509652,003 \text{ N} \\ &= 1754826 \text{ N} = 1754,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai $\phi V_c > V_{uy} = 2255,94 \text{ kN} > \frac{1}{2}\phi V_c$, maka perlu tulangan minimum geser.

$$\begin{aligned} V_{smin} &= (1/3) \cdot A_g \\ &= (1/3) \cdot 8,43 \cdot 10^6 \\ &= 2,81 \cdot 10^6 \text{ N} \\ &= 2810 \text{ kN} \end{aligned}$$

Spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi dari yang terkecil.

- $0,5 \cdot hc = 0,5 \cdot (2000 - (2 \cdot 22)) - (2 \cdot 40) = 938 \text{ mm}$
- $7,5 \cdot db = 7,5 \cdot 36 \text{ mm} = 270 \text{ mm}$
- 300 mm

Dipasang jarak antar tulangan geser sebesar 250 mm, maka dibutuhkan tulangan geser dengan luasan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_v &= 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \\ &= 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\ &= 380,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai-y} &= n \cdot A_v \\ &= 2 \cdot 380,13 \text{ mm}^2 \\ &= 760,26 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s-y} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{760,26 \cdot 400 \cdot 1949}{250} \\
 &= 2370794,8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser arah y adalah 2D22-250

b. Penulangan geser pada pengaku pylon arah sumbu Z

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \lambda \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{4511,87}{14 \cdot 4 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{40} \cdot 2000 \cdot 1949 \\
 &= 4129002,356 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,85 \times 4129002,356 \text{ N} \\
 &= 3509652,003 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \times 3509652,003 \text{ N} \\
 &= 1754826 \text{ N} = 1754,83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai $V_{uz} = 5767,35 \text{ kN} > \phi V_c > \frac{1}{2} \phi V_c$, maka perlu tulangan geser. Lihat SNI 2847 2013 pasal 11.4.7.2

Berdasarkan SNI 2847 2013 pasal 21.3.4.2 spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$$d/4 = 1949/4 = 487,25 \text{ mm}$$

$$8D \text{ tul. Longitudinal} = 8 \cdot 36 = 288 \text{ mm}$$

$$24D \text{ tul. Transversal} = 24 \cdot 22 = 528 \text{ mm}$$

Atau 300 mm

$$V_u \leq V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c$$

$$V_s = (5767,35 \cdot 10^3 / 0,85) - 4129002,356 = 2656115,3 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 A_v &= 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \\
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot 22^2 \\
 &= 380,13 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai-z} &= n \cdot A_v \\
 &= 2 \cdot 380,13 \text{ mm}^2 \\
 &= 760,26 \text{ mm}^2 \\
 &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{760,26 \cdot 400 \cdot 1949}{2656115,3} \\
 &= 223,15 \text{ mm} \\
 &= d/2 = 1949/2 = 974,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser 2D22-200

8.2.2.3 Perhitungan tulangan torsi pengaku pylon

Gaya dalam torsi yang bekerja pada pengaku *pylon* $M_t = 1742,19$ kNm. Menurut SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1 untuk penampang berongga, A_g harus digunakan sebagai pengganti A_{cp} .

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= 4000000 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= 2(2000+2000) \text{ mm} = 8000 \text{ mm} \\
 x_1 = x_2 &= 2000 - 2(40+0,5 \cdot 22) \text{ mm} = 1898 \text{ mm} \\
 A_{oh} &= 1898 \times 1898 = 3602404 \text{ mm}^2 \\
 p_h &= 2(1898+1898) \text{ mm} = 7592 \text{ mm} \\
 \emptyset &= 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)} \\
 T_u &\leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1} \\
 &\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \sqrt{40} \left(\frac{4000000^2}{8000} \right) \\
 &\leq 892394755,7 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$1742,19 > 892,395 \text{ kNm}$$

Maka diperlukan tulangan torsi.

$$\begin{aligned}
 T_n &= T_u / \phi = 1742,19 \cdot 10^6 / 0,85 = 2049635294 \text{ Nmm} \\
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 3602404 \\
 &= 3062043,4 \text{ mm}^2 \\
 T_n &= \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cot \theta
 \end{aligned}$$

$$\text{Maka, } A_t/s = \frac{T_n}{2 \cdot A_o \cdot f_{yv} \cdot \cot \theta} = \frac{2049635294}{2 \cdot 3062043,4 \cdot 400 \cdot \cot 45} = 0,837$$

Tulangan longitudinal tambahan untuk menahan torsi tidak boleh kurang dari :

$$A_l = A_t / s \times p_h \times \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \cot^2 45$$

$$= 0,837 \times 7592 \times \left(\frac{400}{400} \right) \cot^2 45 = 6352,31$$

Dipakai D36 ($A_s = 1006 \text{ mm}^2$)

$$n = A_l / \text{luas tulangan} = 6352,31 / 1006 = 6,31 \text{ buah}$$

Maka dipakai 10D36 ($A_s = 10060 \text{ mm}^2$)

tulangan sengkang untuk torsi harus dipasang dengan perhitungan sebagai berikut :

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cot \theta$$

$$A_t = \frac{s \cdot T_n}{2 \cdot A_o \cdot f_{yv} \cdot \cot \theta}$$

Spasi tulangan torsi SNI 2847 2013 pasal 11.5.6 tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

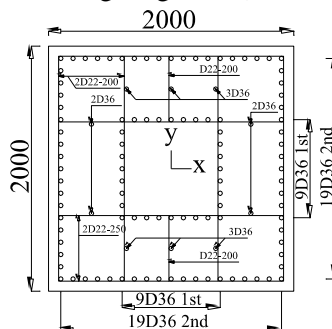
$$p_h / 8 = 7592 / 8 = 949 \text{ mm}$$

atau 300 mm

maka digunakan spasi, $s = 150 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{2049635294 \cdot 150}{3062043,4 \cdot 400 \cdot \cot 45} = 251 \text{ mm}^2$$

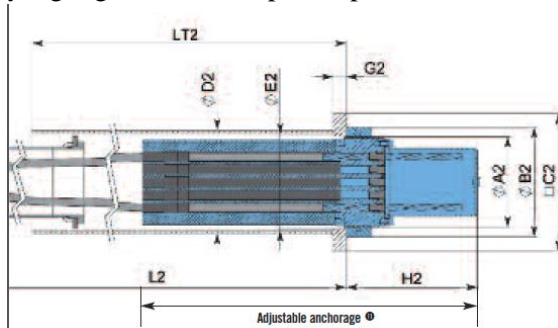
Dipakai D22-150 untuk sengkang torsi ($A_s = 387 \text{ mm}^2$) (lihat Gambar 8.22)



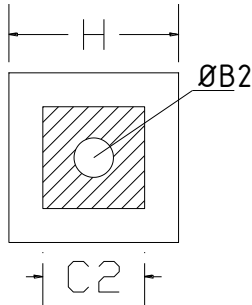
Gambar 8.22 Desain penulangan pengaku pylon

8.3 Analisa anker pada pylon

Angker dipasang sesuai dengan jumlah strand kabel yang telah dihitung. Analisa ini meliputi cek tegangan pada beton saat pemberian gaya tarik (*stressing*) pada pylon. Detail dijelaskan pada Gambar 8.23 dan Gambar 8.24. Sedangkan spesifikasi dan data anker yang digunakan dilampirkan pada Tabel 8.6 dan Tabel 8.7.



Gambar 8.23 Detail anker VSL SSI 2000 untuk box girder



Gambar 8.24 Notasi dimensi anker

Tabel 8.6 Spesifikasi teknis angker VSL SSI 2000

TENDON UNIT	Number of strands	Minimum breaking load	Force at 45%	Transverse force	ØA1	ØB1	C1	ØD1	ØE1	F1 min	G1	H1 min	J1	L1 min
	n	kN	kN	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
6-12	12	3348	1507	50	190	230	290	219.1/6.3	196	85	30	235	160	1500
6-19	19	5301	2385	80	235	285	355	267/6.3	241	100	35	245	180	1750
6-22	22	6138	2762	90	255	310	385	298.5/7.1	261	110	40	245	210	1900
6-31	31	8649	3892	130	285	350	440	323.9/7.1	291	130	45	275	210	2100
6-37	37	10323	4645	150	310	380	485	355.6/8.0	316	140	50	295	210	2300
6-43	43	11997	5399	180	350	425	540	406.4/8.8	356	145	55	305	260	2550
6-55	55	15345	6905	230	385	470	585	419/10	391	165	60	325	260	2650
6-61	61	17019	7659	250	385	470	600	419/10	391	180	65	345	290	2850
6-73	73	20367	9165	300	440	530	680	508/11	446	180	75	345	290	3050
6-85	85	23715	10672	350	440	540	710	508/11	446	210	80	375	290	3150
6-91	91	25389	11425	375	490	590	760	559/12.5	496	195	80	385	320	3400
6-109	109	30411	13685	450	505	610	795	559/12.5	511	215	90	400	320	3550
6-127	127	35433	15945	525	560	670	865	610/12.5	566	255	95	410	340	3950

Tabel 8.7 Data angker yang dipakai

Angker	Strand		
	37	43	55
ØB	380	425	470
C2	485	540	585

Contoh perhitungan angker digunakan S6 dengan tendon 6-61 yang mempunyai gaya paling besar. Adapun data perencanaan sebagai berikut :

$$P = 4554,638 \text{ kN}$$

$$H = 600 \text{ mm}$$

$$\text{ØB2} = 425 \text{ mm}$$

$$C2 = 540 \text{ mm}$$

$$A_p' = H \times H$$

$$\begin{aligned}
 &= 360000 \text{ mm}^2 \\
 A_p &= C2 \times C2 - \text{Area } \emptyset B2 \\
 &= (540 \times 540) - (0,25 \cdot \pi \cdot 425^2) \\
 &= 149737,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Pemberian gaya tarik dilakukan pada saat beton berusia 14 hari, dengan kuat tekan beton diperkirakan 85% f'_c .

$$\begin{aligned}
 f_{ci} &= 0,85 \times 40 \text{ Mpa} \\
 &= 34 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{cp} &= 0,8 \cdot f'_c \sqrt{\frac{A_{p'}}{A_p} - 0,2} \\
 &= 0,8 \cdot 34 \sqrt{\frac{360000}{149737,5} - 0,2} \\
 &= 40,38 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Tegangan dibawah pelat angker :

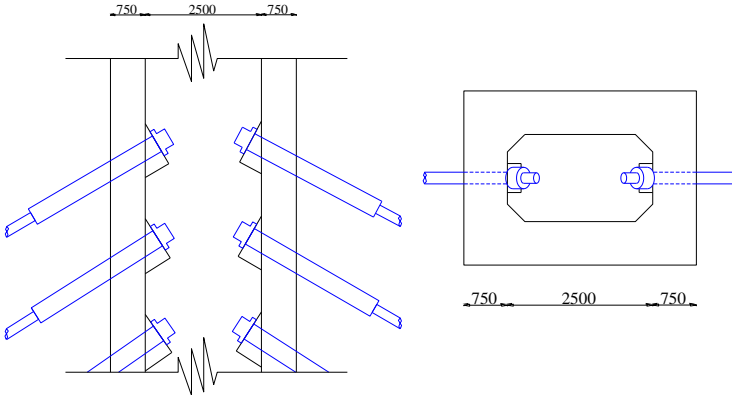
$$f_t = \frac{P}{A_p} = \frac{4554,638}{149737,5} = 30,42 \text{ Mpa} < f_{cp} \dots \text{OK}$$

Untuk perhitungan masing-masing angker ditampilkan pada tabel 8.8.

Tabel 8.8 Kontrol tegangan beton pada saat *stressing*

Kabel	Force (kN)	Strand	fcp	ft	Kontrol	
					OKE	fyp > ft
S1	3275,187	43	40,38	21,87	OKE	fyp > ft
S2	3298,231	43	40,38	22,03	OKE	fyp > ft
S3	3549,345	43	40,38	23,70	OKE	fyp > ft
S4	3923,367	43	40,38	26,20	OKE	fyp > ft
S5	4301,222	43	40,38	28,73	OKE	fyp > ft
S6	4554,638	43	40,38	30,42	OKE	fyp > ft
S7	4551,531	43	40,38	30,40	OKE	fyp > ft
S8	4168,261	43	40,38	27,84	OKE	fyp > ft
S9	3814,218	43	40,38	25,47	OKE	fyp > ft
S10	3701,646	43	40,38	24,72	OKE	fyp > ft
S11	3781,992	43	40,38	25,26	OKE	fyp > ft
S12	3972,599	43	40,38	26,53	OKE	fyp > ft
S13	4148,325	43	40,38	27,70	OKE	fyp > ft
S14	4182,477	43	40,38	27,93	OKE	fyp > ft
S15	4219,648	43	40,38	28,18	OKE	fyp > ft
S16	4275,169	43	40,38	28,55	OKE	fyp > ft
M1	3296,679	43	40,38	22,02	OKE	fyp > ft
M2	3273,254	43	40,38	21,86	OKE	fyp > ft
M3	3449,077	43	40,38	23,03	OKE	fyp > ft
M4	3745,948	43	40,38	25,02	OKE	fyp > ft
M5	4037,777	43	40,38	26,97	OKE	fyp > ft
M6	4198,256	43	40,38	28,04	OKE	fyp > ft
M7	4336,125	43	40,38	28,96	OKE	fyp > ft
M8	4509,837	43	40,38	30,12	OKE	fyp > ft
M9	3596,460	43	40,38	24,02	OKE	fyp > ft
M10	3360,700	43	40,38	22,44	OKE	fyp > ft
M11	3412,921	43	40,38	22,79	OKE	fyp > ft
M12	3690,412	43	40,38	24,65	OKE	fyp > ft
M13	4020,196	43	40,38	26,85	OKE	fyp > ft
M14	4272,592	43	40,38	28,53	OKE	fyp > ft
M15	4284,509	43	40,38	28,61	OKE	fyp > ft
M16	3934,186	43	40,38	26,27	OKE	fyp > ft

kebutuhan tulangan pincar (*bursting*) dan tulangan pecah (*spalling*). Posisi kabel ditunjukkan seperti Gambar 8.25.



Gambar 8.25 Daerah pengankuran

Kebutuhan tulangan pincar

$$T_{\text{pincar}} = 0,25 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{c^2}{H}\right)$$

$$= 0,25 \cdot 4554,638 \cdot \left(1 - \frac{540}{600}\right) = 113,87 \text{ kN}$$

$$d_{\text{pincar}} = 0,5(H-2e)$$

$$= 0,5 \cdot (600 - 2 \cdot 0) = 300 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang penutup D10 dengan $A_s = 71 \text{ mm}^2$

$$A_s \text{ perlu} = T_{\text{pincar}} / f_y$$

$$= 113870 / 400 = 284,675 \text{ mm}^2$$

$$n = A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai} =$$

$$= 284,675 / 71 = 4,01 \sim 5 \text{ sengkang dekat ujung angkur}$$

spasi antar sengkang

$$s = d_{\text{pincar}} / n$$

$$= 300 / 5 = 60 \sim 60 \text{ mm}$$

maka dipasang sengkang 5D10-60

Untuk mencegah pecah (*spalling*), dipasang tulangan dengan kuat tarik 2%P

$$2\%P = 2\% \cdot 4554,6 \text{ kN} = 910,9 \text{ kN}$$

$$A_s \text{ perlu} = 2\%P / f_y$$

$$= 910900 / 400 = 2277,25 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D22 dengan $A_s = 387 \text{ mm}^2$

$n = A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai}$

$= 2277,25 / 387 = 5,88 \sim 6 \text{ buah tulangan U}$

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IX

STRUKTUR KABEL

Struktur kabel merupakan salah satu struktur utama pada konstruksi jembatan *cable stayed*, karena struktur kabel akan memikul beban dari lantai kendaraan. Beban yang dipikul berupa beban tetap, beban hidup, beban angin, beban gempa, dan beban pada saat pelaksanaan. Semua beban tersebut yang telah telah terkonfigurasi kemudian akan disalurkan *ke pylon* (menara).

9.1 Data Perencanaan

Telah dijelaskan pada bab preliminary desain bahwa ada dua jenis kabel paralel *VSL 7-wire strand* yang dapat digunakan untuk desain jembatan kabel. Pada desain ini digunakan kabel yang spesifikasinya disesuaikan dengan persyaratan RSNI T-03-2005 pasal 12.6, yang menyatakan bahwa kabel pemikul utama yang dipergunakan untuk struktur-struktur jembatan kabel dan jembatan gantung harus dibuat dari material mutu tinggi dengan kuat tarik minimum 1800 N/mm^2 , maka dipakai kabel tipe ASTM A 416-06 Grade 270.

Susunan dan penamaan kabel dapat dilihat pada lampiran, untuk bentang tepi dinamai dengan simbol “s” sedangkan untuk bentang utama dinamai dengan simbol “m”. Penomoran kabel dimulai dari yang paling dekat dengan *pylon*, untuk bentang tepi (s1 s.d. s16) sedangkan untuk bentang utama (m1 s.d. m16).

Dalam desain ini digunakan kabel tipe ASTM A 416-06 Grade 270. Dengan perhitungan pembebanan sebagai berikut :

1. Beban tetap

a. Beban sendiri box girder

Faktor beban = 1,2 ...*SNI 1725 2016 (Tabel 3)*

$$\begin{aligned} P &= A \times B_j \text{ beton} \times 1,2 \times L_{\text{box}} \\ &= 17,83 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,2 \times 10 \text{ m} \\ &= 5349 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Beban mati tambahan

Berat aspal

Faktor beban = 2

$$\begin{aligned}
 W &= \text{tebal aspal} \times \text{lebar aspal} \times B_j \text{ aspal} \times \text{kuma} \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 14 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 2 \\
 &= 30,8 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Berat trotoar

$$\begin{aligned}
 W &= \text{tebal trotoar} \times \text{lebar trotoar} \times B_j \text{ beton} \times n \times L_{\text{box}} \\
 &= 0,25 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 2 \times 10 \text{ m} \\
 &= 125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat kerb

$$\begin{aligned}
 W &= \text{tinggi kerb} \times \text{lebar kerb} \times B_j \text{ beton} \times n \times L_{\text{box}} \\
 &= 0,25 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 2 \times 10 \text{ m} \\
 &= 18,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat tiang sandaran

$$W = 2,5 \text{ kN/m (asumsi)} \times 10 \text{ m} = 25 \text{ kN}$$

Berat perlengkapan

$$\begin{aligned}
 W &= 20\% \text{ beban trotoar} \\
 &= 20\% \times 125 \text{ kN/m} \\
 &= 25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Berat air hujan

$$\begin{aligned}
 W &= \text{tinggi hujan} \times B_j \text{ air} \times \text{lebar jembatan} \times \text{kuma} \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 18 \text{ m} \times 1 \\
 &= 9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat angker

$$q = 5 \text{ kN (asumsi)}$$

Berat form traveler

$$P = 425 \text{ kN ...Ardyansyah 2009}$$

$$\begin{aligned}
 W &= P \times \text{kums} \\
 &= 425 \text{ kN} \times 1,25 \\
 &= 531,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat total

Faktor beban = 2 ...*SNI 1725 2016 (Tabel 4)*

$$\begin{aligned}
 W_{\text{tot}} &= 30,8 + ((125 + 18,75 + 25 + 25) \times 2) + 9 + 5 \\
 &+ 531,25 = 963,55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Beban hidup

a. Beban terbagi rata (BTR)

$$\text{BTR} = 9 \text{ kN/m}^2 \text{ ...SNI 1725 2016 pasal 8.3.1}$$

Faktor beban = 1,8 ...*SNI 1725 2016 (Tabel 12)*

$$\begin{aligned} W &= \text{BTR} \times \text{lebar lantai} \times 1,8 \times L_{\text{box}} \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \times 14 \text{ m} \times 1,8 \times 10 \text{ m} \\ &= 2268 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Beban garis terpusat (BGT)

BGT = 49 kN/m ...*SNI 1725 2016 pasal 8.3.1*

Faktor beban = 1,8 ...*SNI 1725 2016 (Tabel 12)*

$$\begin{aligned} W &= \text{BGT} \times \text{lebar lantai} \times 1,8 \\ &= 49 \text{ kN/m} \times 14 \text{ m} \times 1,8 \\ &= 1234,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Beban truk "T" (TT)

T = 112,5 kN ...*SNI 1725 2016 pasal 8.4.1*

Faktor beban = 1,8 ...*SNI 1725 2016 (Tabel 13)*

FBD = 30 % ...*SNI 1725 2016 pasal 8.6*

$$\begin{aligned} W &= T \times 1,8 \times \text{FBD} \\ &= 112,5 \text{ kN} \times 1,8 \times (1 + 30\%) \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Beban pejalan kaki

P = 5 kN/m ...*SNI 1725 2016 pasal 8.9*

Faktor beban = 1,8 ...*RSNI T 02 2005 (Tabel 16)*

$$\begin{aligned} W &= P \times 1,8 \times L_{\text{box}} \\ &= 5 \text{ kN/m} \times 1,8 \times 10 \text{ m} \\ &= 90 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$W_{\text{tot}} = 2268 + 1234,8 + 263,25 + 90 = 3856,05 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } (P + W) &= 5349 \text{ kN} + 963,55 \text{ kN} + 3856,05 \text{ kN} \\ &= 10168,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$A_{\text{sc}} = \frac{(W\lambda + P)\cos\theta}{(0,45f_u)\sin 2\theta/2 - \gamma_a} \quad \dots\text{Gimsing 1983}$$

- A_{sc} = luas penampang kabel
 W = beban mati dan beban hidup merata
 P = beban terpusat
 λ = jarak antar angker kabel pada gelagar
 θ = sudut kabel terhadap horizontal
 γ = berat jenis kabel = 77,01 kN/m³

- f_u = tegangan putus kabel = 1860 Mpa
 a = jarak mendatar dari pylon ke angker kabel pada gelagar
 b = jarak melintang angker pylon dengan angker gelagar
 c = jarak vertikal angker pylon ke angker box

Untuk perhitungan jumlah kabel menggunakan rumus sebagai berikut :

$$n = \frac{Asc}{As}$$

Dimana : A_s = luas penampang kabel = 140 mm²

Dalam pelaksanaan, kabel akan mengalami lendutan (melengkung) akibat berat sendiri. Namun dalam analisa dianggap lurus dengan memberikan faktor koreksi pada E (Modulus Elastisitas) dengan persamaan sebagai berikut :

$$E_{eff} = \frac{E_0}{1 + \left(\frac{\gamma^2 \cdot L^2 \cdot E_0}{12 \cdot \sigma^3} \right)}$$

Dimana :

E_{eff} = modulus elastisitas ekivalen

E_0 = modulus elastisitas kabel

$$= 2.10^5 \text{ Mpa}$$

γ = berat jenis kabel

$$= 77 \text{ kN/m}^3$$

$$= 77.10^{-6} \text{ N/mm}^3$$

L = panjang horizontal kabel (mm)

σ = tegangan tarik kabel

$$= 0,45 \cdot f_u$$

$$= 837 \text{ N/mm}^2$$

Berikut dijelaskan perhitungan dimensi kabel dan modulus elastisitas efektif seperti pada Tabel 9.1 dan Tabel 9.2.

Tabel 9.1 Dimensi Kabel dan Jumlah Kabel

Kode	ai (m)	θ (°)	σ_{ijin} (kN/m ²)	$W\lambda + P$ (kN)	$\cos \theta$	$\gamma \cdot a$ (kN/m ²)	$\sin 2\theta/2$	Asci (mm ²)	As (mm ²)	n pakai
M1	10	71	837000	10168,6	0,326	770,1	0,946	4187,264	140	15
M2	20	57	837000	10168,6	0,545	1540,2	0,839	7906,914	140	28
M3	30	47	837000	10168,6	0,682	2310,3	0,731	11371,92	140	41
M4	40	41	837000	10168,6	0,755	3080,4	0,656	14054,51	140	50
M5	50	36	837000	10168,6	0,809	3850,5	0,588	16853,38	140	60
M6	60	33	837000	10168,6	0,839	4620,6	0,545	18899,17	140	67
M7	70	30	837000	10168,6	0,866	5390,7	0,500	21317,04	140	76
M8	80	28	837000	10168,6	0,883	6160,8	0,469	23212,63	140	83
S1	10	67	837000	10168,6	0,391	787,0422	0,921	5162,16	140	18
S2	20	54	837000	10168,6	0,588	1556,372	0,809	8847,001	140	32
S3	30	45	837000	10168,6	0,707	2324,932	0,707	12196,78	140	44
S4	40	39	837000	10168,6	0,777	3093,492	0,629	15091,23	140	54
S5	50	35	837000	10168,6	0,819	3862,822	0,574	17491,11	140	62
S6	60	32	837000	10168,6	0,848	4631,381	0,530	19647,4	140	70
S7	70	29	837000	10168,6	0,875	5400,711	0,485	22212,77	140	79
S8	80	27	837000	10168,6	0,891	6169,271	0,454	24236,99	140	87
M9	10	74	837000	10168,6	0,276	770,8701	0,961	3486,972	140	12
M10	20	59	837000	10168,6	0,515	1540,2	0,857	7315,479	140	26
M11	30	49	837000	10168,6	0,656	2308,76	0,755	10599,59	140	38
M12	40	42	837000	10168,6	0,743	3078,09	0,669	13567,25	140	48
M13	50	37	837000	10168,6	0,799	3846,65	0,602	16246,15	140	58
M14	60	34	837000	10168,6	0,829	4615,209	0,559	18190,81	140	65
M15	70	31	837000	10168,6	0,857	5384,539	0,515	20474,85	140	73
M16	80	29	837000	10168,6	0,875	6153,099	0,485	22254,59	140	79
S9	10	68	837000	10168,6	0,375	767,0196	0,927	4913,316	140	18
S10	20	55	837000	10168,6	0,574	1535,579	0,819	8525,822	140	30
S11	30	46	837000	10168,6	0,695	2304,909	0,719	11777,11	140	42
S12	40	39	837000	10168,6	0,777	3073,469	0,629	15090,65	140	54
S13	50	35	837000	10168,6	0,819	3842,029	0,574	17490,35	140	62
S14	60	32	837000	10168,6	0,848	4611,359	0,530	19646,51	140	70
S15	70	29	837000	10168,6	0,875	5379,919	0,485	22211,61	140	79
S16	80	27	837000	10168,6	0,891	6149,249	0,454	24235,69	140	87

Tabel 9.2 Modulus Elastisitas Efektif Ekivalen (E_{eff})

Kode	a_i (m)	b_i (m)	c_i (m)	L (mm)	E_{eq} (N/mm ²)
M1	10	0,38	28,57	30,272	199999,6
M2	20	0,58	30,57	36,536	199999,4
M3	30	0,78	32,57	44,288	199999,1
M4	40	0,97	34,57	52,877	199998,8
M5	50	1,17	36,57	61,958	199998,3
M6	60	1,37	38,57	71,341	199997,8
M7	70	1,56	40,57	80,922	199997,1
M8	80	1,76	42,57	90,638	199996,4
S1	10	0,38	29,14	30,883	199999,6
S2	20	0,58	31,7	37,599	199999,4
S3	30	0,78	34,26	45,670	199999,1
S4	40	0,97	36,81	54,494	199998,7
S5	50	1,17	39,37	63,776	199998,2
S6	60	1,37	41,93	73,327	199997,6
S7	70	1,56	44,48	83,061	199997,0
S8	80	1,76	47,04	92,916	199996,2
M9	10	0,41	28	29,738	199999,6
M10	20	0,61	29,44	35,596	199999,4
M11	30	0,8	30,88	43,047	199999,2
M12	40	0,99	32,32	51,412	199998,8
M13	50	1,19	33,77	60,306	199998,4
M14	60	1,38	35,21	69,522	199997,9
M15	70	1,57	36,65	78,959	199997,3
M16	80	1,77	38,1	88,537	199996,6
S9	10	0,41	29,11	30,769	199999,6
S10	20	0,61	31,67	37,429	199999,4
S11	30	0,8	34,22	45,469	199999,1
S12	40	0,99	36,78	54,282	199998,7
S13	50	1,19	39,34	63,546	199998,2
S14	60	1,38	41,89	73,091	199997,7
S15	70	1,57	44,45	82,817	199997,0
S16	80	1,77	47,01	92,677	199996,2

Dari gaya tarik awal (*pretension*) tersebut dapat diperoleh kebutuhan *strand* dan luas penampang kabel sebenarnya. Untuk lebih jelasnya dari perhitungan jumlah kabel dapat dilihat pada Tabel 9.4.

$$f_u = 1860 \text{ Mpa} = 1860000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{u \text{ ijin}} = 0,45 \times 1860000 \text{ kN/m}^2 = 837000 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 9.4 Kebutuhan luas penampang sebenarnya

Kabel	Force (kN)	f _{ijin} (kN/m ²)	A _{pre} (mm ²)	n _{pre} (m ²)	A _{perlu} = P/f _{ijin} (mm ²)	n _{perlu} = A/As kabel	n _{pakai}	A _{pakai} = n*As (mm ²)
S1	3576,161	837000	5162,16048	37	4272,593	31	35	4900
S2	3229,657	837000	8847,00125	63	3858,610	28	30	4200
S3	3467,894	837000	12196,7771	87	4143,243	30	35	4900
S4	4032,187	837000	15091,2279	108	4817,428	34	35	4900
S5	4445,403	837000	17491,1134	125	5311,115	38	40	5600
S6	4755,945	837000	19647,4024	140	5682,133	41	45	6300
S7	4804,212	837000	22212,7684	159	5739,800	41	45	6300
S8	4304,971	837000	24236,986	173	5143,335	37	40	5600
S9	4116,001	837000	4913,3162	35	4917,564	35	40	5600
S10	3506,206	837000	8525,8218	61	4189,016	30	35	4900
S11	3601,300	837000	11777,1076	84	4302,628	31	35	4900
S12	4084,160	837000	15090,6509	108	4879,522	35	40	5600
S13	4500,736	837000	17490,3497	125	5377,224	38	40	5600
S14	4440,438	837000	19646,5061	140	5305,183	38	40	5600
S15	4448,126	837000	22211,6149	159	5314,368	38	40	5600
S16	4605,357	837000	24235,6879	173	5502,218	39	40	5600
M1	3515,170	837000	4187,26426	30	4199,725	30	30	4200
M2	3125,450	837000	7906,91389	56	3734,110	27	30	4200
M3	3355,265	837000	11371,9188	81	4008,680	29	30	4200
M4	3933,917	837000	14054,5119	100	4700,020	34	35	4900
M5	4381,094	837000	16853,3828	120	5234,282	37	40	5600
M6	4481,596	837000	18899,1725	135	5354,355	38	50	7000
M7	4437,070	837000	21317,0362	152	5301,158	38	55	7700
M8	4593,476	837000	23212,6293	166	5488,024	39	40	5600
M9	4082,475	837000	3486,97187	25	4877,509	35	35	4900
M10	3256,248	837000	7315,47921	52	3890,380	28	30	4200
M11	3172,854	837000	10599,5875	76	3790,745	27	30	4200
M12	3646,266	837000	13567,2468	97	4356,352	31	35	4900
M13	4262,426	837000	16246,1521	116	5092,505	36	40	5600
M14	4507,312	837000	18190,8057	130	5385,080	38	40	5600
M15	4543,756	837000	20474,8502	146	5428,622	39	45	6300
M16	4253,951	837000	22254,5883	159	5082,378	36	50	7000

Dari hasil analisa penampang tersebut dapat dilanjutkan dengan analisa untuk memperoleh gaya tarik kabel yang sesungguhnya.

9.3 Analisa Penampang Kabel dengan A_{pakai}

Setelah diperoleh nilai A_{pakai} dari perhitungan sebelumnya, nilai A_{pakai} dimasukkan dalam MIDAS CIVIL untuk memperoleh gaya kabel yang sesungguhnya. Berikut hasil analisa dapat dilihat pada Tabel 9.5 berikut ini.

Tabel 9.5 Hasil analisa gaya tarik dari A_{pakai}

Kabel	Force (kN)	Kabel	Force (kN)
S1	3275,187	M1	3296,679
S2	3298,231	M2	3273,254
S3	3549,345	M3	3449,077
S4	3923,367	M4	3745,948
S5	4301,222	M5	4037,777
S6	4554,638	M6	4198,256
S7	4551,531	M7	4336,125
S8	4168,261	M8	4509,837
S9	3814,218	M9	3596,460
S10	3701,646	M10	3360,700
S11	3781,992	M11	3412,921
S12	3972,599	M12	3690,412
S13	4148,325	M13	4020,196
S14	4182,477	M14	4272,592
S15	4219,648	M15	4284,509
S16	4275,169	M16	3934,186

Dari hasil tabel diatas didapatkan nilai gaya tarik kabel yang sesungguhnya, kemudian akan dicek dengan A_{pakai} . Apabila kabel dengan desain A_{pakai} tersebut mampu untuk menahan gaya kabel P, maka penampang kabel memenuhi syarat. Berikut akan ditunjukkan contoh perhitungannya.

Kabel S_6 :

$$A_{Spakai} = 6300 \text{ mm}$$

$$P_n = f_{ijin} \cdot A_{Spakai}$$

$$= 0,837 \text{ kN/mm}^2 \cdot 6300 \text{ mm}^2$$

$$= 5273,1 \text{ kN}$$

$$P = 4554,64 \text{ kN} \dots (\text{OK})$$

Untuk perhitungan kontrol kemampuan kabel dengan penampang pakai akibat gaya tarik yang terjadi lainnya dapat dilihat pada Tabel 9.6 berikut ini.

Tabel 9.6 Kontrol kemampuan kabel dari A_{Spakai}

Kabel	Force (kN)	Pn (kN)	Kontrol	
			OKE	Pn > P
S1	3275,187	4101,3	OKE	Pn > P
S2	3298,231	3515,4	OKE	Pn > P
S3	3549,345	4101,3	OKE	Pn > P
S4	3923,367	4101,3	OKE	Pn > P
S5	4301,222	4687,2	OKE	Pn > P
S6	4554,638	5273,1	OKE	Pn > P
S7	4551,531	5273,1	OKE	Pn > P
S8	4168,261	4687,2	OKE	Pn > P
S9	3814,218	4687,2	OKE	Pn > P
S10	3701,646	4101,3	OKE	Pn > P
S11	3781,992	4101,3	OKE	Pn > P
S12	3972,599	4687,2	OKE	Pn > P
S13	4148,325	4687,2	OKE	Pn > P
S14	4182,477	4687,2	OKE	Pn > P
S15	4219,648	4687,2	OKE	Pn > P
S16	4275,169	4687,2	OKE	Pn > P
M1	3296,679	3515,4	OKE	Pn > P
M2	3273,254	3515,4	OKE	Pn > P
M3	3449,077	3515,4	OKE	Pn > P

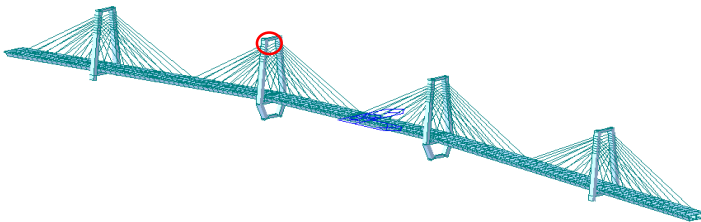
Tabel 9.6 Kontrol kemampuan kabel dari A_{Spakai} (lanjutan)

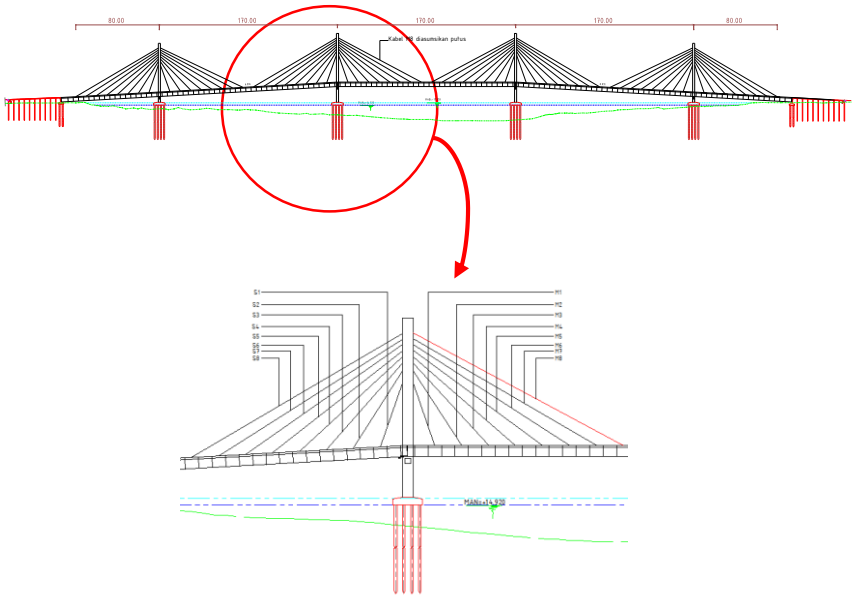
Kabel	Force (kN)	Pn (kN)	Kontrol	
			OKE	$P_n > P$
M4	3745,948	4101,3	OKE	$P_n > P$
M5	4037,777	4687,2	OKE	$P_n > P$
M6	4198,256	5859	OKE	$P_n > P$
M7	4336,125	6444,9	OKE	$P_n > P$
M8	4509,837	4687,2	OKE	$P_n > P$
M9	3596,460	4101,3	OKE	$P_n > P$
M10	3360,700	3515,4	OKE	$P_n > P$
M11	3412,921	3515,4	OKE	$P_n > P$
M12	3690,412	4101,3	OKE	$P_n > P$
M13	4020,196	4687,2	OKE	$P_n > P$
M14	4272,592	4687,2	OKE	$P_n > P$
M15	4284,509	5273,1	OKE	$P_n > P$
M16	3934,186	5859	OKE	$P_n > P$

Dari hasil kontrol diatas dapat disimpulkan bahwa untuk kebutuhan luas penampang dan jumlah *strand* kabel yang dipakai sudah mampu untuk menahan gaya tarik maksimum yang terjadi.

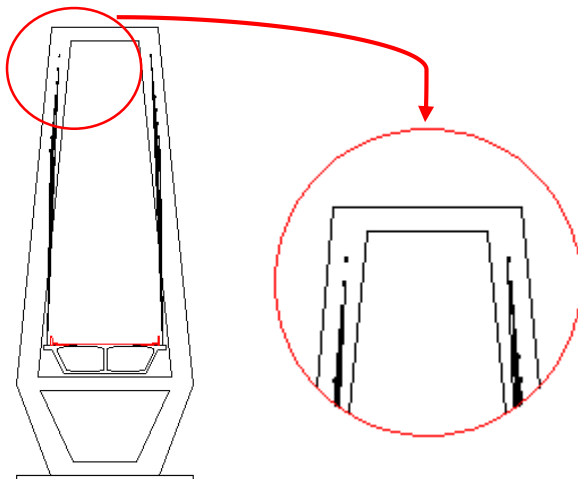
9.4 Analisa akibat satu kabel putus

Pada kontrol ini diasumsikan satu kabel pada bentang utama (*main span*) putus, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 9.2, Gambar 9.3, dan Gambar 9.4.

**Gambar 9.2** Asumsi kabel satu putus



Gambar 9.3 Tampak memanjang jembatan



Gambar 9.4 Kabel M8 diasumsikan putus satu sisi

Untuk perhitungan kontrol kemampuan kabel dengan penampang pakai akibat gaya tarik yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 9.7 berikut ini.

Tabel 9.7 Kontrol kemampuan kabel putus satu

Kabel	Force (kN)	A_{spakai} (mm ²)	P_n (kN)	Kontrol	
S1	3159,3	4900	4101,3	OKE	$P_n > P$
S2	3302,2	4200	3515,4	OKE	$P_n > P$
S3	3635,8	4900	4101,3	OKE	$P_n > P$
S4	4061,7	4900	4101,3	OKE	$P_n > P$
S5	4435,2	5600	4687,2	OKE	$P_n > P$
S6	4599,2	6300	5273,1	OKE	$P_n > P$
S7	4425,2	6300	5273,1	OKE	$P_n > P$
S8	3757,3	5600	4687,2	OKE	$P_n > P$
M1	3041,4	4200	3515,4	OKE	$P_n > P$
M2	3029,5	4200	3515,4	OKE	$P_n > P$
M3	3301,3	4200	3515,4	OKE	$P_n > P$
M4	3852,5	4900	4101,3	OKE	$P_n > P$
M5	4554,8	5600	4687,2	OKE	$P_n > P$
M6	5305,1	7000	5859	OKE	$P_n > P$
M7	6001,8	7700	6444,9	OKE	$P_n > P$
M8	1851,4	5600	4687,2	OKE	$P_n > P$

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB X KONTROL STABILITAS AERODINAMIS

Kontrol terhadap stabilitas aerodinamis pada jembatan cable stayed perlu dilakukan karena kegagalan stabilitas aerodinamis merupakan salah satu penyebab terjadinya kegagalan struktur. Analisa stabilitas pada desain ini meliputi *virtex-shedding* (tumpahan pusaran angin) dan *flutter* (efek ayunan).

10.1 Frekwensi Alami

Frekwensi alami dihitung menggunakan frekwensi lentur balok dan frkwensi alam akibat torsi yang didekati menggunakan persamaan berikut ini.

$$f_B = \frac{1,1}{2\pi} \left(\frac{g}{v_{maks}} \right)^{1/2}$$

$$f_T = \frac{\bar{b}}{2r} f_B$$

Dimana :

- f_B = frekwensi alami lentur balok (Hz)
- g = percepatan gravitasi (m/s^2) = 9,81 kg/cm^2
- v_{maks} = deformasi statis maksimum akibat berat sendiri (m)
= 0,41m (dari analisa MIDAS CIVIL)
- f_T = frekwensi alami torsi (Hz)
- \bar{b} = jarak kabel arah meilntang (m) = 17m
- r = jari-jari girasi penampang lantai kendaraan (m)

Dari analisa struktur dengan program bantu MIDAS didapatkan defleksi maksimum sebesar 0,41 m. Maka :

$$f_B = \frac{1,1}{2\pi} \left(\frac{9,81}{0,41} \right)^{1/2}$$

$$f_B = 0,856 \text{ Hz}$$

untuk mencari r didapat inesia dari programbantu MIDAS maka, jari-jari grasi penampang lantai kendaraan dapat dihitung dengan rumus :

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{134,6}{17,83}} = 2,75 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{503}{17,83}} = 5,31 \text{ m}$$

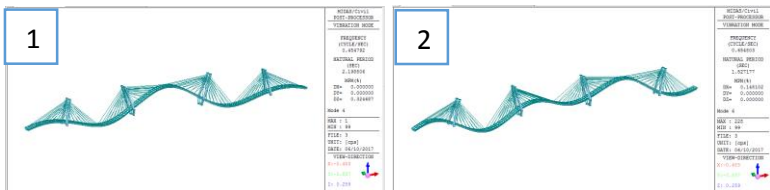
Maka,

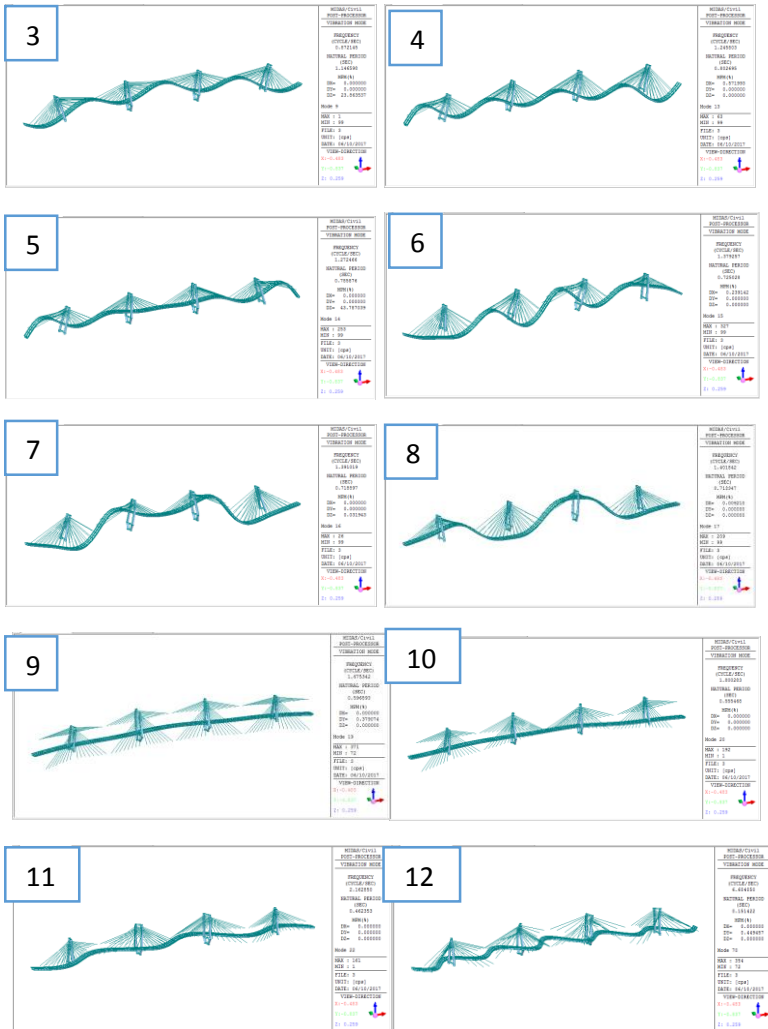
$$f_T = \frac{17}{2 \cdot 2,75} \cdot 0,856 = 2,65 \text{ Hz}$$

Syarat yang dipakai adalah nilai pada *mode* yang sesuai persamaan berikut $f_T/f_B \approx 2,5$ (Mathivat).

$$\frac{f_T}{f_B} = 3,1 \text{ Hz}$$

Akan tetapi pada program bantu MIDAS CIVIL nilai frekwensi alami lentur balok (f_B) maupun frekwensi alami torsi (f_T) dapat dicari dengan menggunakan *modal* melalui tahapan *mode* pada menu *result – vibration mode shapes*. Berikut nilai frekwensi alami lentur balok (f_B) dan frekwensi alami torsi (f_T) yang didapat dari program bantu MIDAS CIVIL dapat dilihat pada Gambar 10.1.



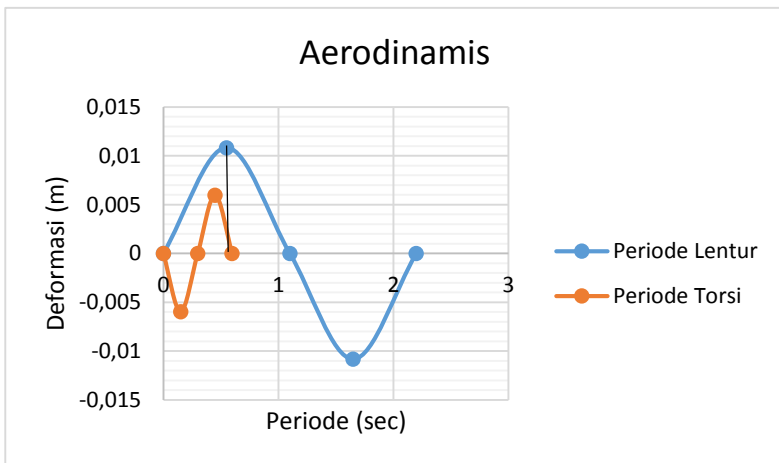


Gambar 10.1 Mode 1 – 15 frekwensi lentur dan torsi

Berikut rekapitulasi nilai frekwensi lentur (f_B) maupun frekwensi torsi (f_T) dari hasil analisa menggunakan program MIDAS CIVIL dapat dilihat pada Tabel 10.1 dan Gambar 10.2.

Tabel 10.1 Nilai f_B dan f_T

Mode No		Frequency		Period (sec)	TRAN-X		TRAN-Y	
		(rad/sec)	(cycle/sec)		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	Lentur vertikal	2,858	0,455	2,199	0	87,53	0	59,16
2	Lentur vertikal	4,114	0,655	1,527	0,15	87,68	0	65,32
3	Lentur vertikal	5,480	0,872	1,147	0	87,68	0	75,36
4	Lentur vertikal	7,828	1,246	0,803	0,57	88,25	0	83,22
5	Lentur vertikal	7,995	1,272	0,786	0	88,25	0	83,22
6	Lentur vertikal	8,666	1,379	0,725	0,24	88,49	0	83,22
7	Lentur vertikal	8,740	1,391	0,719	0	88,49	0	83,22
8	Lentur vertikal	8,808	1,402	0,713	0,01	88,5	0	83,22
9	Torsi	10,526	1,675	0,597	0	88,5	0,38	86,63
10	Torsi	11,312	1,800	0,555	0	88,5	0	86,63
11	Torsi	13,590	2,163	0,462	0	88,5	0	86,63
12	Torsi	41,494	6,604	0,151	0	93,84	0,45	92,48



Gambar 10.2 Diagram aerodinamis

10.2 Efek *vortex-shedding*

Pada kecepatan angin tertentu yang disebut dengan kecepatan kritis, akan terjadi pusaran angin (*vortex-shedding*). Untuk memperoleh nilai percepatan kritis tersebut, digunakan persamaan angka *Strouhal* (S).

$$S = \frac{f_B \cdot h}{V} \quad (\text{Walther, 1999, 7.3.2} - 7.11)$$

Dimana :

S = angka *Strouhal*
 - 0,20 untuk silinder dengan diameter h
 - 0,10-0,20 untuk lantai kendaraan dengan tinggi h
 - 0,10 : jika udara mengalir pada satu sisi

f_B = frekwensi alami lentur balok

h = tinggi lantai kendaraan

V = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

Kecepatan angin (V) dicari dengan menggunakan persamaan angka *Strouhal*. Dipakai angka *Strouhal* (s) = 0,2, tinggi lantai kendaraan (h) = 4,25 m

$$V = \frac{(f_B \cdot h)}{S}$$

$$= \frac{(0,856 \times 4,25)}{0,2}$$

$$V = 18,19 \text{ m/det}$$

Selanjutnya dilakukan evaluasi efek pusaran dengan angka *Reynold* (Re). Akibat kecepatan angin yang bekerja besarnya angka *Reynold* harus memenuhi persyaratan, nilai Re harus berkisar antara $10^5 - 10^7$. Berikut persamaan untuk angka *Reynold*.

$$Re = \frac{VB}{\nu} \quad (\text{Walther, 1999, 7.3.2} - 7.10)$$

Dimana :

Re = angka *Reynold*

V = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

B = lebar lantai kendaraan

$\bar{\nu}$ = viskositas kinematik udara ($0,15 \text{ cm}^2/\text{dt}$)

$$\text{Re} = \frac{VB}{\bar{\nu}}$$

$$\begin{aligned} \text{Re} &= \frac{18,19 \times 14}{0,15 \times 10^{-4}} \\ &= 1,698 \times 10^7 \end{aligned}$$

Nilai bilangan Reynold $10^5 \leq \text{Re} < 10^7$, maka, nilai angka Reynold pada jembatan ini melebihi persyaratan akibat terpaan angin. Dari angka diatas maka dapat disimpulkan bahwa akan terjadi turbulensi pada jembatan. Tetapi sebenarnya perumusan empiris di atas dapat diterapkan pada penampang gelagar box dan bukan rangka batang.

Dan akan terjadi *uplift* atau gaya angkat yang besarnya :

$$F_o = \rho \frac{V^2}{2} C_h \quad (\text{Walther, 1999, 7.3.2 - 7.13})$$

Dimana :

F_o = gaya angkat

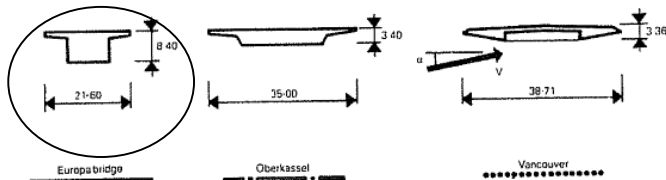
ρ = berat volume udara ($1,3 \text{ kg/m}^3$)

V = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

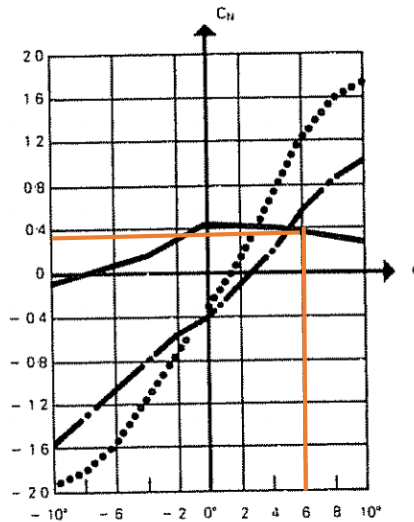
C = koefisien gaya angkat lantai kendaraan

h = tinggi lantai kendaraan

Besarnya nilai koefisien C dapat dicari dari grafik berikut ini, lihat Gambar 10.3 dan Gambar 10.4 :



Gambar 10.3 Macam penampang deck



Gambar 10.4 Koefisien C_N

Grafik koefisien C_N diatas merupakan hasil dari tiga bentuk penampang lantai kendaraan dari beberapa jembatan yang sudah ada (sudah dibangun). Berdasarkan bentuk penampang lantai kendaraan yang didesain, penampang yang paling kiri (yang ditandai dengan lingkaran) cukup mempresentasikan bentuk penampang lantai kendaraan yang didesain. Dengan α diambil sebesar 0° , maka akan didapat nilai koefisien C_N sebesar 0,4. Tetapi pada kondisi nyata, angin tidak selalu mengenai lantai kendaraan dalam arah horizontal secara sempurna. Terkadang nilai α dapat berubah berkisar antara 3° sampai dengan 9° , maka sebagai pembanding coba diambil nilai α rata-rata sebesar 6° . sehingga didapat nilai C_N sebesar 0,38. Maka dapat diperoleh gaya angkat sebesar :

$$F_o = 1,3 \cdot 10 \times \frac{18,19^2}{2} \times 0,38 \times 4,25 = 347,34 \text{ N/m}$$

Gaya ini akan menimbulkan osilasi gelagar yang amplitudonya dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini :

$$v = \frac{\pi F_o}{\delta m} v_{\max}$$

dimana :

v = amplitudo osilasi

δ = penurunan logaritmik (koefisien peredaman)

F_o = gaya angkat

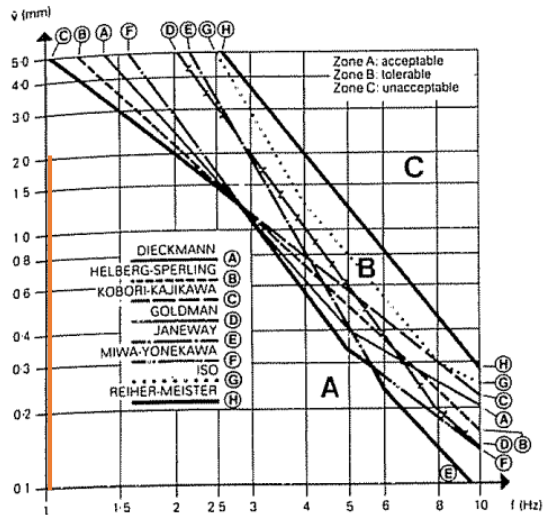
v_{\max} = deformasi statis maksimum karena berat sendiri

m = berat sendiri lantai kendaraan per meter panjang

Dari hasil analisa dengan program MIDAS didapat nilai v_{\max} yang terjadi akibat berat sendiri struktur sebesar 0,41 m. penurunan logaritmik (koefisien peredam) ditentukan 0,05 (Walther, 1999). Berat sendiri box girder adalah 449,75 kN/m.

$$\hat{v} = \frac{\pi}{0,05} \cdot \frac{347,34}{445,75} \cdot 0,41 = 20,07 \text{ mm}$$

Amplitudo getaran sebesar 20,07 mm dengan frekwensi sebesar 0,856 Hz, masuk dalam zona *torerable*, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 10.5.

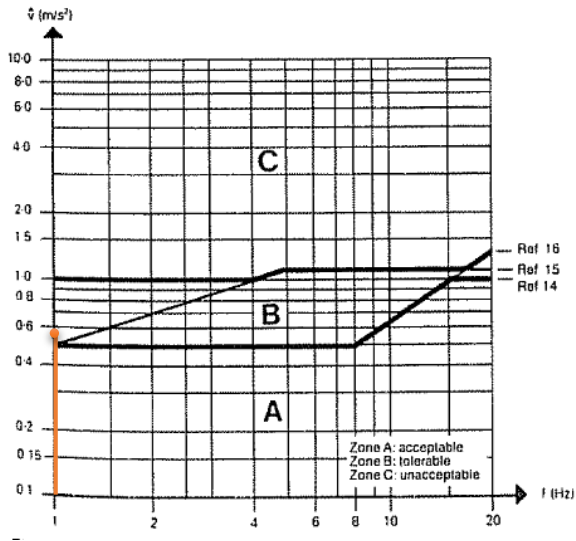


Gambar 10.5 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (Walther, 1999)

Dan dapat pula dilanjutkan dengan pencarian nilai percepatan getaran yang dihasilkan dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\hat{v} &= 4\pi^2 \times f^2 \times \hat{v} \\ &= 4\pi^2 \times 0,856^2 \times 0,02007 \\ &= 0,581 \text{ m/s}^2\end{aligned}$$

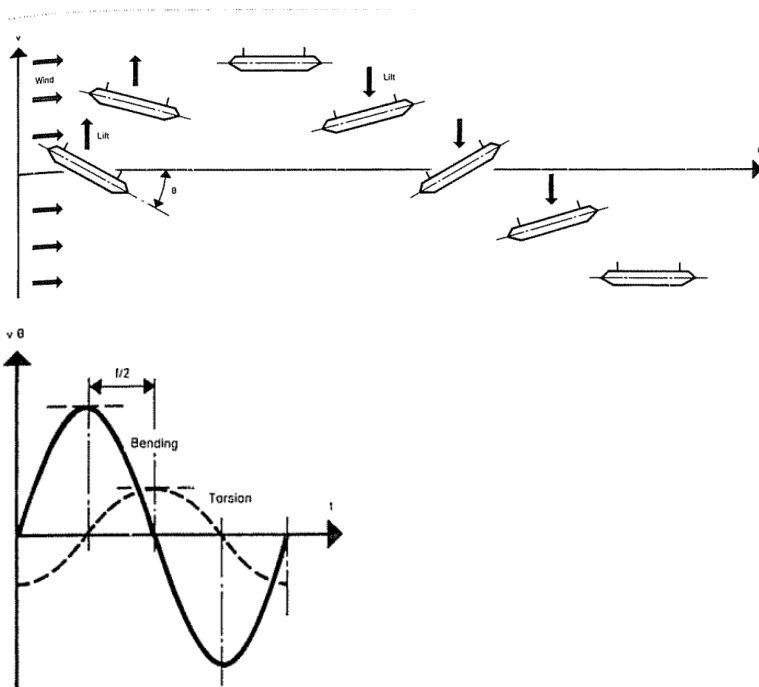
Percepatan sebesar $0,581 \text{ m/s}^2$ dengan frekwensi $0,856 \text{ Hz}$ masuk dalam zona *torarable*. Hal ini dapat dilihat dari grafik berikut (Gambar 10.6).



Gambar 10.6 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther, 1999)

9.3.3 Efek *Flutter* (Ayunan)

Fenomena efek ayunan ini yang terjadi pada kecepatan kritis akan menimbulkan ayunan lentur (f_B) dan ayunan torsi (f_T), yang harus dihindari adalah nilai amplitudo akibat ayunan lentur dan ayunan torsi tidak terjadi secara bersamaan. Maka dari itu desain yang ideal, nilai perbandingan dari keduanya sebaiknya memiliki perbedaan fase sebesar $\pi/2$ atau berkisar 1,57 detik. Untuk lebih jelasnya lihat ilustrasi pada Gambar 10.7 berikut ini.



Gambar 10.7 Efek ayunan dengan beda fase $\pi/2$
(Walther, 1999)

Untuk mendapatkan kecepatan kritis teoritis ($V_{\text{kritis teoritis}}$), dapat digunakan metode KLOEPEL, dengan persamaan sebagai berikut :

$$V_{\text{kritis teoritis}} = 2\pi \cdot f_B \cdot b$$

$$b = 0,5 \text{ lebar lantai kendaraan}$$

Dimana nilai $V_{\text{kritis teoritis}}$ dapat dicari secara grafis dari Gambar 10.8 dan tergantung dari tiga (3) besaran berikut ini :

$$\mu = \frac{m}{\pi \rho b^2}$$

Dimana :

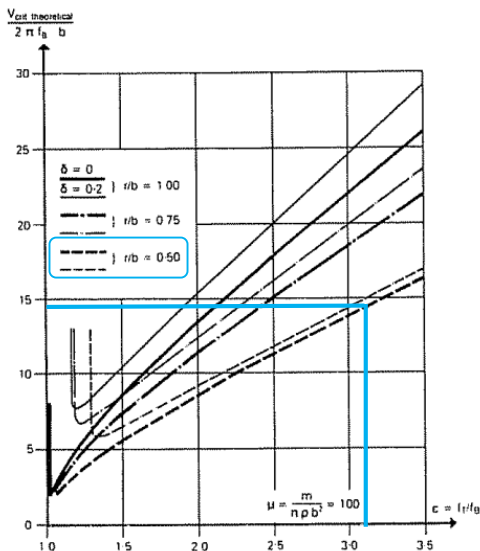
m = berat sendiri lantai kendaraan per meter lari

$$\begin{aligned}
 &= 445,75 \text{ kN/m} = 44575 \text{ kg/m} \\
 \rho &= \text{berat volume udara} \\
 &= 1,3 \text{ kg/m}^3 \\
 b &= \text{setengah lebar lantai kendaraan} \\
 &= 7 \text{ m} \\
 \mu &= \frac{44575}{\pi \times 1,3 \times 7^2} = 222,742
 \end{aligned}$$

Selain μ , diperlukan juga beberapa parameter lain diantaranya ε , r/b , dan δ . ε adalah rasio antara f_T dan f_B . Telah didapatkan bahwa $f_T = 2,65 \text{ Hz}$ dan $f_B = 0,856 \text{ Hz}$. δ adalah penurunan logaritmik (koefisien peredaman) dan ditentukan berkisar 0,05. Dengan melihat grafik di bawah, dapat diketahui nilai kecepatan kritis teoritisnya.

$$\begin{aligned}
 \varepsilon &= \frac{f_T}{f_B} = \frac{2,65}{0,856} = 3,1 \\
 \frac{r}{b} &= \frac{2,75}{7} = 0,393 \\
 \delta &= 0,05
 \end{aligned}$$

Untuk menentukan nilai kecepatan kritis teoritis perlu dicari nilai faktor pengali yang didapatkan dari Gambar 10.8 dengan melakukan plot nilai perbandingan frekwensi torsi dengan frekwensi lentur (f_T/f_B).

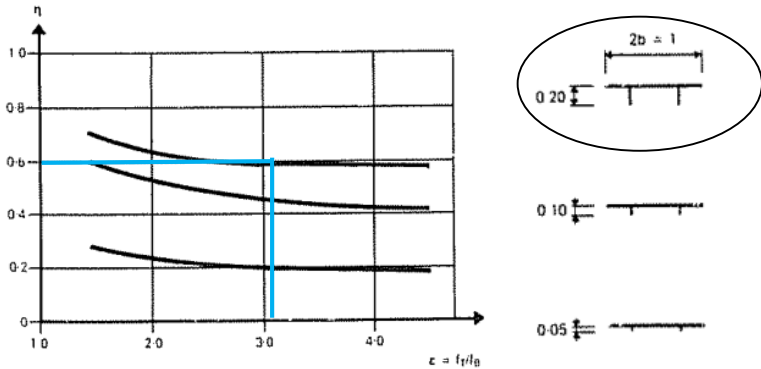


Gambar 10.8 Kecepatan kritis untuk efek ayunan
(Walther, 1999)

$$\frac{V_{\text{kritis-teoritis}}}{2\pi f_B b} = 14 \dots \text{(dari Gambar 10.7)}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{kritis teoritis}} &= 14 \cdot (2\pi \cdot f_B \cdot b) \\ &= 14 \cdot (2\pi \cdot 0,856 \cdot 7) \\ &= 527,084 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Besar kecepatan kritis teoritis ini harus dikoreksi menjadi kecepatan kritis actual, menggunakan grafik berikut, lihat Gambar 10.9.



Gambar 10.9 Grafik koefisien koreksi
(Walther, 1999)

Dari grafik diatas, dengan menyesuaikan bentuk penampang yang paling mendekati didapat nilai $\eta = 0,6$.

$$\begin{aligned} V_{\text{kritis actual}} &= 0,6 \cdot 527,084 \text{ m/dt} \\ &= 316,25 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Tetapi pada kondisi nyata, angin tidak selalu mengenai lantai kendaraan dalam arah horizontal secara sempurna. Terkadang nilai α dapat berubah berkisar antara 3° sampai dengan 9° , maka sebagai pembanding coba diambil nilai α rata-rata sebesar 6° . Untuk jenis lantai kendaraan dengan penampang box, perlu ada koreksi sebesar $1/3$ (Walther, 1999).

$$\begin{aligned} \eta (\alpha = \pm 6^\circ) &= (1/3) \cdot 0,6 \\ &= 0,2 \end{aligned}$$

Sehingga kecepatan aktual :

$$\begin{aligned} V_{\text{kritis actual}} &= 0,2 \cdot 527,084 \text{ m/dt} \\ &= 105,42 \text{ m/dt} \dots (\text{OK}) > V_{\text{DZ}} (\text{lihat bab 6.2.1}) \end{aligned}$$

Hal ini menunjukkan bahwa, apabila pada kondisi nyata dilapangan bertiup angin dengan kecepatan 105,42 m/dt, maka akan muncul efek ayunan (*flutter*). Maka dari itu kecepatan angin di lapangan tidak boleh lebih dari itu, sedangkan pada perencanaan telah didesain besarnya kecepatan angin 86,45 km/jam atau 24

m/dt. Sehingga analisa efek ayunan memenuhi. Analisa ini perlu dilanjutkan dengan pembuktian menggunakan model pada terowongan angin, agar diperoleh hasil yang akurat.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB XI

KESIMPULAN

11.1 Ringkasan

Dari seluruh analisa dan kontrol yang telah dilakukan dalam mendesain jembatan cable stayed dan box girder pratekan ini dapat dilihat ringkasan hasil tugas akhir yang disajikan sebagai berikut :

1. Jembatan memiliki bentang total 680 m yang meliputi bentang utama 3@170 m dan bentang tepi 2@80 m dengan lebar jembatan 18 m 4/2UD
2. Lantai kendaraan berupa box girder pratekan dengan tebal flens atas 300 mm, bawah 300 mm dan tebal web 500 mm. Tulangan flens arah longitudinal menggunakan tulangan minimum D22-200 dan untuk arah transversal tumpuan dipakai tulangan D22-50 sedangkan lapangan dipakai tulangan D22-40. Tulangan web arah longitudinal 2D22-200 dan arah transversal dipakai tulangan D22-70. Dari kontrol torsi maka tidak diperlukan tulangan torsi
3. Tegangan yang terjadi pada beton akibat proses erection semua segmen penampang sesuai dengan syarat tegangan saat transfer yaitu $\sigma_{tekan} = 27,3$ Mpa dan $\sigma_{tarik} = 1,69$ Mpa. Kemudian untuk kontrol tegangan akibat servis serta akibat kehilangan pratekan yaitu $\sigma_{tekan} = 29,3$ Mpa dan $\sigma_{tarik} = 4,03$ Mpa.
4. Kontrol kapasitas momen crack dan momen batas yang terjadi akibat tendon pratekan disetiap segmen terhadap momen yang terjadi akibat beban servis dalam batas persyaratan yang baik dalam pelaksanaan ataupun saat servis.
5. Struktur pylon terdiri atas :
 - a. Kolom pylon tipe diamon berupa box 4x3 m dengan tulangan terpasang 216D43 (3,72%) ditambah dengan 20D43 tulangan torsi dan sengkang 3D28-200 arah y, 2D22-250 untuk sengkang torsi.
 - b. Kaki pylon tipe diamon 4x3 m dengan tulangan terpasang 340D43 (5,86%) ditambah 150D43 tulangan torsi dan 3D28-

- 200 sengkang arah y, 3D28-200 sengkang arah z dan 2D28-80 sengkang torsi.
- c. Pengaku pylon tipe diamon dengan ukuran penampang 2x2 m memakai tulangan 104D32 (2,13%) dan sengkang arah z 2D22-200.
 - d. Kolom pylon tipe A berupa box 4x3 m dengan tulangan terpasang 216D43 (3,72%) ditambah 30D43 tulangan torsi dan 3D28-250 untuk sengkang arah y, 2D22-250 untuk sengkang torsi.
 - e. Pengaku pylon tipe A dengan penampang 2x2 m dipakai tulangan 104D36 (2,62%) ditambah 10D36 tulangan torsi dan 2D22-250 sengkang arah y, 2D22-200 sengkang arah z, dan D22-150 sengkang torsi.
6. Kabel yang digunakan tipe ASTM A416-06 grade 270 dengan jumlah strand yang bervariasi mulai dari 37, 43, 55, dan 61. Kabel yang digunakan mengacu dari brosur VSL SSI 2000 7 wire strand. Sedangkan untuk kabel tendon digunakan dasi VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS dengan tipe strand yang bermacam-macam mulai dari unit 6-37-37 hingga 6-55-55. Untuk anker pada box dan pylon juga digunakan VSL SSI 2000 STAY CABLE SYSTEM.
 7. Perletakan direncanakan menggunakan unidirectional pot bearing tipe PU 2800/2000/H2 EN. Desain dari pot bearing merupakan elemen pabrikasi dari *VSL CTT POT BEARIGS*.
 8. Perencanaan expansion joint mengacu pada brosur *MAURER Swivel-Joist Expansion Joint*. Dari hasil deformasi arah x sebesar 923 mm, maka akan direncanakan modular joint dengan tipe DS1200.
 9. Metode pelaksanaan menggunakan balanced cantilever dengan menggunakan form traveler tipe overhead. Metode pelaksanaan memanfaatkan program MIDAS CIVIL 2011 metode backward solution.
 10. Stabilitas aerodinamis jembatan menunjukkan frekwensi alami lentur (f_B) = 0,865 Hz dan torsi (f_T) = 2,65 Hz, efek vortex-shedding masuk dalam kategori B zona *torerable* (lihat gambar

10.5) dan efek flutter menghasilkan $V_{\text{kritis actual}} = 105,42 \text{ m/dt} > V_{\text{DZ}} = 24 \text{ m/dt}$ (perhitungan pada bab 6.2.1) yang berarti tidak terjadi ayunan/ flutter.

11.2 Kesimpulan

Dari tugas akhir ini dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Dengan bentang jembatan yang cukup panjang, solusi jembatan cable stayed dengan sistem multispun diharapkan lebih banyak ruang yang digunakan untuk lewat transportasi air seperti kapal tongkang.
2. Analisa jembatan menggunakan program MIDAS CIVIL diharapkan mampu memodelkan box girder dengan properti section yang sudah tersedia didalamnya
3. Dengan program MIDAS CIVIL, kinerja untuk menganalisa bisa semakin ringan dan cepat karena section box bisa dimodelkan dalam satu frame.
4. Pada saat menganalisa staging analysis program MIDAS sangat membantu karena mudah dalam pengaplikasiannya dan menghasilkan gaya yang lebih masuk akal.

11.3 Saran

Dalam pengerjaan tugas akhir ini masih banyak terdapat kekurangan, maka dari itu perlu adanya hal-hal yang harus diperhatikan agar perencanaan atau desain sejenis dapat lebih baik lagi, hal-hal tersebut antara lain :

1. Dalam perencanaan jembatan cable stayed yang menggunakan box girder pratekan dengan bentang yang cukup panjang perlu dipelajari lebih lanjut agar analisa jembatan bisa lebih baik kedepannya.
2. Selain dilakukan kontrol stabilitas aerodinamis perlu juga dilakukan uji menggunakan wind tunnel dengan jembatan berskala.

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR PUSTAKA

- AASHTO, 2012. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*, 6th ed. Washington, D.C. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Calvi, Michele G dkk. 2010. *Seismic Design of cable-stayed bridges*. Ecuador, 15 WCEE LISBOA. 1/10 hal.
- Gimsing, Neils J. 1983. *Cable Suported Bridge Concept and Design*. Denmark, John Wiley and Sons Ltd. 399 hal.
- Gimsing, Neils J. dan Christos T. Georgakis. 2012. *Cable Suported Bridge Concept and Design Third Edition*. Denmark, John Wiley and Sons Ltd. 590 hal.
- Karoumi, R. 1999. *Modeling of Cable-Stayed Bridges For Analysis of Traffic Induced Vibrations*. Sweden, SE-100 44 Stockholm. 1/7 hal.
- Khadiranaikar, R. B. 2015. *Study on Effect of Shape in PSC Box Girder Bridge*. India, Department of Civil Engineering. 1/5 hal.
- Nawy, E. G., Tavio, dan Kusuma, B. 2010. *Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 1*. Surabaya: ITSPress. 974 hal.
- Nawy, E. G., Tavio, dan Kusuma, B. 2010. *Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 2*. Surabaya: ITSPress. 974 hal.
- Nawy, Edward G. 2001. *Beton Prategang Suatu Pendekatan Mendasar*. Third ed. Jakarta, Erlangga. 526 hal.
- Ned, T. L. & Burn, H. 1993. *Desain Struktur Beton Prategang*. Third ed. Jakarta, Erlangga. 410 hal.
- Parke, Gerard, dan Nigel Hewson. 2008. *ICE Manual of Bridge Engineering Second Edition*. London, Thomas Telford Ltd. 735 hal.
- Standar Nasional Indonesia. *Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan*. RSNI T-12-2004. Departemen PU Dirjen Bina Marga.

- Standar Nasional Indonesia. Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa. SNI 2833-2013. Departemen PU Dirjen Bina Marga.
- Standar Nasional Indonesia. Standar Pembebanan untuk Jembatan. SNI 1725-2016. Deartemen PU Dirjen Bina Marga.
- Standar Nasional Indonesia. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung. SNI 2847-2013. Badan Standarisasi Nasional.
- Troitsky, M.S. 1988. *Cable-stayed Bridge Theory and Design*. London, BSp Professional Books. 463 hal.
- Walter, R. , Houriet, Isler, Moia, Klein. 1999. *Cable Stayed Bridge Second Edition*. London, Thomas Telford Publising. 225 hal

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Surabaya pada tanggal 07 Februari 1994, merupakan anak kedua dari dua bersaudara dengan nama lengkap Yogi Iwan Febrianto. Penulis telah menempuh pendidikan formal pada SDN Siwalankerto IV Surabaya (2000-2006), SMPN 22 Surabaya (2006-2009), SMAN 16 Surabaya (2009-20012), D3 Teknik Sipil ITS (2012-2015) dan terdaftar sebagai mahasiswa Teknik Sipil Lintas Jalur pada tahun 2015 dengan NRP 3115105059 melalui jalur test Lintas Jalur.

Di jurusan teknik sipil, penulis mendalami bidang studi struktur. Selama kuliah, penulis pernah bekerja pada konsultan Dinas Perhubungan, konsulta Semen Gresik, konsutan PU. Pada semester 7, penulis memutuskan untuk mengambil matakuliah mengenai jembatan bentang panjang karena dirasa menarik untuk di pelajari.

email: yogiiwanf07@gmail.com, yoginyek@gmail.com



**INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA**

JALURAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN**

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

**YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059**

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

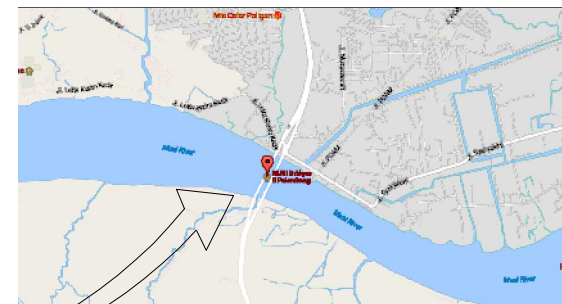
STR

NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

1

25





INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

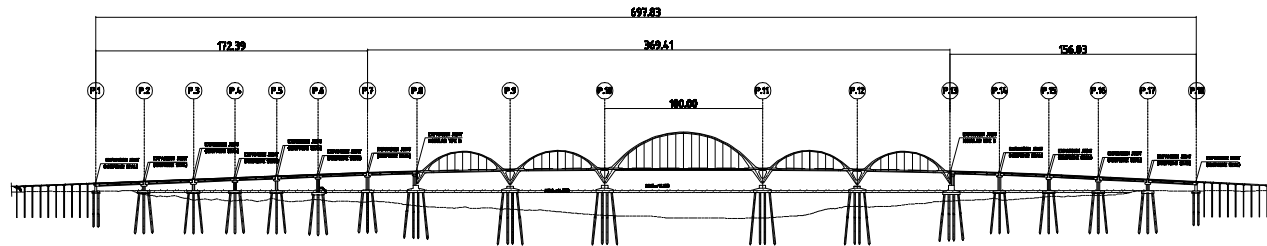
STR

NO. LEMBAR

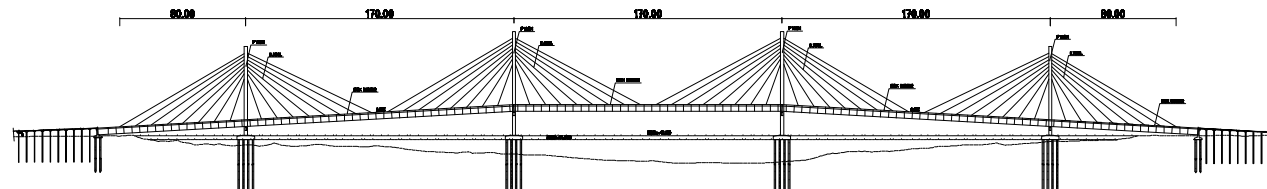
JML. GAMBAR

2

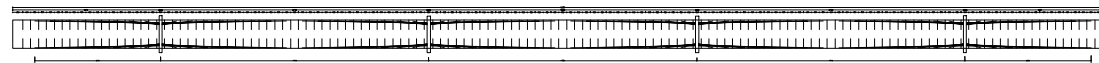
25



POTONGAN MEMANJANG EKSTING
SCALE 1:1000



POTONGAN MEMANJANG RENCANA
SCALE 1:1000



LAYOUT JEMBATAN RENCANA
SCALE 1:1000



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

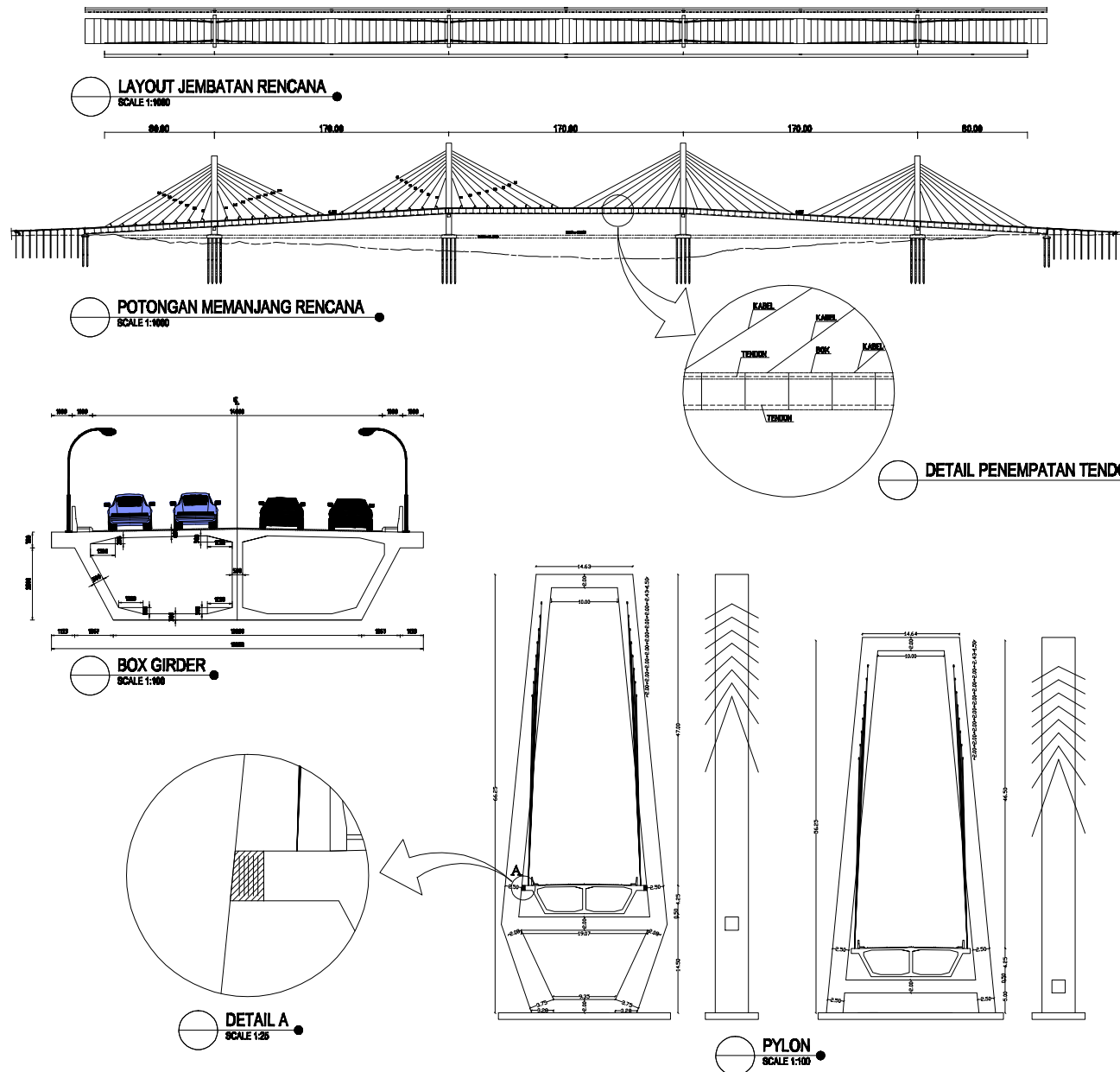
CATATAN

JUDUL GAMBAR	SKALA

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR	JML. GAMBAR
3	25





JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR **SKALA**

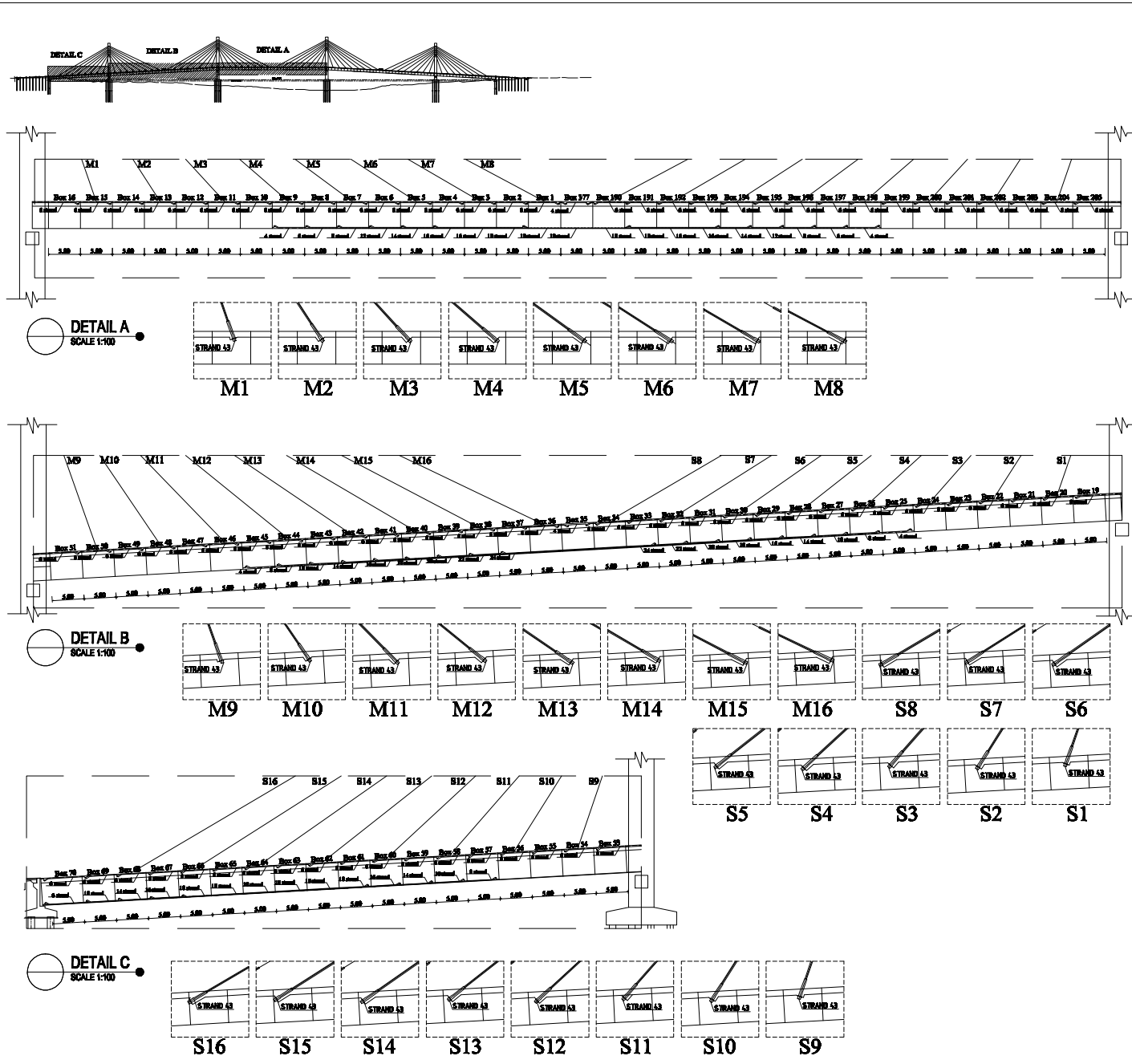
KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR **JML. GAMBAR**

4

25





JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR **SKALA**

PYLON TIBE DIAMON
DETAI ANGKUR
DETAI TULANGAN

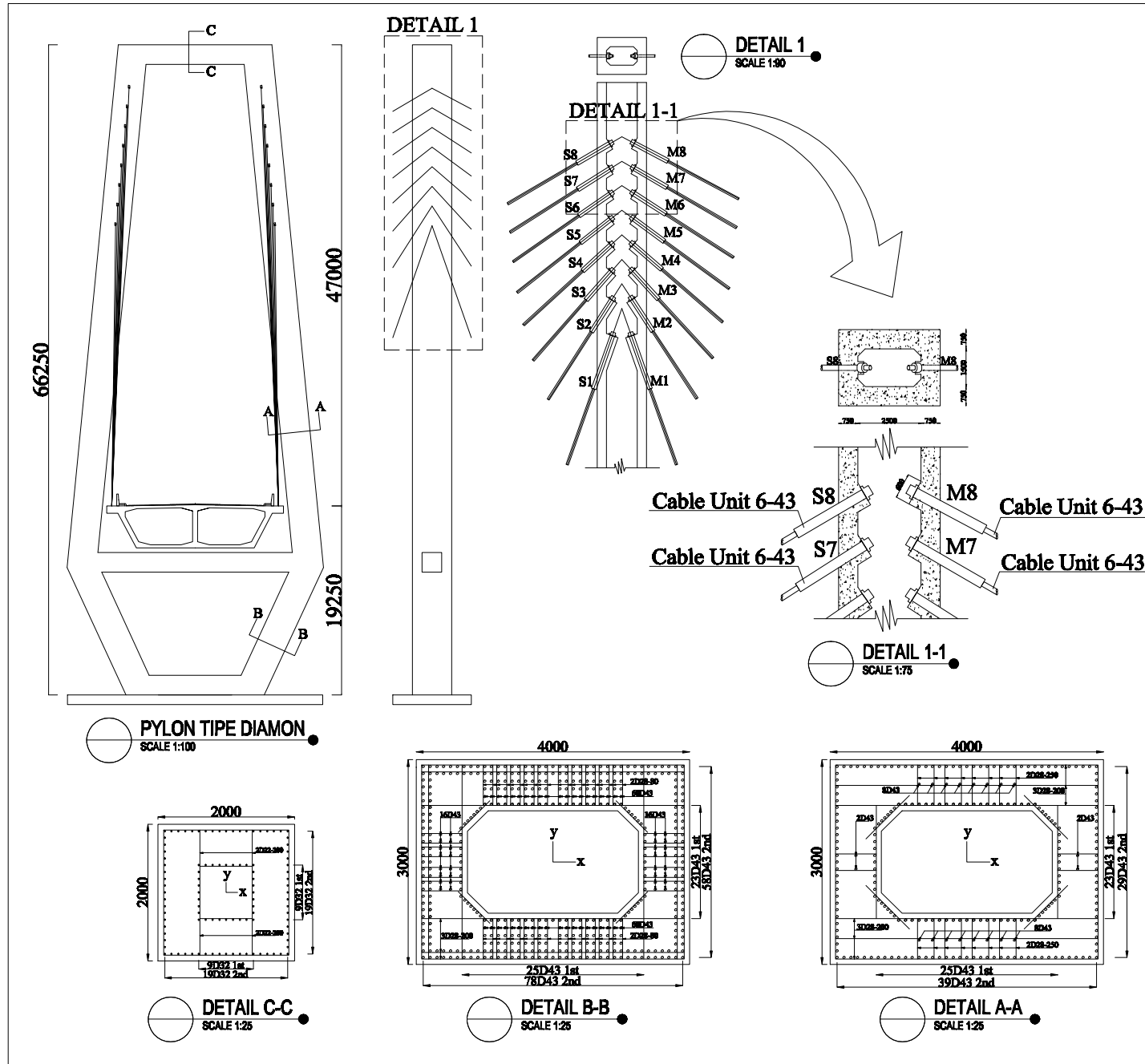
KODE GAMBAR

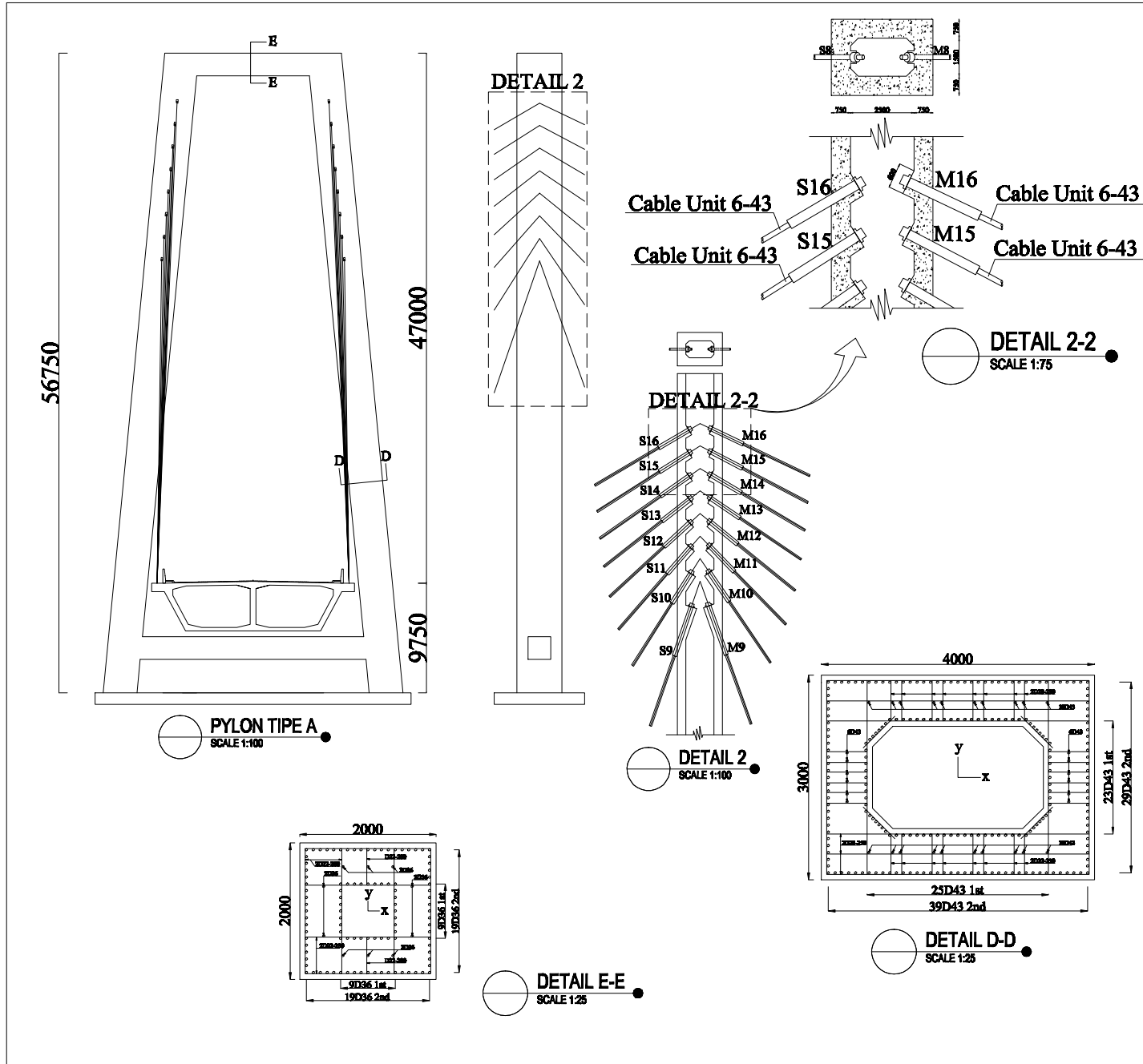
STR

NO. LEMBAR **JML. GAMBAR**

5

25





JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR	SKALA
--------------	-------

PYLON TIPE A DETAI ANGKUR DETAI TULANGAN	
--	--

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR	JML. GAMBAR
------------	-------------

6	25
---	----

6	25
---	----



**INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA**

JURUSAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN**

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

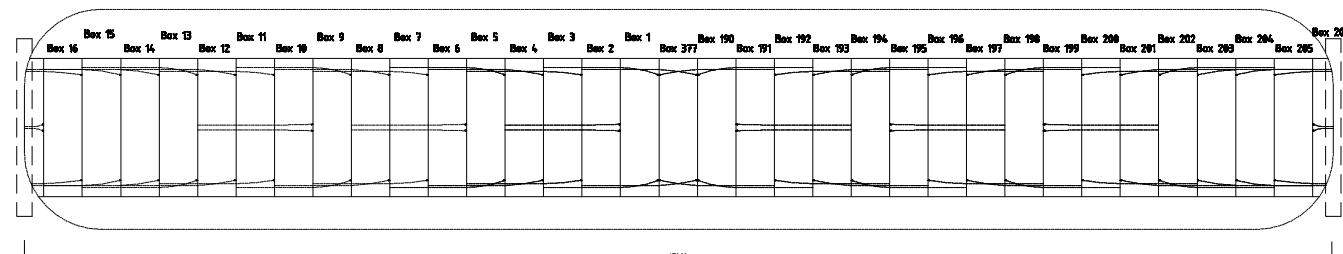
CATATAN



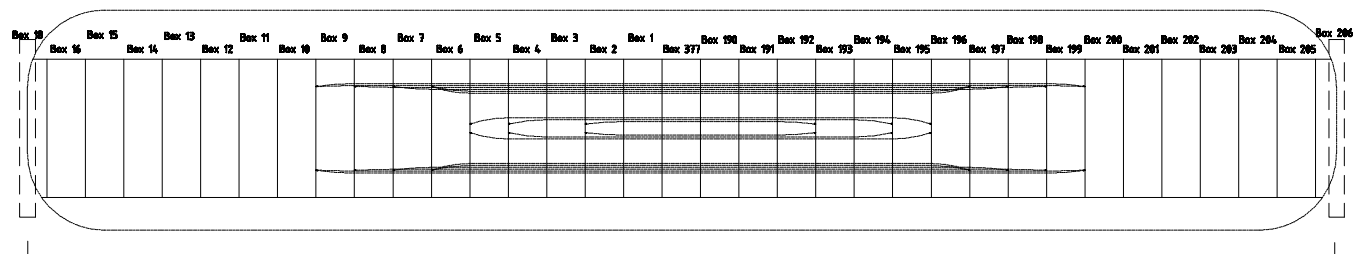
LAYOUT TENDON KANTILEVER
SCALE 1:100



LAYOUT TENDON MENERUS
SCALE 1:100



DETAIL A TENDON KANTILEVER
SCALE 1:30



DETAIL B TENDON MENERUS
SCALE 1:30

JUDUL GAMBAR	SKALA
KODE GAMBAR	
STR	
NO. LEMBAR	JML. GAMBAR
7	25



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JALURAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

8

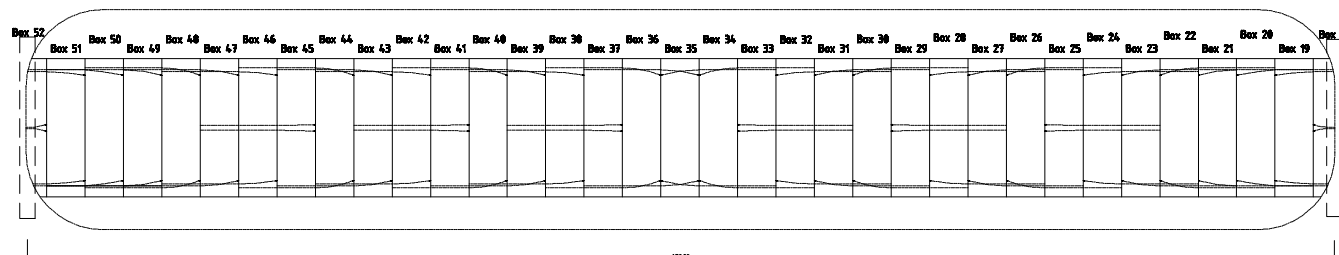
25



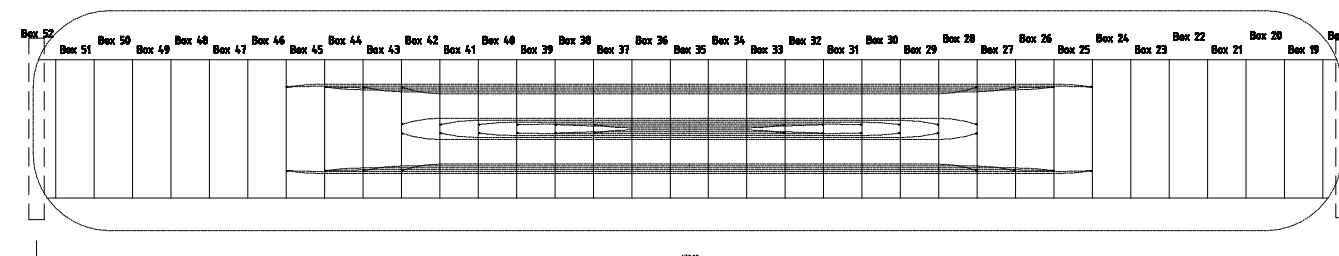
LAYOUT TENDON KANTILEVER
SCALE 1:100



LAYOUT TENDON MENERUS
SCALE 1:100



DETAIL A TENDON KANTILEVER
SCALE 1:30



DETAIL B TENDON MENERUS
SCALE 1:30



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

9

25

Detail A

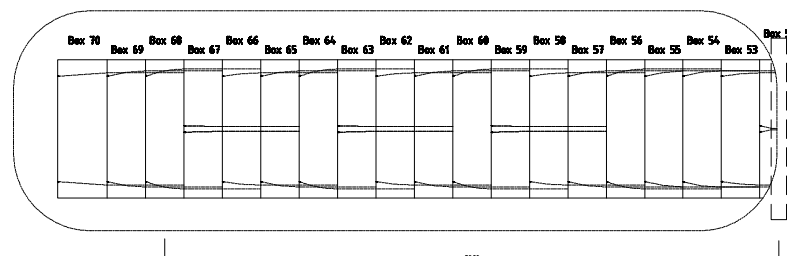


LAYOUT TENDON KANTILEVER
SCALE 1:100

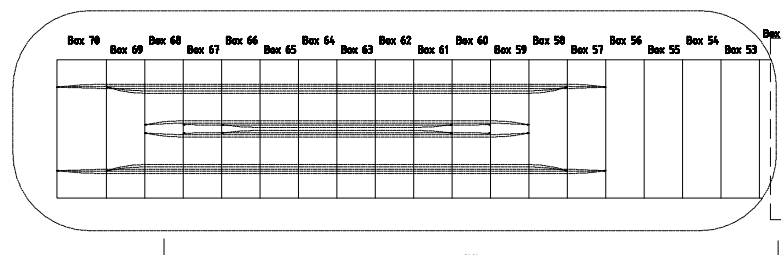
Detail B



LAYOUT TENDON MENERUS
SCALE 1:100



DETAIL A TENDON KANTILEVER
SCALE 1:30



DETAIL B TENDON MENERUS
SCALE 1:30



JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

Perletakan mengacu pada brosur VSL - CTT
POT BEARINGS

Expansion joint mengacu pada brosur MAURER
Swivel - joist Expansion joint

JUDUL GAMBAR **SKALA**

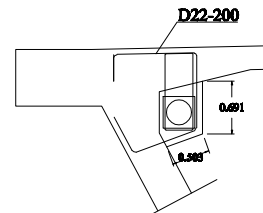
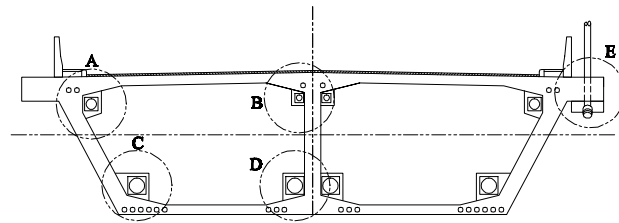
KODE GAMBAR

STR

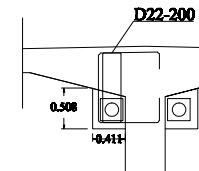
NO. LEMBAR **JML. GAMBAR**

10

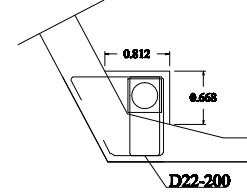
25



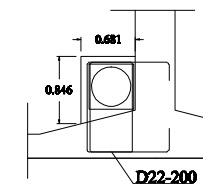
DETAIL A
SCALE 1:25



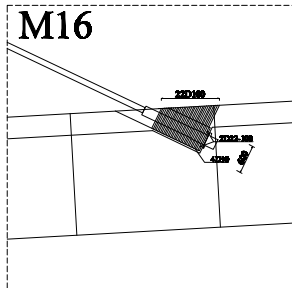
DETAIL B
SCALE 1:25



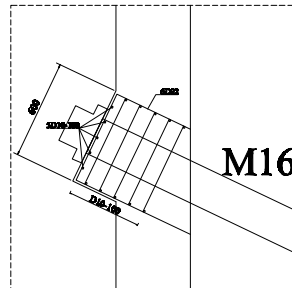
DETAIL C
SCALE 1:25



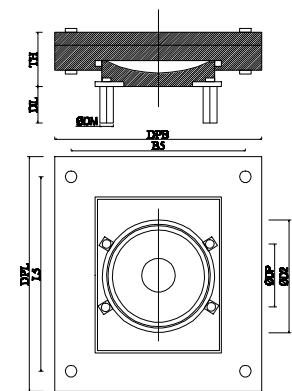
DETAIL D
SCALE 1:25



DETAIL TUL PENCAR BOX



DETAIL TUL PENCAR PYLON



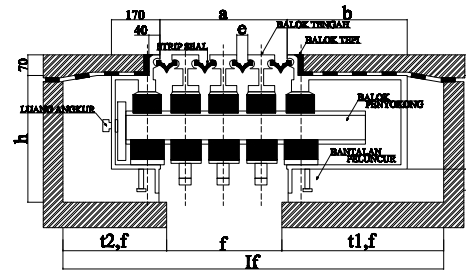
POT BEARING TYPE PMCG 10000
SCALE 1:50

DIMENSI POT BEARING

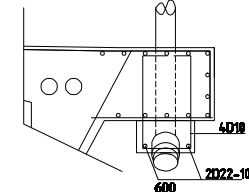
type	B22 (mm)	T1 (mm)	L3X35 (mm)	DM B (mm)	DL (mm)	DPL (mm)	DP18 (mm)	DP (mm)
PU 28002800H12 EN	1151	225	1181X1181	60	450	1821	1251	855

DIMENSI MODULAR JOINT (EXPANSION JOINT)

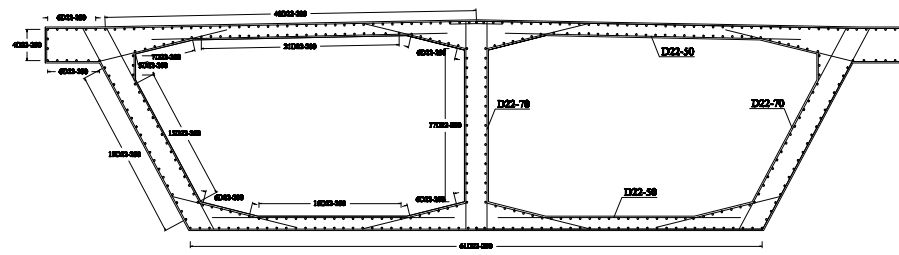
n	type	a (mm)	b (mm)	c (mm)	h (mm)	t1,f (mm)	t2,f (mm)	l (mm)	l1 (mm)	l2 (mm)	l3 (mm)
15	DS1200	1710	910	420	550	1100	500	1510	1850	3170	2510



MODULAR JOINT TIPE DS1200



DETAIL E
SCALE 1:25



TULANGAN BOX GIRDER
SCALE 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JALURAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

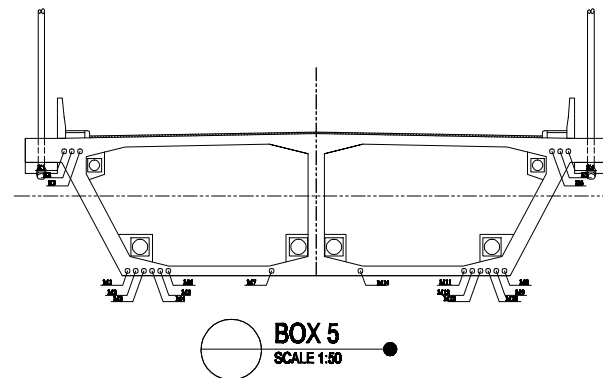
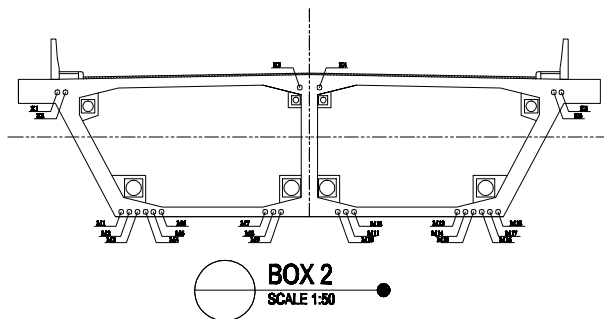
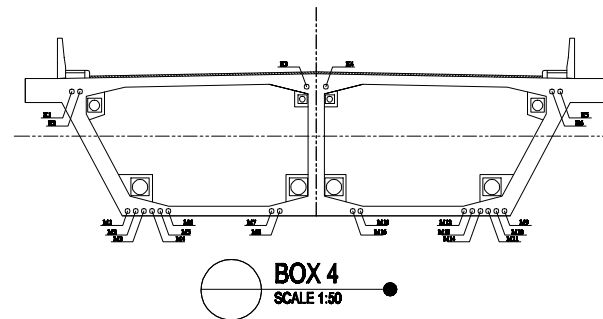
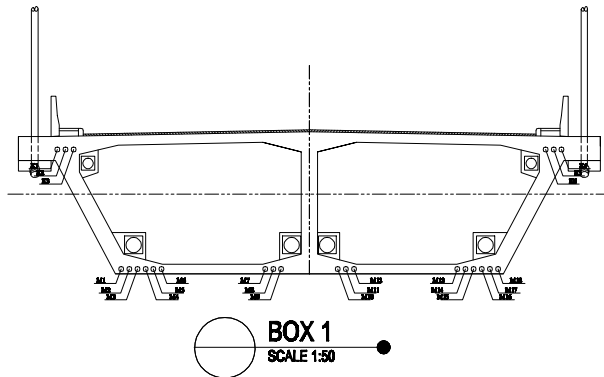
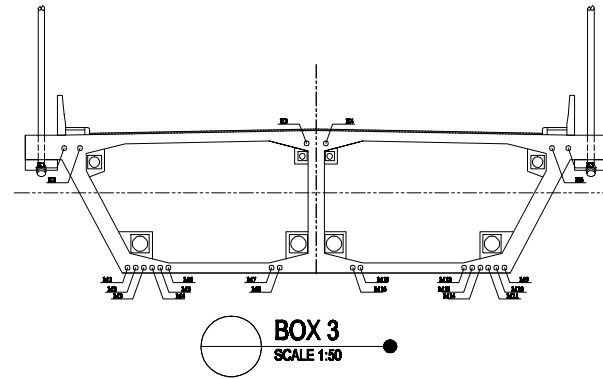
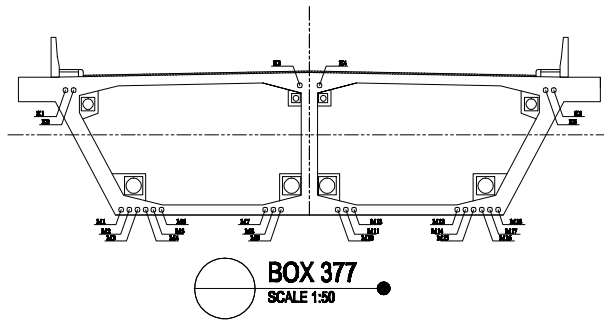
CATATAN

JUDUL GAMBAR	SKALA

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR	JML. GAMBAR
11	25





INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

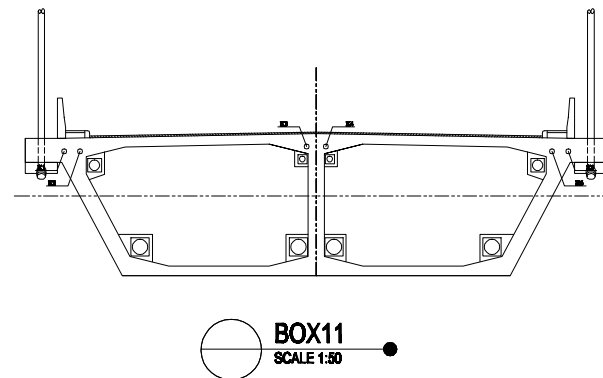
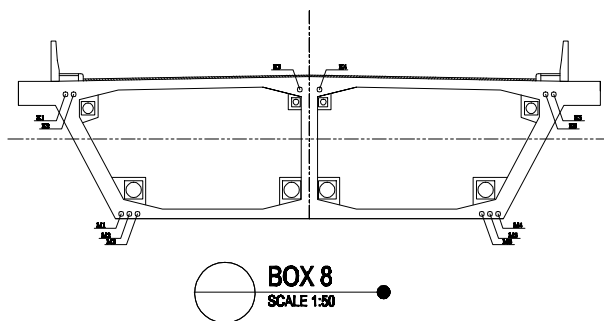
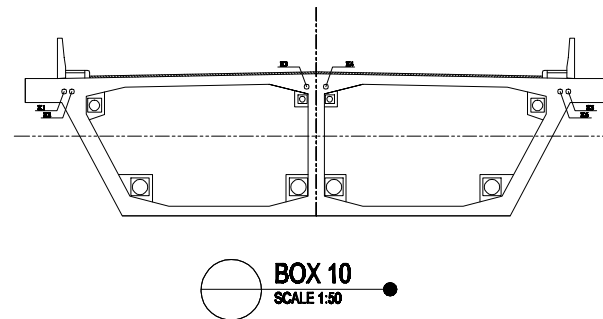
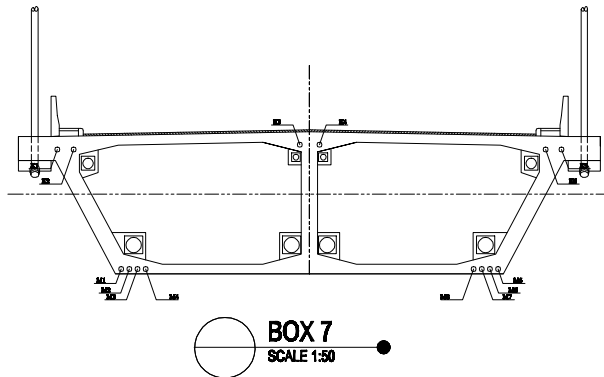
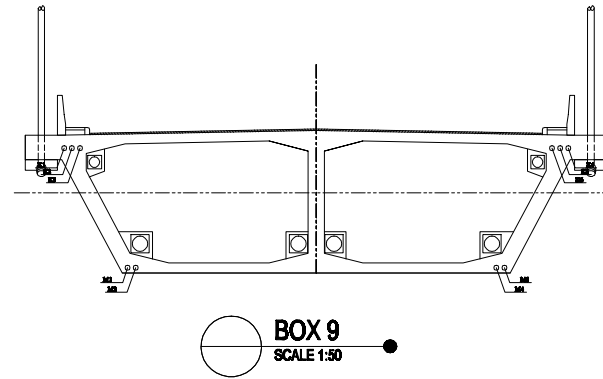
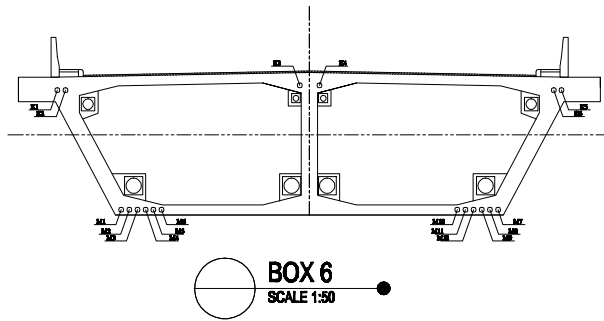
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR	SKALA
KODE GAMBAR	
STR	
NO. LEMBAR	JML. GAMBAR
12	25





INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JALURAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

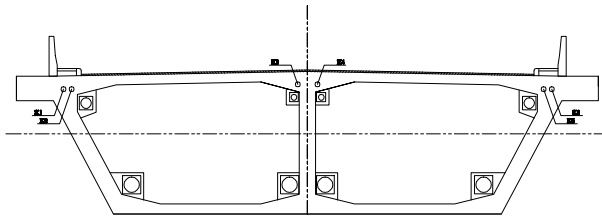
STR

NO. LEMBAR

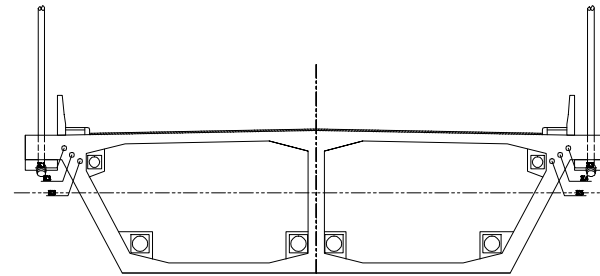
JML. GAMBAR

13

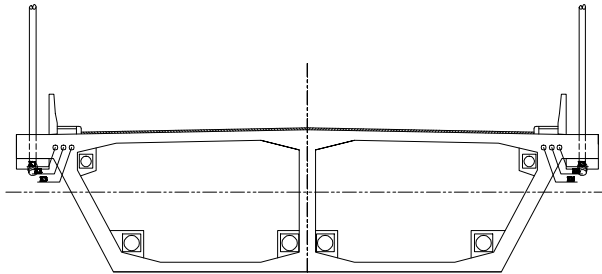
25



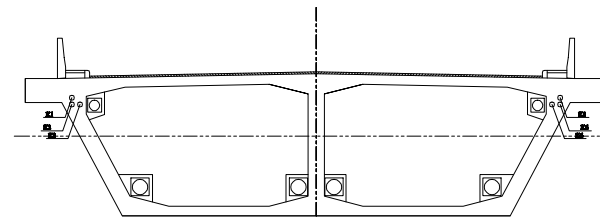
BOX 12
SCALE 1:50



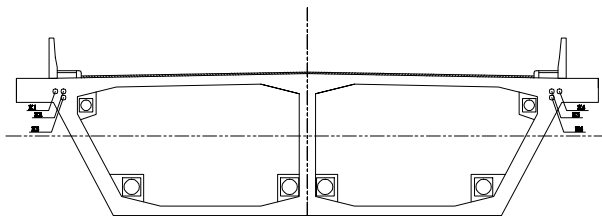
BOX 15
SCALE 1:50



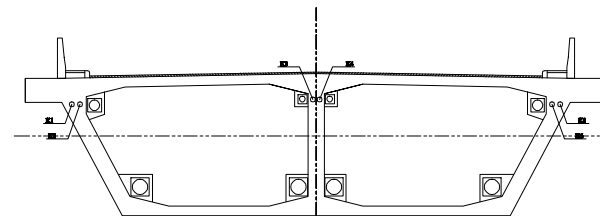
BOX 13
SCALE 1:50



BOX 16
SCALE 1:50



BOX 14
SCALE 1:50



BOX 17
SCALE 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JALURAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

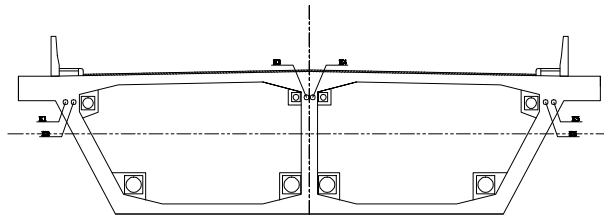
STR

NO. LEMBAR

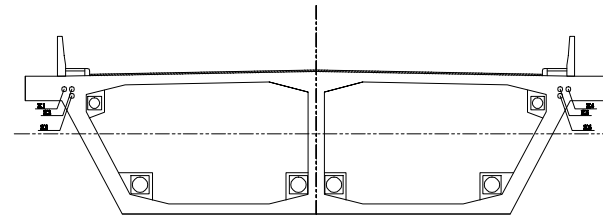
JML. GAMBAR

14

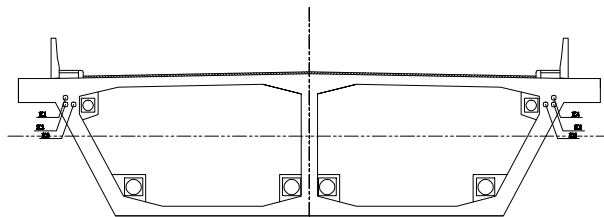
25



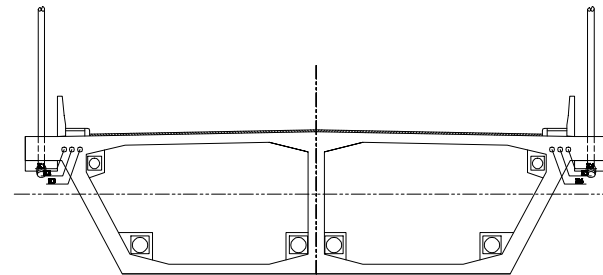
BOX 18
SCALE 1:50



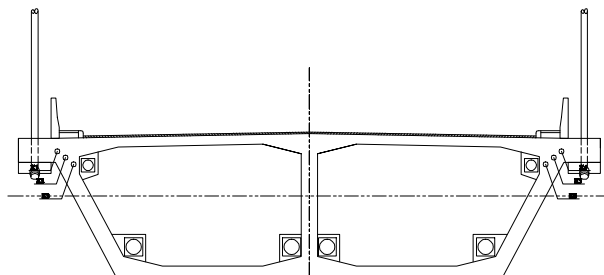
BOX 21
SCALE 1:50



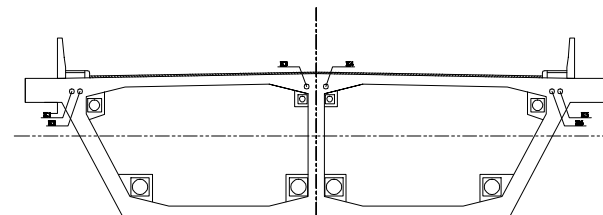
BOX 19
SCALE 1:50



BOX 22
SCALE 1:50



BOX 20
SCALE 1:50



BOX 23
SCALE 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

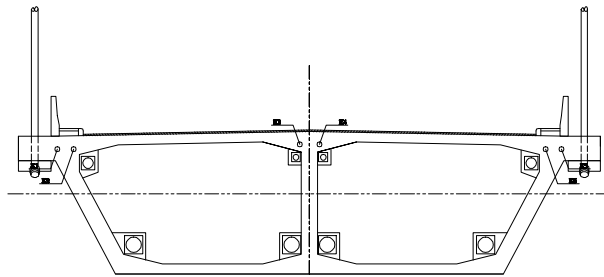
STR

NO. LEMBAR

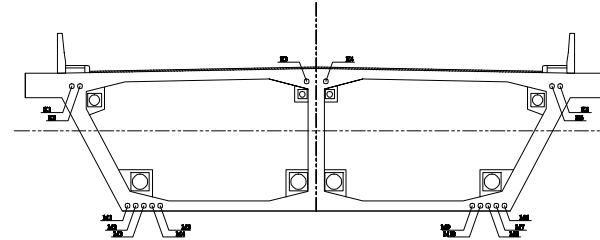
JML. GAMBAR

15

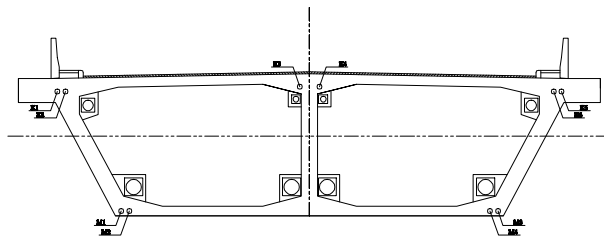
25



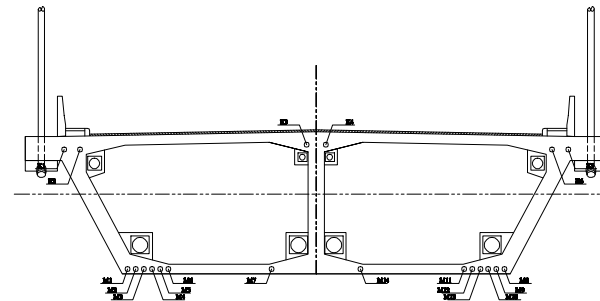
BOX 24
SCALE 1:50



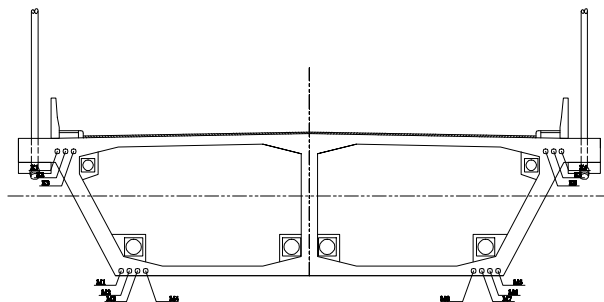
BOX 27
SCALE 1:50



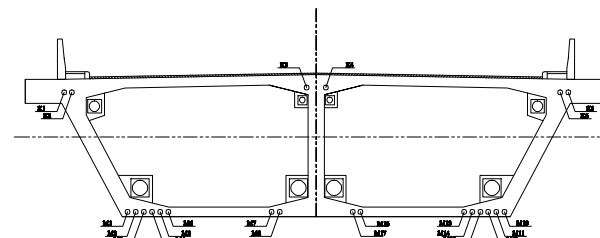
BOX 25
SCALE 1:50



BOX 28
SCALE 1:50



BOX 26
SCALE 1:50



BOX 29
SCALE 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JALURAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

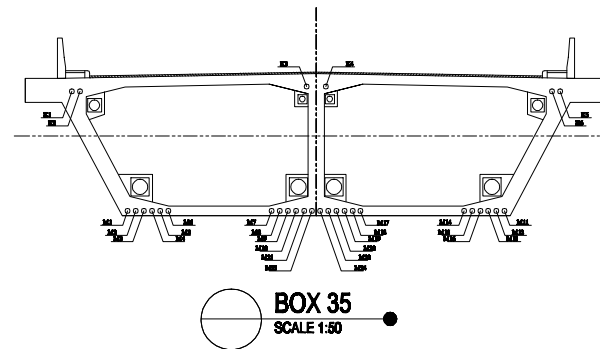
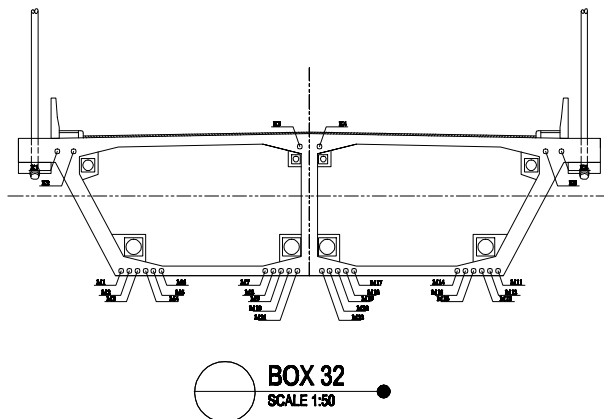
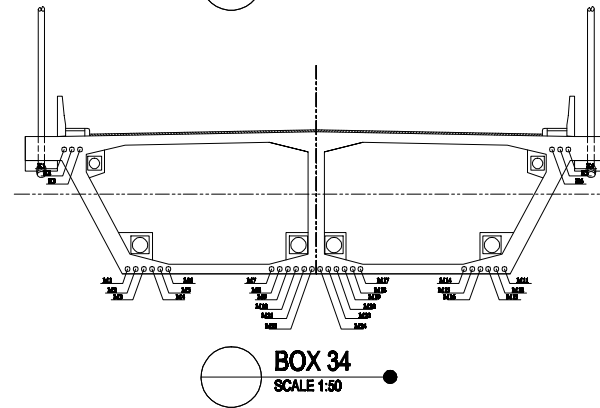
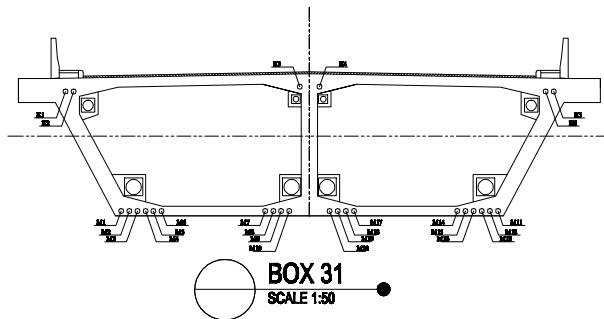
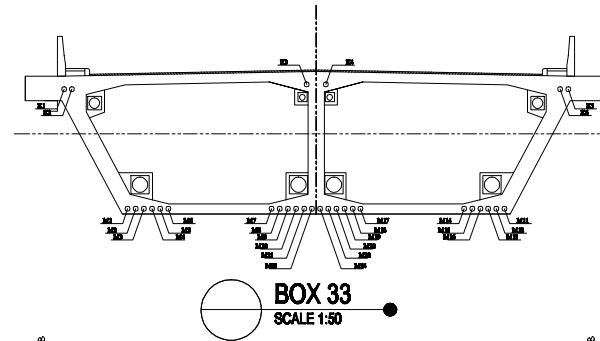
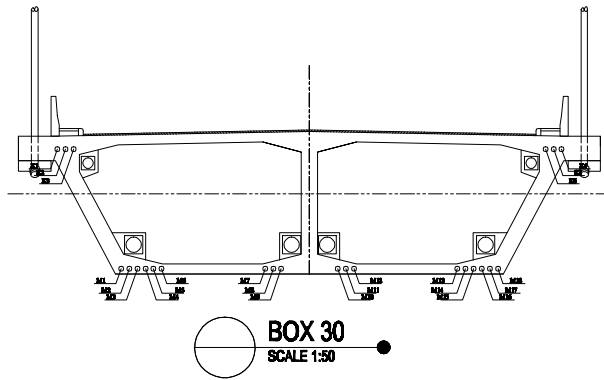
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR	SKALA
KODE GAMBAR	
STR	
NO. LEMBAR	JML. GAMBAR
16	25





INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JALURAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

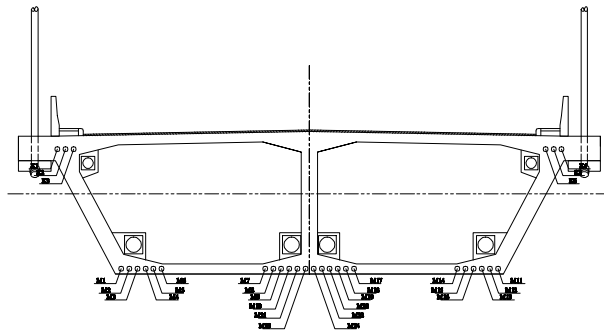
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

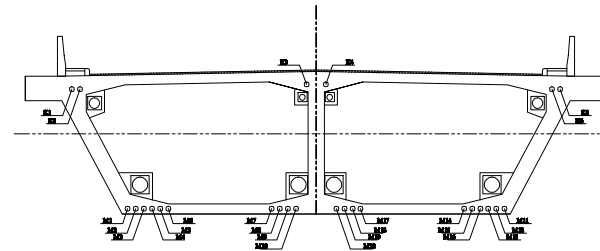
YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

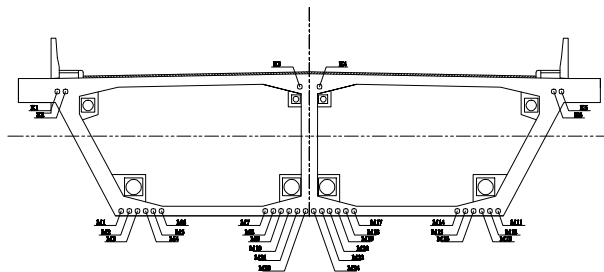
JUDUL GAMBAR	SKALA
KODE GAMBAR	
STR	
NO. LEMBAR	JML. GAMBAR
17	25



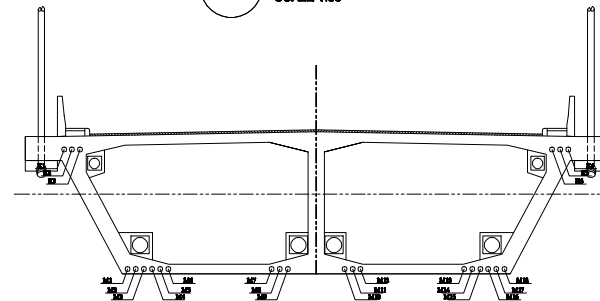
BOX 36
SCALE 1:50



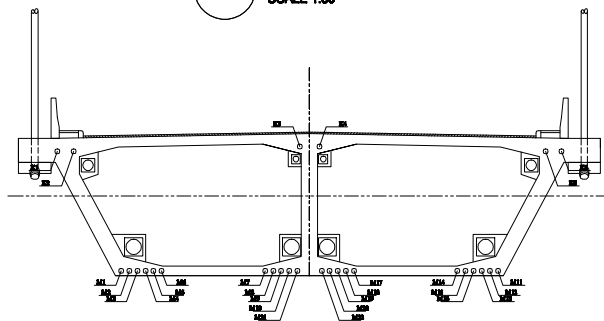
BOX 39
SCALE 1:50



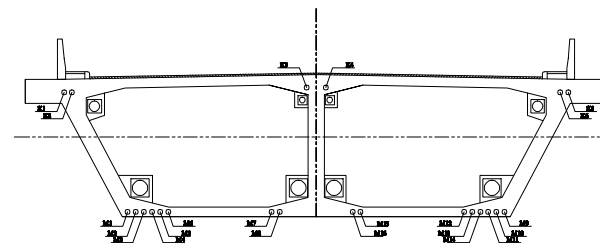
BOX 37
SCALE 1:50



BOX 40
SCALE 1:50



BOX 38
SCALE 1:50



BOX 41
SCALE 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JALURAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

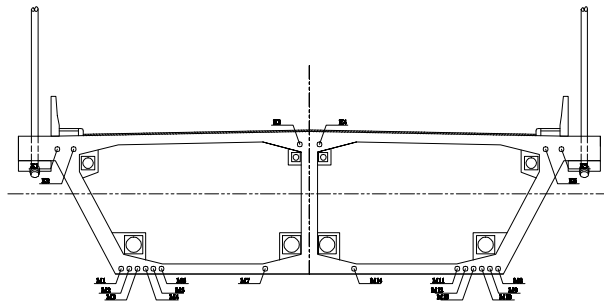
STR

NO. LEMBAR

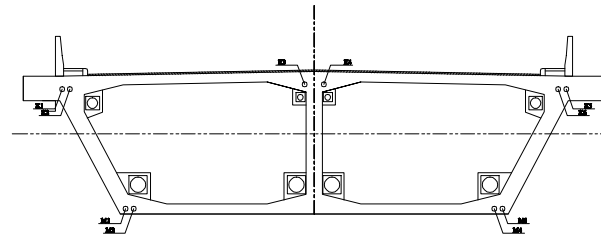
JML. GAMBAR

18

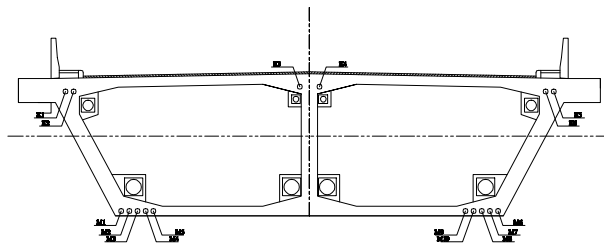
25



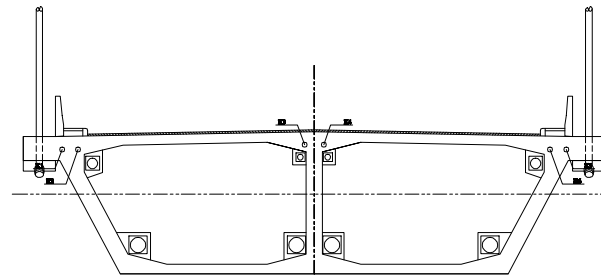
BOX 42
SCALE 1:50



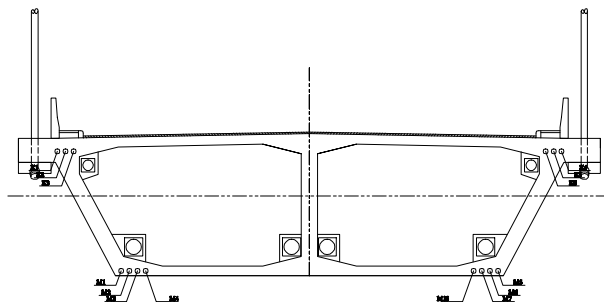
BOX 45
SCALE 1:50



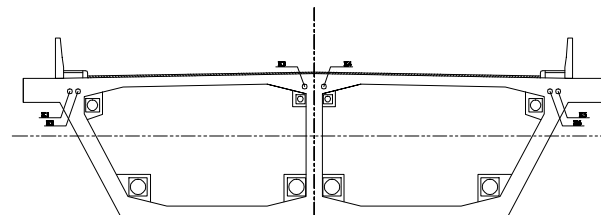
BOX 43
SCALE 1:50



BOX 46
SCALE 1:50



BOX 44
SCALE 1:50



BOX 47
SCALE 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JALURAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

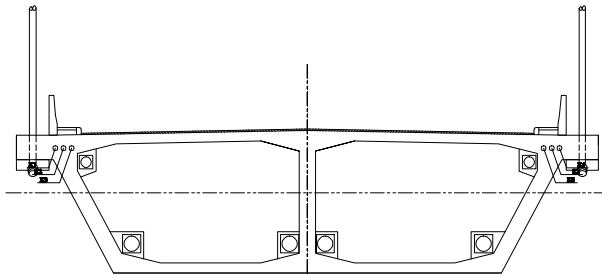
STR

NO. LEMBAR

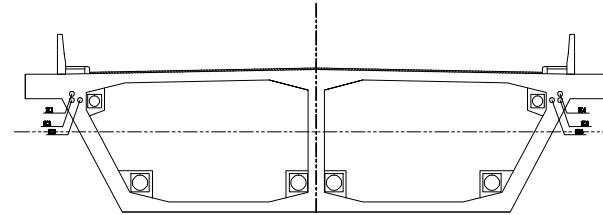
JML. GAMBAR

19

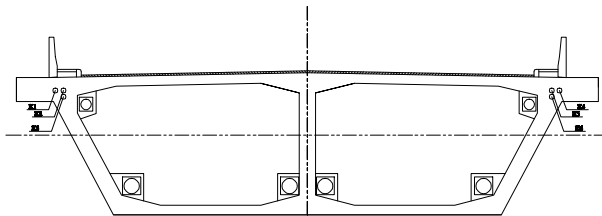
25



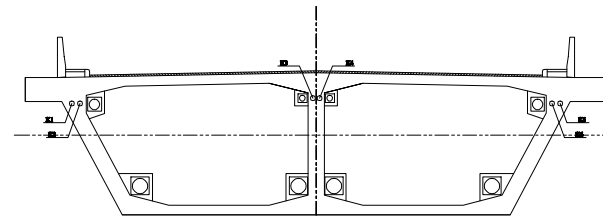
BOX 48
SCALE 1:50



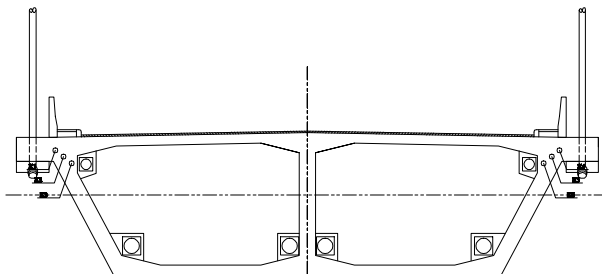
BOX 51
SCALE 1:50



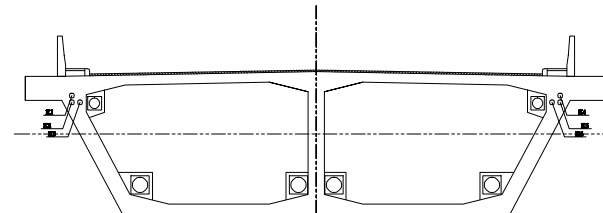
BOX 49
SCALE 1:50



BOX 52
SCALE 1:50



BOX 50
SCALE 1:50



BOX 53
SCALE 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JALURAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

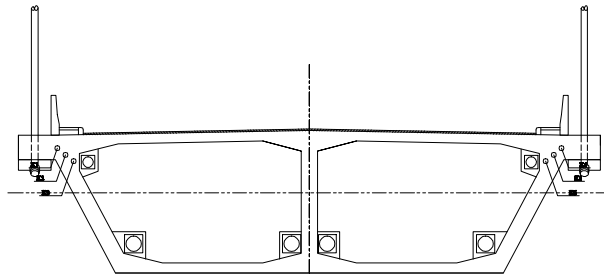
Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

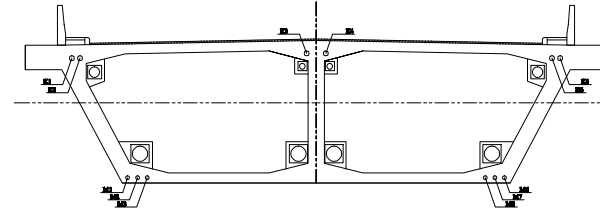
YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

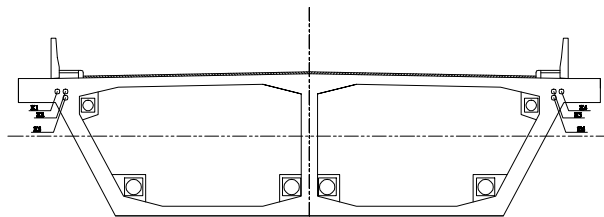
JUDUL GAMBAR	SKALA
KODE GAMBAR	
STR	
NO. LEMBAR	JML. GAMBAR
20	25



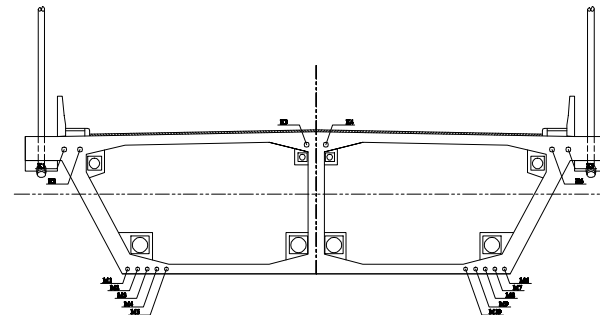
BOX 54
SCALE 1:50



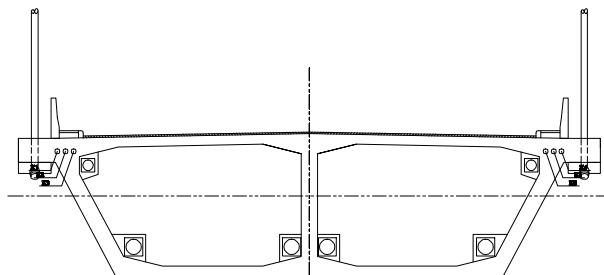
BOX 57
SCALE 1:50



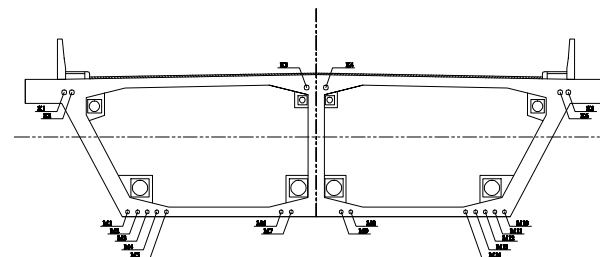
BOX 55
SCALE 1:50



BOX 58
SCALE 1:50



BOX 56
SCALE 1:50



BOX 59
SCALE 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

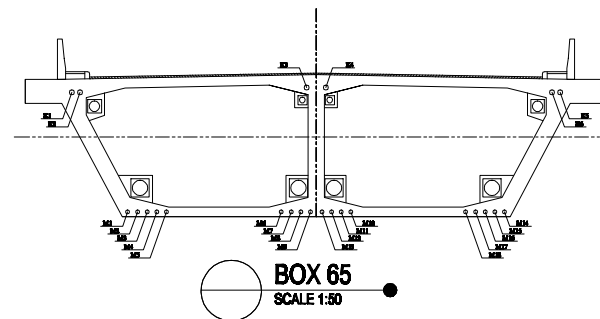
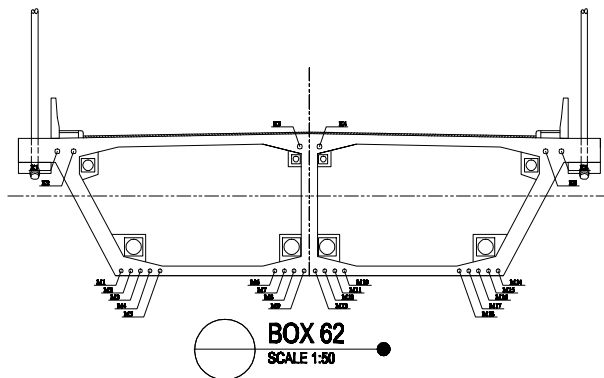
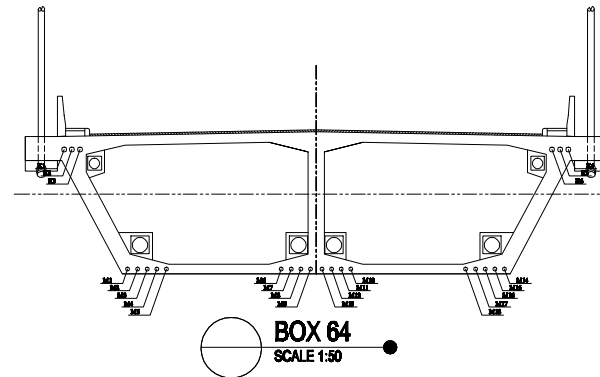
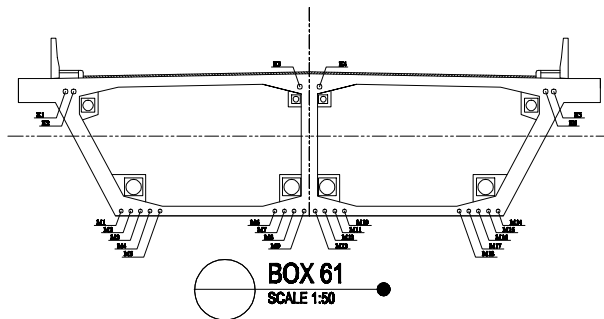
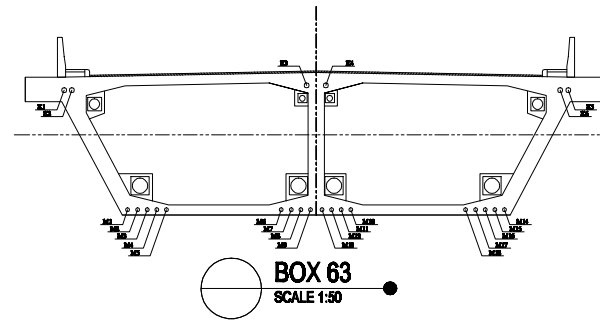
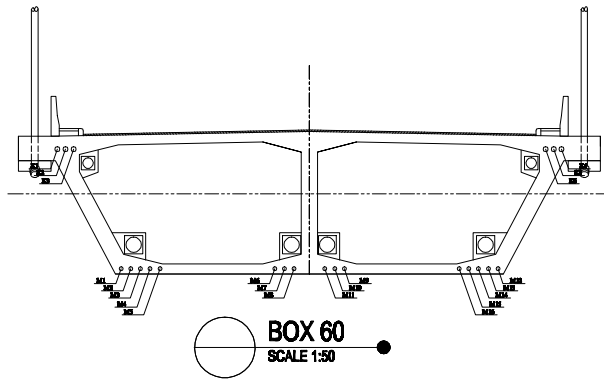
STR

NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

21

25





INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JURUSAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

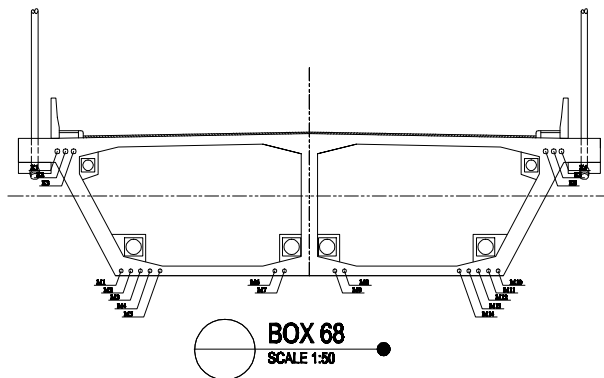
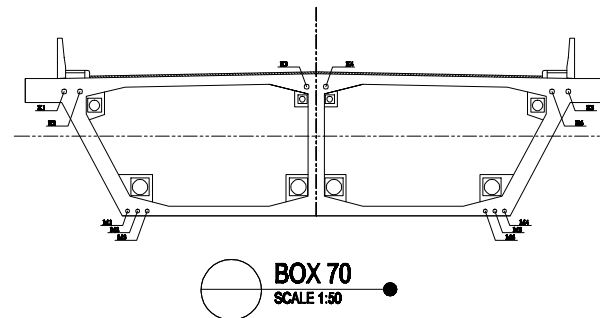
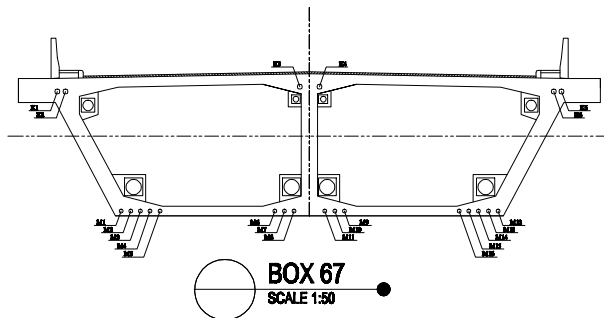
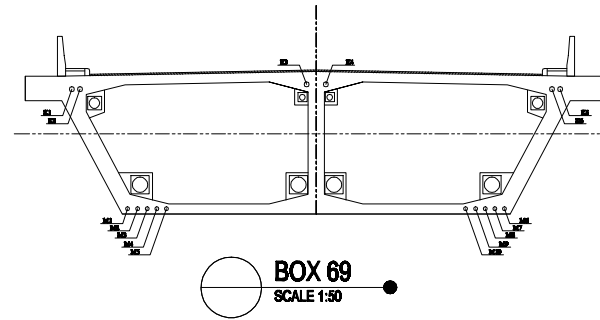
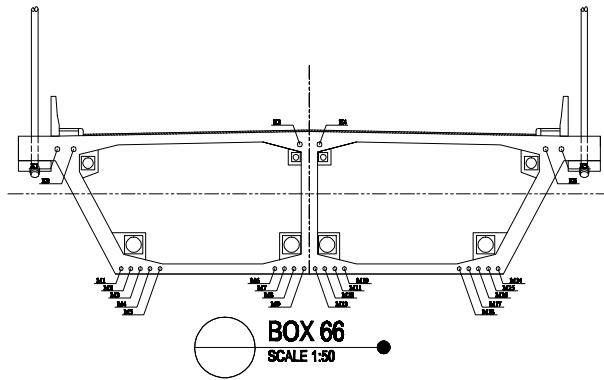
STR

NO. LEMBAR

JML. GAMBAR

22

25





JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

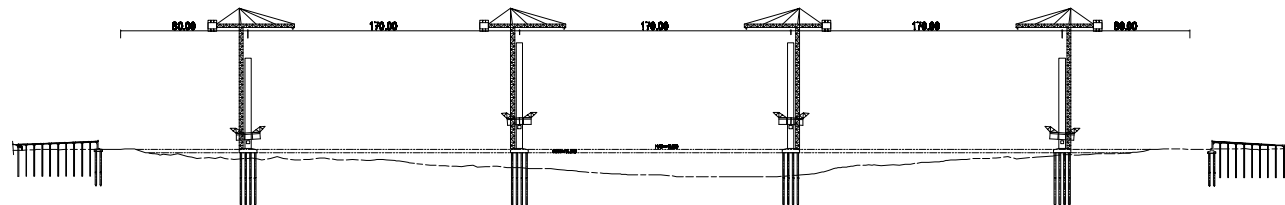
STR

NO. LEMBAR

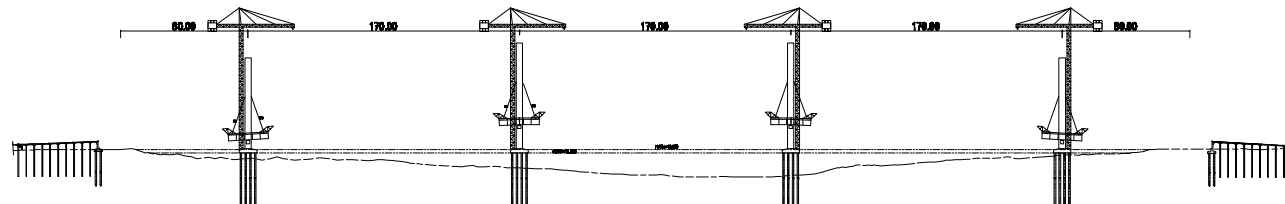
23

JML. GAMBAR

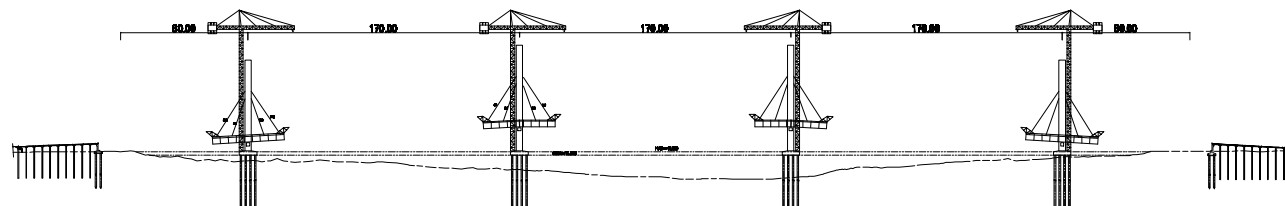
25



Pemasangan box girder awal dan form traveller
SCALE 1:1000



Pemasangan kabel S1, M1, S9, DAN M9
SCALE 1:1000



Pemasangan kabel S2, M2, S10, DAN M10
SCALE 1:1000



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JALURAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

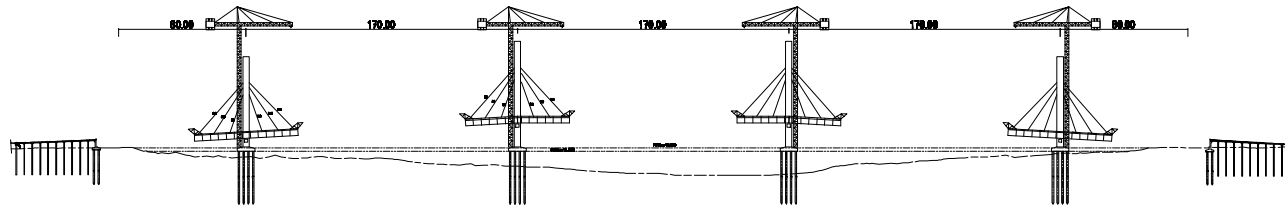
STR

NO. LEMBAR

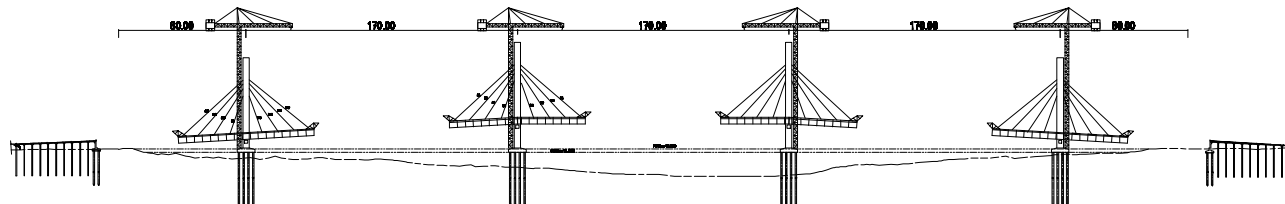
JML. GAMBAR

24

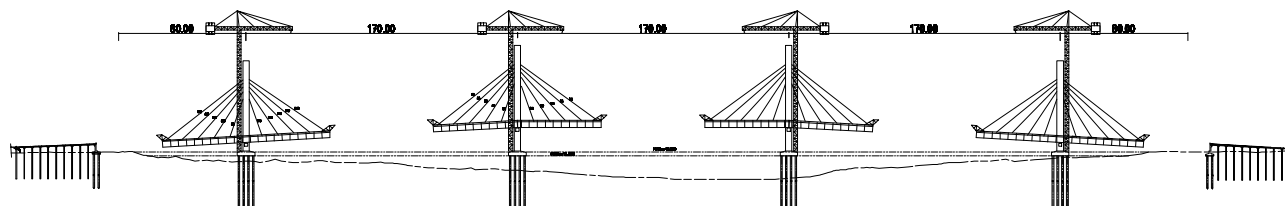
25



Pemasangan kabel S3, M3, S11, DAN M11
SCALE 1:1000



Pemasangan kabel S4, M4, S12, DAN M12
SCALE 1:1000



Pemasangan kabel S5, M5, S13, DAN M13
SCALE 1:1000



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

JALURAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR JEMBATAN
DUPLIKASI MUSI II DENGAN SISTEM CABLE
STAYED BENTANG BANYAK DAN BOX
GIRDER PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M, MS

Prof. TAVIO, S.T., M.T., Ph.D.

MAHASISWA

YOGI IWAN FEBRIANTO
NRP: 3115 105 059

CATATAN

JUDUL GAMBAR

SKALA

KODE GAMBAR

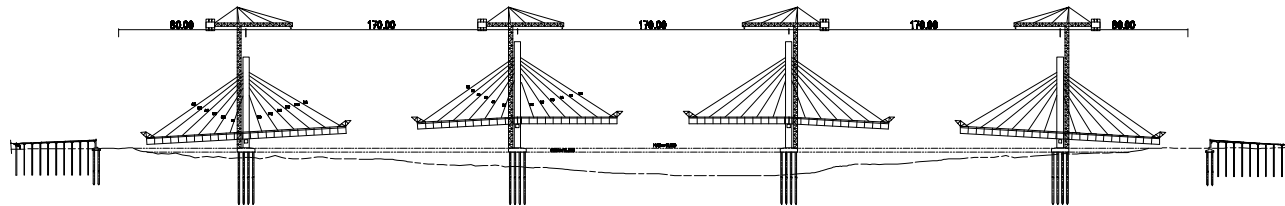
STR

NO. LEMBAR

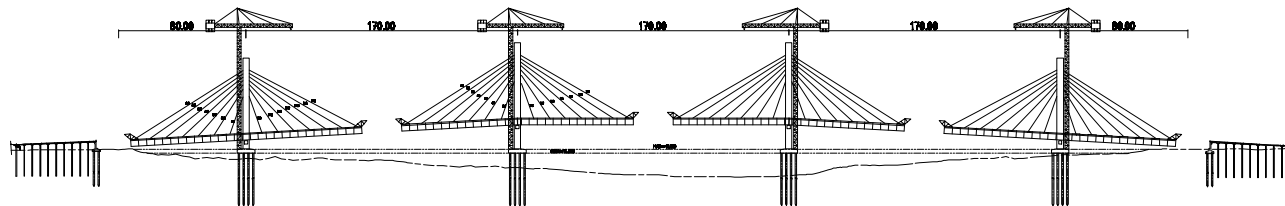
JML. GAMBAR

25

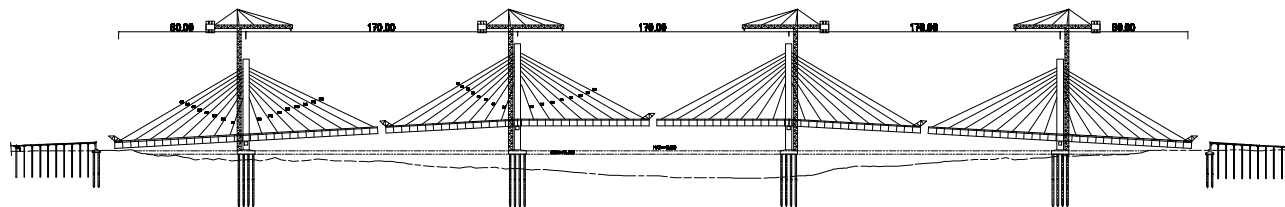
25



Pemasangan kabel S6, M6, S14, DAN M14
SCALE 1:1000



Pemasangan kabel S7, M7, S15, DAN M15
SCALE 1:1000



Pemasangan kabel S8, M8, S16, DAN M16
SCALE 1:1000