



TUGAS AKHIR - RC14 1501

**DESAIN MODIFIKASI JEMBATAN KALI BAMBANG KAB.  
BLITAR MENGGUNAKAN *ASYMETRIC CABLE STAYED*  
DAN *PRESTRESSED CONCRETE BOX GIRDER***

Ahmad Rizal Ardhiyansyah TS  
NRP 3116105002

Dosen Pembimbing 1  
Bambang Piscesa, ST.MT  
NIP 198403182008121002

Dosen Pembimbing 2  
Dr.Ir.Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP 195503251980031004

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2018



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI JEMBATAN KALI  
BAMBANG KAB. BLITAR MENGGUNAKAN  
*ASYMETRIC CABLE STAYED* DAN  
*PRESTRESSED CONCRETE BOX GIRDER***

Ahmad Rizal Ardhiyansyah TS  
NRP. 3116105002

Dosen Pembimbing I  
Bambang Piscesa, ST.MT  
NIP 198403182008121002

Dosen Pembimbing II  
Dr.Ir.Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP 195503251980031004

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2018





LAST PROJECT – RC14 – 1501

**MODIFICATION DESIGN OF KALI BAMBANG  
BRIDGE BLITAR USING ASYMETRIC CABLE  
STAYED AND PRESTRESSED CONCRETE BOX  
GIRDER**

Ahmad Rizal Ardhiyansyah TS  
NRP. 3116105002

Supervisor I  
Bambang Piscesa, ST.MT  
NIP 198403182008121002

Supervisor II  
Dr.Ir.Hidayat Soegihardjo M.,MS  
NIP 195503251980031004

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
Faculty of Civil Engineering, Environment and Geo Engineering  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2018

**DESAIN MODIFIKASI JEMBATAN KALI BAMBANG  
KAB. BLITAR MENGGUNAKAN ASYMETRIC CABLE  
STAYED DAN PRESTRESSED CONCRETE BOX GIRDER**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik

pada

Bidang Studi Struktur

Program Sarjana Lintas Jalur Departemen Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**AHMAD RIZAL ARDHIYANSYAH TS**

NRP. 0311164500002

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Bambang Piscesa, ST., MT  
NIP. 198403182008121002

2. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS  
NIP. 195503251980031904



*Bambang Piscesa*  
(.....)

Pembimbing I

*Hidayat Soegihardjo*  
(.....)

Pembimbing II

SURABAYA, 2018

# **DESAIN MODIFIKASI JEMBATAN KALI BAMBANG KAB. BLITAR MENGGUNAAN ASYMETRIC CABLE STAYED DAN PRESTRESSED CONCRETE BOX GIRDER**

**Nama Mahasiswa** : Ahmad Rizal Ardhiyansyah TS  
**NRP** : 0311164500002  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSLK-ITS  
**Dosen pembimbing** : 1. Bambang Piscesa., ST. MT  
2. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

## *Abstrak*

*Salah satu bagian dari sarana transportasi adalah jembatan yang mempunyai manfaat sebagai penghubung antara satu tempat ke tempat lainnya yang melintasi sungai, laut maupun lembah. Jembatan Kali Bambang adalah salah satu bagian dari proyek jalan baru Malang-Blitar yang melintasi sungai Kali Bambang dan beberapa lembah di daerah Blitar. Dimana jembatan yang masih dalam tahap pengerjaan ini di desain menggunakan konstruksi PC I girder. Pada tugas akhir ini membahas mengenai modifikasi jembatan Kali Bambang dengan menggunakan Asymetric Cable Stayed dan Prestress Concrete box Girder. Jembatan ini memiliki bentang 175m. Konfigurasi kabel jembatan menggunakan Double Planes System untuk arah melintang dan Semi Harp Pattern untuk arah memanjang. Jembatan memiliki lebar lantai kendaraan 7m, 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 3 m. Sedangankan 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 meluption kontrol terhadap frekwensi alami, efek flutter, dan juga vortex-shedding.*

Kata kunci : jembatan *asymmetric cable stayed, semi harp pattern, single plane system, box girder pratekan.*

# **MODIFICATION DESIGN OF KALI BAMBANG BRIDGE BLITAR USING ASYMETRIC CABLE STAYED AND PRESTRESSED CONCRETE BOX GIRDER**

**Name** : Ahmad Rizal Ardhiyansyah TS  
**Student ID** : 03111645000002  
**Department** : Civil Engineering FTSLK – ITS  
**Lecturers** : 1. Bambang Pisceca., ST. MT  
2. Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M.,MS

## *Abstract*

*One part of transportation facilities is a bridge that has benefits to connect one place to another across the river, sea and valley. Kali Bambang Bridge is one of the new Malang-Blitar road project that crosses Kali Bambang river and some valleys in Blitar area. The bridge is still in the stage of work and it is designed by using PC I girder construction.*

*This final project discuss about the modification of Kali Bambang bridge by using Asymetric Cable Stayed and Prestress Concrete box Girder. This bridge has a span of 175m and the cable configuration uses Double Planes System for cross direction and Semi Harp Pattern for longitudinal direction. The vehicle floor is 7 m wide and it is widely designed so the bridge is resistant to aerodynamic effects.*

*The result of this modification is only in the upper structural elements. Vehicle floor is designed in the form of a box of prestressed segregnt precast girder with 3 m high. While the pylon is designed using reinforced concrete material. For modeling the bridge uses MIDAS CIVIL 2011 program. The staging analysis*



*is in the form of placing traveler form due to its own load and the lifted vehicle floor. And then the bridge will receive in-depth style analysis due to cantilever balance system. Furthermore, the calculation will include box reinforcement, deflection control, shear calculation, calculation and stability include control of cracking moments, boundary moment control, torque control and aerodynamic stability that control the natural frequency, flutter effect, and vortex-shedding.*

***Keywords : asymmetric cable stayed bridge, semi harp pattern, single plane system, pre stressed box girder***

## KATA PENGANTAR

Segala puji bagi Allah SWT atas segala limpahan rahmat dan petunjuk-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul :

“Desain Modifikasi Jembatan Kali Bambang Kab. Blitar Menggunakan *Asymetric Cable Stayed* Dan *Prestressed Concrete Box Girder*”.

Pada perencanaan struktur jembatan ini diuraikan perihal perencanaan untuk lantai kendaraan, gelagar, struktur sekunder, kabel, dan tiang. Penulis menyadari dalam pembuatan Tugas Akhir ini masih terdapat kekurangan, maka dari itu kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan demi kesempurnaan dalam pembuatan laporan.

Pada akhir kata, penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada :

1. Bapak Bambang Piscesa, ST. MT dan bapak DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M.MS selaku dosen pembimbing Tugas Akhir.
2. Bapak Cahya Buana, ST, MT selaku dosen wali.
3. Rekan – rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah membantu penyusunan Tugas Akhir ini.

Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat membawa manfaat baik bagi penulis sendiri maupun umum.

Surabaya,

Penulis

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## DAFTAR ISI

Abstrak .....	i
<i>Abstract</i> .....	iii
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR .....	xi
DAFTAR TABEL .....	xii
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1 Umum.....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	3
1.3 Tujuan Penulisan .....	3
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat Penulisan .....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....	5
2.1 Umum.....	5
2.2 Lantai Kendaraan .....	6
2.3 Gaya Prategang.....	11
2.4 Kabel .....	15
2.5 <i>Pylon</i> .....	19
2.6 Konfigurasi Beban Layan.....	20
2.7 METODE PELAKSANAAN .....	22
BAB III METODOLOGI .....	59
3.1 Diagram Alir Modifikasi Perencanaan Jembatan Kali Bambang.....	59
3.2 Pengumpulan Data dan Studi Literatur .....	60
3.3 Preliminary Desain .....	61
3.3.1 Susunan Kabel.....	61
3.3.2 Dimensi Kabel.....	63
3.3.3 Dimensi Struktur Pylon .....	65
3.3.4 Dimensi Struktur Gelagar.....	66
3.4 Perhitungan Gaya Prategang .....	67
3.5 Kehilangan Gaya Prategang .....	67

3.6	Pembebanan.....	72
3.6.1	Menentukan Pembebanan Statis.....	72
3.7	Kontrol .....	81
3.7.1	Kontrol Beban Dinamis.....	81
3.7.2	Kontrol Beban Statis .....	88
3.7.3	Kontrol 1 Kabel Putus .....	88
3.8	Desain Angker.....	89
3.9	Metode Pelaksanaan .....	89
3.10	Permodelan dan Analisa Struktur.....	90
3.11	Menyusun Gambar Kerja .....	90
BAB IV .....		59
PRELIMINARY DESAIN.....		59
4.1	Gelagar Box Girder Pratekan .....	59
4.2	Pylon.....	60
Gambar 4.1 Rencana penampang <i>pylon</i> .....		<b>Error! Bookmark not defined.</b>
4.3	Kabel .....	64
BAB V .....		67
PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....		67
5.1	Perencanaan kerb.....	67
5.2	Perencanaan tiang sandaran.....	69
5.3	Perencanaan trotoar .....	71
BAB VI .....		75
ANALISA STRUKTUR .....		75
6.1	Analisa Beban.....	75
6.1.1	Pembebanan.....	75
6.1.2	Kofigurasi beban .....	79
6.3	Permodelan.....	80
6.4	Analisa Dinamik.....	81
6.3.1	Menghitung koefisien respons gempa elastik (Csm)..	83
6.3.2	Kontrol pengaruh gempa .....	84
6.3.4	Hasil analisa dinamis.....	87

6.4 Staging Analisis.....	88
BAB VII .....	103
BOX GIRDER PRATEKAN .....	103
7.1 Perhitungan <i>Box Girder</i> .....	103
7.2 Hasil Analisa Struktur .....	104
7.3 Tegangan Ijin Bahan .....	104
7.3.1 Tegangan ijin bahan beton prategang saat transfer ..	105
7.3.2 Tegangan ijin bahan beton prategang pada saat servis .....	105
7.4 Perencanaan Tendon Kantilever.....	105
7.4.1 Kontrol penampang pada momen terbesar : .....	106
7.4.2 Kondisi pembebanan .....	106
7.4.3 Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis beton ( $\Delta ES$ ).....	107
7.4.4 Kehilangan prategang akibat gesekan ( $\Delta fs_1$ ) .....	107
7.4.5 Kehilangan prategang slip ankur ( $\Delta fs_2$ ).....	108
7.4.6 Kontrol momen retak.....	110
7.4.7 Kontrol momen batas .....	112
7.4.8 Kontrol lendutan.....	113
7.5 Perencanaan Tendon Menerus.....	114
7.5.1 Kontrol penampang pada momen terbesar : .....	115
7.5.2 Kehilangan prategang perpendekan elastis beton.....	117
7.5.3 Kehilangan gaya pratekan akibat gesekan.....	118
7.5.4 Kehilangan gaya prategang akibat slip ankur.....	118
7.5.5 Kehilangan prategang akibat rangkai .....	119
7.5.6 Kehilangan prategang akibat susut.....	120
7.5.7 Kehilangan prategang akibat relaksasi .....	121
7.5.8 Kontrol momen retak.....	124
7.5.10 Kontrol momen batas .....	124
7.5.11 Kontrol lendutan.....	125
7.5.12 Kontrol torsi .....	126
7.6 Penulangan Arah Longitudinal.....	129
Penulangan Arah Transversal.....	131

Penulangan flens.....	131
Penulangan web.....	133
7.7 Penulangan Blok Ujung.....	133
7.7.1 Tendon atas.....	133
7.7.2 Tendon bawah .....	134
7.7.3 Kontrol dimensi blok ujung.....	135
7.9 Analisa angker pada gelagar box.....	139
7.10 Perencanaan Perletakan Pada Gelagar.....	143
7.11 Perencanaan <i>Expansion Joint</i> .....	145
BAB VIII.....	147
STRUKTUR PYLON.....	147
8.1 Gaya Dalam Pada <i>Pylon</i> Tipe H.....	147
8.1.1 Analisa penampang kaki <i>pylon</i> .....	152
8.1.2 Analisa penampang kaki miring <i>pylon</i> .....	162
8.1.1 Analisa penampang kolom <i>pylon</i> .....	173
8.1.3 Analisa penampang pengaku <i>pylon</i> .....	184
8.2 Analisa angker pada <i>pylon</i> .....	190
BAB IX .....	195
STRUKTUR KABEL.....	195
9.1 Data Perencanaan .....	195
9.2 Gaya Stressing Kabel .....	199
9.3 Analisa Kabel saat proses pelaksanaan konstruksi.....	200
9.4 Analisa kemampuan akibat satu kabel putus.....	202
9.5 Analisa Blok Angkur Eksternal Pada <i>Side Span</i> .....	204
BAB X.....	209
KONTROL STABILITAS AERODINAMIS .....	209
10.1 Frekwensi Alami .....	209
10.2 Efek <i>vortex-shedding</i> .....	212
BAB XI .....	223
KESIMPULAN .....	223
11.1 Ringkasan .....	223
11.2 Saran.....	225
DAFTAR PUSTAKA .....	227

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 16	Prosedur <i>Staging Method</i> .....	24
Gambar 2. 17	Prosedur <i>Push-Out Method</i> .....	25
Gambar 2. 18	Prosedur <i>Cantilever Method</i> .....	26
Gambar 4.1	Rencana penampang <i>pylon</i> .....	61
Gambar 4.2	(a) mekanisme beban gelagar pada kabel, (b) gambar mekanisme beban F pada Pylon .....	62
Gambar 4.3	Susunan kabel arah memanjang berupa Semi Harp Pattern dan susunan melintang berupa Double Planes System ...	64
Gambar 5.1	Kerb .....	67
Gambar 5.2	Dimensi Tiang Sandaran .....	69
Gambar 6.1	Perspektif 1 Jembatan Kalibambang .....	80
Gambar 6.2	Perspektif 2 Jembatan Kalibambang .....	80
Gambar 6.3	Respon Spektrum lokasi jembatan .....	82
Gambar 6.4	Grafik <i>Response Spektrum</i> hasil desain MIDAS .....	82
Gambar 6.5	Grafik <i>Response Spektrum</i> arah X.....	85
Gambar 6.6	Reaksi gaya geser dasar arah X .....	85
Gambar 6.7	Grafik <i>Response Spektrum</i> arah Y.....	86
Gambar 6.8	Reaksi gaya geser dasar arah Y .....	87
Gambar 7.1	Analisa <i>section data</i> dan <i>section properties</i> .....	103
Gambar 7.2	Grafik tegangan terhadap tegangan ijin akibat Mt ketika pelaksanaan.....	110
Gambar 7.3	Permodelan box .....	132
Gambar 7.4	Penulangan blok ujung atas .....	136
Gambar 7.5	Penulangan blok ujung bawah.....	137
Gambar 7.6	Rencana shear-key joint .....	138
Gambar 7.7	Potongan shear key.....	138
Gambar 7.8	Detail angker VSL SSI 2000 untuk box girder.....	140
Gambar 7.9	Contoh letak angker box.....	140
Gambar 7.10	Asumsi perletakan jembatan.....	143
Gambar 7.11	Potongan port bearing.....	144



Gambar 7.12 Jenis expansion joint (MAURER swivel-joint) ..	145
Gambar 7.13 Detail expansion joint (MAURER swivel-joint) ..	145
Gambar 8.1 Struktur <i>pylon</i> tipe H .....	147
Gambar 8.2 <i>Section properties</i> penampang <i>pylon</i> .....	152
Gambar 8.3 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i> .....	155
Gambar 8.4 Diagram interaksi <i>spColumn</i> .....	155
Gambar 8.5 Gaya geser desain untuk kolom .....	156
Gambar 8.6 Desain penulangan kaki <i>pylon</i> .....	162
Gambar 8.7 <i>Section properties</i> penampang <i>pylon</i> .....	163
Gambar 8.8 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i> .....	166
Gambar 8.9 Diagram interaksi <i>spColumn</i> .....	167
Gambar 8.10 Gaya geser desain untuk kolom .....	168
Gambar 8.10 Desain penulangan kaki miring <i>pylon</i> .....	173
Gambar 8.11 <i>Section properties</i> penampang <i>pylon</i> .....	174
Gambar 8.12 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i> .....	177
Gambar 8.13 Diagram interaksi <i>spColumn</i> .....	178
Gambar 8.14 Gaya geser desain untuk kolom .....	179
Gambar 8.15 Desain penulangan kolom <i>pylon</i> .....	184
Gambar 8.16 <i>Section properties</i> penampang <i>pylon</i> .....	185
Gambar 8.17 Desain penampang dan tulangan longitudinal <i>pylon</i> pada program bantu <i>spColumn</i> .....	186
Gambar 8.18 Diagram interaksi <i>spColumn</i> .....	186
Gambar 8.19 Desain penulangan pengaku <i>pylon</i> .....	190
Gambar 8.20 Detail angker VSL SSI 2000 untuk box girder .....	190
Gambar 8.21 Notasi dimensi angkur .....	191
Gambar 8.22 Daerah pengankuran .....	193
Gambar 9.1 <i>Cable force tuning</i> .....	199
Gambar 9.2 Asumsi kabel satu putus pada m8 salah satu sisi .....	202
Gambar 9.3 Detail angker VSL SSI 2000 yang digunakan .....	204
Gambar 9.4 Notasi dimensi angkur .....	204
Gambar 9.5 Desain dan detail blok angkur .....	207

Gambar 10.1 Mode 1 – 7 frekwensi lentur dan torsi jembatan .	211
Gambar 10.2 Macam penampang deck .....	214
Gambar 10.3 Koefisien $C_N$ .....	215
Gambar 10.4 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (Walther, 1999) .....	217
Gambar 10.5 Klasifikasi efek psikologis berdasarkan percepatan getaran (Walther, 1999).....	218
Gambar 10.6 Efek ayunan dengan beda fase $\pi/2$ .....	219
(Walther, 1999) .....	219
Gambar 10.7 Kecepatan kritis untuk efek ayunan.....	221
(Walther, 1999) .....	221
Gambar 10.8 Grafik koefisien koreksi .....	222
(Walther, 1999) .....	222

## DAFTAR TABEL

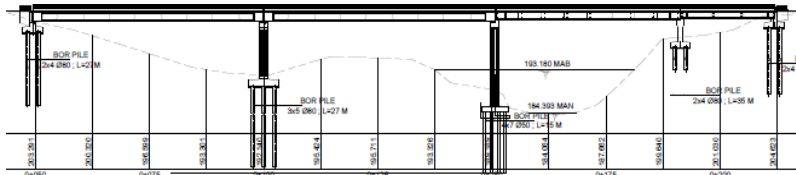
Tabel 4.1 Rekapitulasi gaya kabel.....	63
Tabel 4.2 Jenis Kabel dan Angker.....	64
Tabel 6.1 Rekapitulasi Pembebanan .....	78
Tabel 6.2 Gaya-gaya dalam box pratekan akibat pembebanan ...	80
Tabel 6.5 Gaya-gaya dalam akibat pembebanan gempa .....	87
Tabel 7.1 Gaya dalam yang terjadi pada <i>box girder</i> .....	104
Tabel 7.2 Spesifikasi teknis angker VSL SSI 2000.....	140
Tabel 7.3 Kontrol tegangan beton pada saat <i>stressing</i> .....	142
Tabel 7.4 Dimensi dan spesifikasi expansion joint .....	146
Tabel 8.1 Gaya dalam pada kaki <i>pylon</i> .....	148
Tabel 8.2 Gaya dalam pada kaki miring <i>pylon</i> .....	149
Tabel 8.3 Gaya dalam pada kolom <i>pylon</i> .....	150
Tabel 8.4 Gaya dalam pada pengaku <i>pylon</i> .....	151
Tabel 8.5 Mpr x-x dan y-y kaki <i>pylon</i> .....	157
Tabel 8.6 Mpr x-x dan y-y kaki miring <i>pylon</i> .....	168
Tabel 8.7 Mpr x-x dan y-y kolom <i>pylon</i> .....	179
Tabel 8.8 Spesifikasi teknis angker VSL SSI 2000.....	191
Tabel 8.9 Kontrol tegangan beton pada saat <i>stressing</i> .....	192
Tabel 9.1 Dimensi Kabel dan Jumlah Kabel .....	198
Tabel 9.2 Gaya tarik awal masing-masing kabel.....	199
Tabel 9.3 Kontrol tegangan kabel .....	200
Tabel 9.4 Kontrol kemampuan kabel saat pelaksanaan.....	201
Tabel 9.5 Kontrol kemampuan kabel putus satu sisi .....	203
Tabel 9.6 Gaya tarik $A_{pakai}$ .....	204
Tabel 9.7 Spesifikasi angkur VSL SSI 2000 yang digunakan..	205
Tabel 10.1 Nilai $f_B$ dan $f_T$ .....	212

# BAB I PENDAHULUAN

## 1.1 Umum

Sarana transportasi merupakan salah satu kebutuhan yang penting dalam kehidupan masyarakat. Sarana transportasi sendiri sangat berperan penting dalam beberapa aspek masyarakat antara lain aspek ekonomi, social, budaya dan aspek lainnya. Salah satu bagian dari sarana transportasi adalah jembatan yang mempunyai manfaat sebagai penghubung antara satu tempat ke tempat lainnya yang melintasi sungai, laut maupun lembah.

Jembatan Kali Bambang adalah salah satu bagian dari proyek jalan baru Malang-Blitar yang melintasi sungai Kali Bambang dan beberapa lembah di daerah Blitar. Dimana jembatan yang masih dalam tahap pengerjaan ini didesain menggunakan konstruksi PC I Girder. Bentang bersih jembatan ini sepanjang 175 m yang dibagi menjadi 4 bagian dengan panjang 55 m, 55 m, 45 m, dan 20 m. Untuk jembatan sendiri bisa dilihat pada Gambar 1.1 berikut:



Gambar 1. 1 Kondisi Eksisting Jembatan Kali Bambang

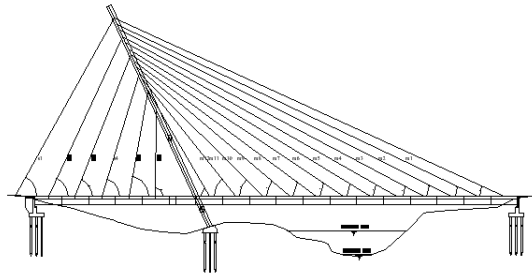
Jembatan Kali Bambang ini sendiri menggunakan gelagar beton prategang. Panjang total jembatan ini sejauh 175 m sehingga memerlukan banyak pilar untuk tumpuan. Adanya banyak pilar pada jembatan Kali Bambang ini mengakibatkan sulitnya metode pelaksanaan saat pembuatan pilar dan pemancangan karena melintasi sungai serta lembah. Jembatan girder ini terkesan kokoh dan kaku serta kurang memiliki nilai

estetika karena dalam perencanaan jembatan tidak hanya meninjau dari segi kokoh dan kaku saja tapi juga meninjau segi estetika sebagai sebuah ikon suatu daerah. Maka sebaiknya perlu adanya modifikasi pada konstruksi jembatan. Dalam tugas akhir ini jembatan Kali Bambang akan direncanakan ulang sebagai jembatan *cable stayed* asimetris dengan menggunakan *box girder* beton *prestressed* karena termasuk jembatan bentang panjang.

Modifikasi ini dipilih karena jembatan *cable stayed* merupakan tipe jembatan bentang panjang dengan tingkat estetika tinggi yang didapat dari susunan pilar, kabel, dan dek jembatan. Namun juga mempertahankan kesan kokoh dari penggunaan *prestressed concrete box girder* yang memiliki kekakuan torsi yang cukup untuk menahan momen lentur yang besar.

Pemilihan bentuk asimetris sendiri pada modifikasi ini menyesuaikan kondisi tanah yang merupakan sungai dan lembah. Pilar pada modifikasi ini berada lokasi lembah dan tidak mempengaruhi sungai. Selain menyesuaikan kondisi lahan juga mengejar nilai estetika yang lebih tinggi daripada bentuk simetris.

Berikut adalah rencana jembatan modifikasi bisa dilihat pada gambar 1.2 berikut:



Gambar 1. 2 Rencana Jembatan Kali Bambang

Maka dengan adanya modifikasi ini diharapkan dapat mengatasi permasalahan diatas dan memberikan nilai estetika yang tinggi tanpa mengurangi kekuatan dari struktur jembatan

sendiri. Serta menjadi pemicu bagi kita untuk ke depannya dalam mendesain jembatan *cable stayed* di Indonesia.

## 1.2 Rumusan Masalah

Dari latar belakang di atas, permasalahan yang ditinjau dalam tugas akhir ini adalah:

1. Bagaimana merencanakan perubahan dari denah, layout dan tampak jembatan Kali Bambang setelah dilakukan modifikasi menjadi jembatan *cable stayed* asimetris dengan menggunakan *prestressed concrete box girder* ?
2. Bagaimana memodelkan struktur jembatan Kali Bambang setelah dilakukan modifikasi menjadi jembatan *cable stayed* asimetris dengan menggunakan *prestressed concrete box girder* ?
3. Bagaimana mengontrol jembatan Kali Bambang setelah dilakukan modifikasi menjadi jembatan *cable stayed* asimetris dengan menggunakan *prestressed concrete box girder* ?
4. Bagaimana hasil akhir jembatan Kali Bambang setelah dilakukan modifikasi menjadi jembatan *cable stayed* asimetris dengan menggunakan *prestressed concrete box girder* ?

## 1.3 Tujuan Penulisan

Adapun tujuan dari penyusunan tugas akhir ini adalah:

1. Dapat merencanakan perubahan dari denah, layout dan tampak jembatan Kali Bambang setelah dilakukan modifikasi menjadi jembatan *cable stayed* asimetris dengan menggunakan *prestressed concrete box girder*.
2. Dapat memodelkan struktur jembatan Kali Bambang setelah dilakukan modifikasi menjadi jembatan *cable stayed* asimetris dengan menggunakan *prestressed concrete box girder*.

3. Dapat mengontrol jembatan Kali Bambang setelah dilakukan modifikasi menjadi jembatan *cabl stayed* asimetris dengan menggunakan *prestressed concrete box girder*.
4. Mendapat hasil akhir jembatan Kali Bambang setelah dilakukan modifikasi menjadi jembatan *cabl stayed* asimetris dengan menggunakan *prestressed concrete box girder*.

#### **1.4 Batasan Masalah**

Didasari adanya keterbatasan waktu dan kemampuan dalam menyusun tugas akhir ini, maka diberikan batasan-batasan sebagai berikut:

1. Tidak meninjau analisa biaya konstruksi dan waktu pelaksanaan.
2. Tidak meninjau aspek hidrologi Kali Bambang.
3. Tidak merencanakan perkerasan dan drainase jalan.
4. Perumusan yang digunakan sesuai dengan literatur yang ada.
5. Tidak merencanakan struktur bawah.

#### **1.5 Manfaat Penulisan**

Manfaat yang diharapkan dari penulisan ini adalah sebagai referensi dalam mendesain jembatan *cabl stayed* asimetris dengan menggunakan *prestressed concrete box girder*.

## **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



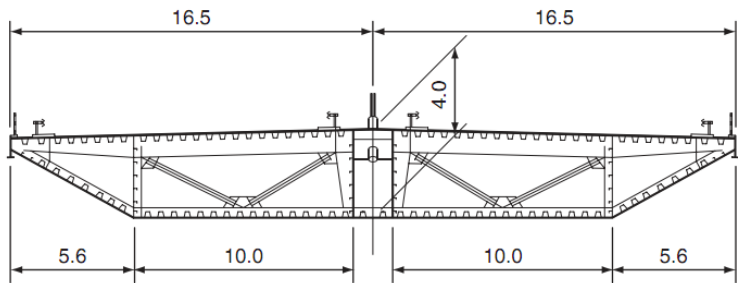
sebagai struktur tarik, sedangkan gelagar bisa bersifat tekan ataupun tarik.

## 2.2 Lantai Kendaraan

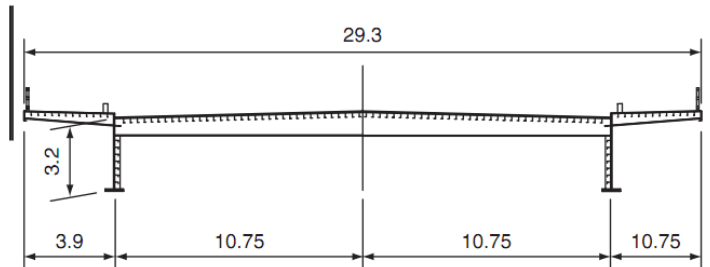
Lantai jembatan merupakan jalan untuk kendaraan di permukaan jembatan *cable stayed*. Bahannya dapat terbuat dari material yang berbeda seperti baja, beton atau komposit baja-beton. Berat dari lantai jembatan mempunyai pengaruh yang signifikan pada kebutuhan kabel, tiang, dan pondasi. Berikut penjelasan lebih lanjut dari jenis lantai jembatan:

### 1) Lantai Jembatan Terbuat dari Baja

Keunggulan dari lantai jembatan jenis ini adalah berat sendiri lantai yang tidak terlalu besar dibandingkan dengan yang terbuat dari beton. Hal ini memungkinkan untuk mendesain lantai jembatan lebih lebar untuk digunakan pada jembatan *cable stayed* bentang panjang (Juvani, 2012). Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 2.1 dan 2.2 berikut:



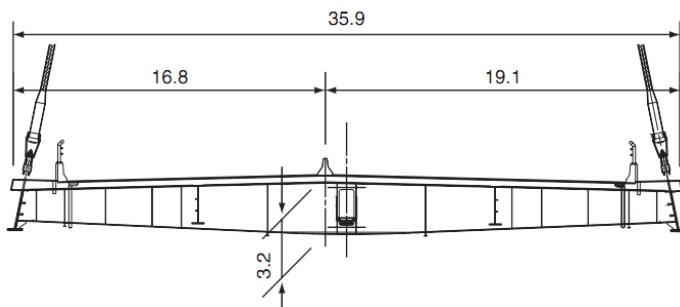
Gambar 2. 1 Dek Kotak dari Baja dengan Sistem Multi-Cell Torsi, Jembatan Rama IX, Bangkok  
(Dikutip dari : *ICE Manual of Bridge Engineering*, 2008)



Gambar 2. 2 Dek Baja dengan sistem Balok Kembar, Jembatan Knie, Jerman  
(Dikutip dari : ICE Manual of Bridge Engineering, 2008)

2) Lantai Jembatan Terbuat dari Komposit

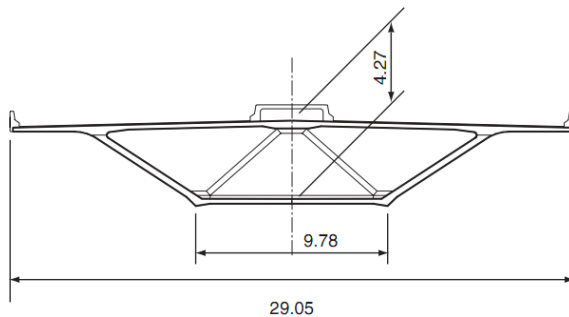
Lantai komposit merupakan struktur yang terdiri dari balok baja dan plat beton yang dikombinasikan. Pelat beton dapat dibuat secara *precast* maupun *cast in place* diatas elemen baja (balok baja). Berat sendiri dari lantai jembatan jenis ini lebih ringan jika dibandingkan dengan lantai jembatan yang terbuat dari beton. Elemen beton mempunyai pengaruh besar terhadap penambahan gaya normal pada lantai jembatan (Juvani, 2012). Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 2.3 berikut :



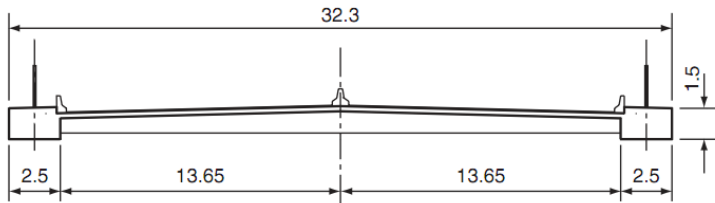
Gambar 2. 3 Dek Komposit dengan Balok Kembar, Jembatan Industrial Ring Road, Bangkok  
(Dikutip dari : ICE Manual of Bridge Engineering, 2008)

## 3) Lantai jembatan terbuat dari beton

Lantai jembatan jenis ini dapat dibuat secara *precast* maupun *cast in place*, dikarenakan berat sendiri yang cukup besar lantai jenis ini cocok untuk bentang menengah dan panjang. Lantai ini dapat berupa beton bertulang maupun beton prategang. Biaya yang dikeluarkan untuk pembuatan lantai jembatan jenis ini tergolong murah, namun berat sendiri pada lantai jembatan mengakibatkan adanya tambahan beban mati pada jembatan. Hal ini menjadikan perlu untuk memperbesar dimensi dari kabel, tiang, dan pengangkeran pada struktur jembatan (Juvani, 2012). Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 2.4 dan 2.5 berikut :



Gambar 2. 4 Dek Kotak Puntir Beton, Jembatan Sunshine Skyway, USA  
(Dikutip dari : ICE Manual of Bridge Engineering, 2008)



Gambar 2. 5 Dek Balok Beton Kembar, Jembatan Dames Point, USA  
(Dikutip dari : ICE Manual of Bridge Engineering, 2008)

Jembatan dengan *deck* berupa *box girder* adalah salah satu pilihan tipe jembatan yang dapat menampung bentang panjang, jembatan dengan tipe ini dapat menampung bentang antara 25 m – 300 m (Benaim, 2008). Sedangkan konstruksi segmental didefinisikan sebagai metode dimana beban utama yang mendukung anggota dengan cara ditekan bersamaan (Walter dan Muller, 1982).

Pemilihan tipe *box girder* sebagai konstruksi segmental dikarenakan memiliki beberapa keuntungan dibandingkan bentuk lain. Bentuk kotak memiliki efisiensi *structural* tinggi yang dapat meminimalkan gaya *prestress* yang dibutuhkan untuk menahan momen lentur yang diberikan dan kekuatan puntir yang besar dengan kembali pusat beban hidup eksentrik, meminimalkan prategang yang diperlukan (Benaim, 2008).

#### A. Bentuk Jembatan

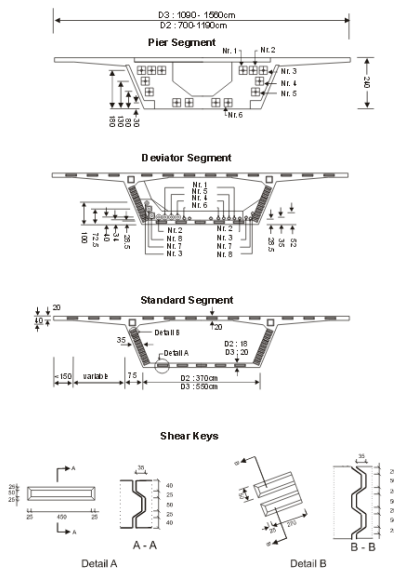
Jembatan *precast segmental box girder* memiliki beberapa bentuk sebagai tampak memanjang. Bentuk memanjang dibagi atas tampak yaitu (Walter dan Muller, 1982) :

- a) *Constant depth*
- b) *Semiconstant depth*
- c) *Straight haunches*
- d) *Variable depth*

Jembatan segmental dibangun seperti struktur bentang tunggal untuk menghindari sambungan kabel *post tension*. Adanya eksternal *post tension* maka diperlukan tiga macam segmen yang berbeda, yaitu :

- a) *Pier segment*, bagian ini terletak di atas abutment dan memerlukan diafragma yang kokoh untuk dapat memperkuat *box girder* serta sebagai bidang pengankuran dari tendon pratekan.
- b) *Deviator segment*, bagian ini dibutuhkan untuk pengaturan deviasi tendon.
- c) *Standart segment*, bagian yang memiliki dimensi standar dari *box girder* yang digunakan.

Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 2.6 di bawah ini



Gambar 2. 6 Segmen Jembatan Box Girder  
(Dikutip dari : Jurnal Profesor Dr.-Ing. G.Rombach,2002)

## B. Dimensi Penampang

Dalam penentuan dimensi *box girder* ada tiga kondisi yang menentukan pada ketebalan badan *box girder* yaitu (Walter dan Muller, 1982) :

- a) Gaya geser dan momen torsi harus tetap pada batas limit yang diperbolehkan.
- b) Beton harus dipasang dengan benar, terutama dimana tendon yang di badan akan diletakkan.
- c) Angkur tendon ketika berada pada badan harus mendistribusikan beban pratekan yang tinggi yang terkonsentrasikan pada angkur.

Pada penentuan ketebalan minimal *slab* atau sayap atas direkomendasikan tidak kurang dari 175 mm untuk menanggulangi kemungkinan fleksibilitas yang cukup pada penempatan tendon (Walter dan Muller, 1982).

## C. Desain Tendon

Tendon pada jembatan *box girder* memiliki peranan utama sebagai penopang setiap segmen dalam jembatan. Tendon diklasifikasikan menjadi dua macam dalam buku *Prestressed Concrete Segmental Bridge*, yaitu :

- a) *Cantilever* tendon, terletak pada area momen negative yang di *jacking* tiap segmen nya.
- b) *Continuity* tendon, bekerja untuk menyediakan gaya *prestressing* di area momen positif.

## 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 biasadiperiksa 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
- d. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Relaksasi Baja
- e. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Pengangkuran
- f. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Lenturan Komponen

g. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Gesekan

Tabel 2.1 dibawah ini untuk menentukan nilai koefisien kelengkungan dalam perhitungan kehilangan prategang akibat gesekan friksi, Tabel 2.2 untuk menentukan nilai Ksh (koefisien factor susut) dalam perhitungan kehilangan prategang akibat susut, sedangkan Tabel 2.3 dan Tabel 2.4 untuk menentukan nilai KRE dan nilai C dalam perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja.

Tabel 2. 1 Nilai Koefisien Kelengkungan

Tipe Tendon	K tiap Meter	$\mu$
Tendon pada selubung logam fleksibel :		
-Tendon kawat	0,0033-0,0049	0,15-0,25
-Strand dengan untaian 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 untaian 7 kawat	0,0007	0,15-0,25
Tendon yang diminyaki terlebih dahulu		
-Tendon kawat dan strand dengan untaian 7 kawat	0,001-0,0066	0,05-0,15
Tendon yang diberi lapisan mastic		
-Tendon kawat dan strand dengan untaian 7 kawat	0,0033-0,0066	0,05-0,15

Tabel 2. 2 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. 3 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. 4 Nilai C

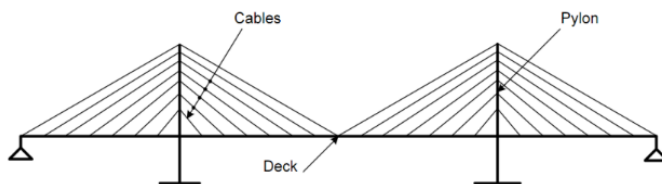
F <sub>pi</sub> /f <sub>pu</sub>	Strang atau kawat stress relieved	Batang stress relieved atau Strang atau Kawat relaksasi rendah
0,8	-	1,28
0,79	-	1,22
0,78	-	1,16
0,77	-	1,11
0,76	-	1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,8
0,70	1	0,75
0,69	0,94	0,7
0,68	0,89	0,66
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)

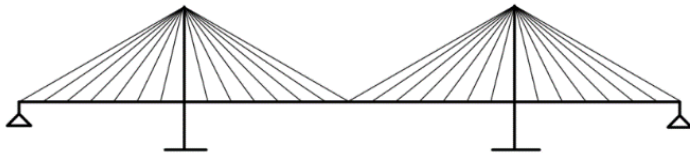
Pada pola susunan *harp* (kecapi), susunan kabelnya dibuat saling berdekatan dan sejajar dengan meletakkannya pada titik yang berbeda pada tiang seperti pada Gambar 2.7, jika ditinjau dari parameter biaya, pola susunan *cable stayed* seperti ini tidak efisien untuk jembatan bentang panjang. Hal ini dikarenakan 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. 7 *Harp pattern* (pola kecapi)

## 2. *Fan pattern* (pola kipas)

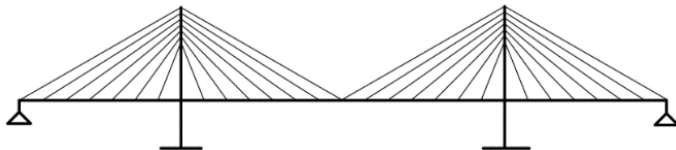
Ada beberapa literatur yang menyebut pola ini dengan pola radial (melingkar), namun disini disebut pola *fan* (kipas). Susunan pola ini, semua kabel dihubungkan pada satu titik di puncak tiang seperti pada Gambar 2.8. Secara relatif, tinggi kemiringan dari kabel menghasilkan potongan melintang yang lebih 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. 8 *Fan pattern* (pola kipas)

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

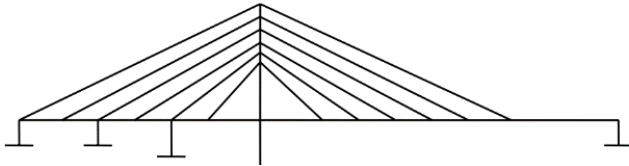
Beberapa jembatan *cable stayed* yang modern di dunia telah dibangun menggunakan pola *semi harp* guna efisiensi. Pola ini merupakan modifikasi dari pola *harp* dan *fan*. Seperti pada Gambar 2.9. pada susunan pola ini, kabel dihubungkan pada bagian atas tiang yang lebih tinggi dengan saling berdekatan (Bernard et al., 1988). Susunan pola *semiharp* mempunyai penampilan yang lebih baik dibandingkan *fanpattern*.



Gambar 2. 9 *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 2.10. 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. 10 *Asymmetric pattern* (pola tidak simetris)

Sedangkan susunan kabel dari jembatan *cable stayed* dari sudut pandang 3 dimensi dapat diklasifikasikan sebagai berikut :

a) *Two vertical planes system*

Pola ini memiliki dua alternatif *layout* yaitu kabel diangkurkan di sisi terluar dari struktur dek atau dapat di letakkan di sisi dalam dari struktur dek (M.S. Troitsky,1988).

b) *Two inclined planes system*

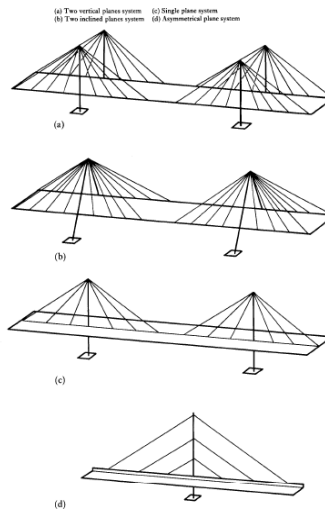
Sistem ini pertama kali digunakan pada jembatan Severin di Cologne, Jerman. Dimana semua kabel dari kedua sisi terluar dek mengarah pada titik di ujung atas tower berbentuk A. (M.S. Troitsky, 1988).

c) *Single plane system*

Dalam pola ini kabel-kabel diletakan sepanjang arah longitudinal jembatan pada tengah bentang dari struktur dek sehingga hanya membutuhkan *single tower* (M.S. Troitsky,1988).

d) *Asymmetric plane system*

Sistem ini hanya menggunakan salah satu sisi dari sisi terluar dek untuk meletakkan kabel dan tower dari jembatan (M.S. Troitsky,1988).

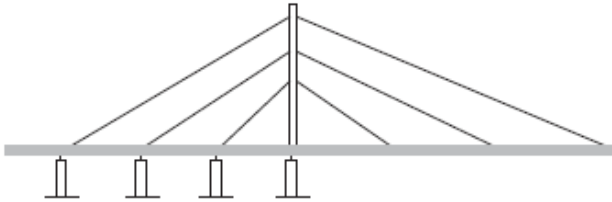


Gambar 2. 11 Pola Sistem Kabel Dari Sudut Pandang 3Dimensi

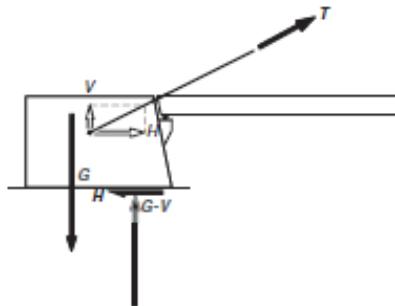
e) *Asymmetric Semi-Harp Pattern*

Sistem ini memiliki dua bentang yaitu *main span* dan *side span*. Dimana pada ujung *side span* terdapat *anchor block* guna menyeimbangkan *pylon* akibat tarikan kabel pada sisi *main span*. Pada sistem ini diharapkan dapat menggunakan penyangga sementara untuk mengatasi ketidakseimbangan beban mati saat pelaksanaan serta menjaga elevasi lantai kendaraan yang direncanakan.

Serta menggunakan *anchor block* dengan berat sendiri yang cukup besar untuk melawan komponen vertikal dari gaya kabel dan memberikan tekanan yang cukup pada pondasi untuk mencegah pergeseran akibat komponen horizontal dari gaya kabel. Untuk lebih jelasnya lihat gambar 2.12 dan 2.13.



Gambar 2. 12 *Asymmetrical semi-harp with a supported side span* (Dikutip dari : Gimsing, Neils J., dan Christos T. Georgakis.2012)



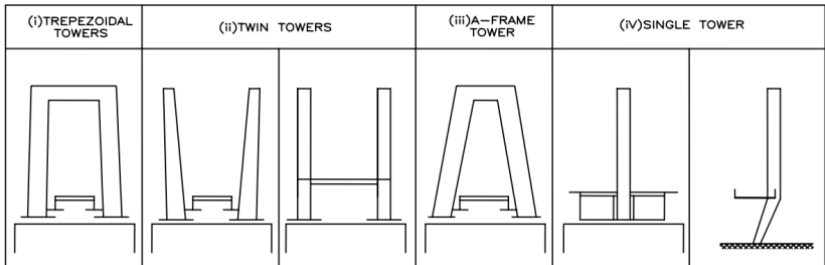
Gambar 2. 13 Model Anchor Block Dan Gaya Yang Bekerja (Dikutip dari : Gimsing, Neils J., dan Christos T. Georgakis.2012)

## 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 *cabl stayed* :

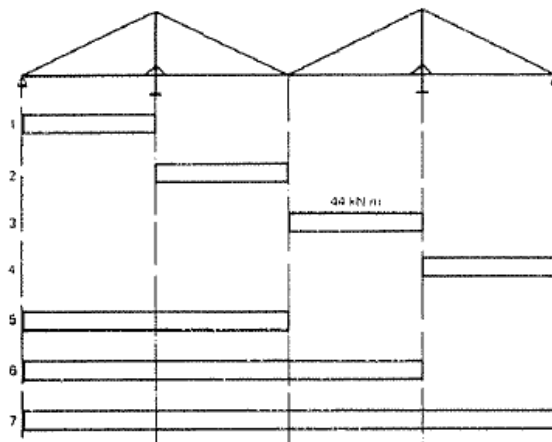
1. *Single plan system* (sistem bidang tunggal, kabel terletak pada satu bidang)  
Sistem ini disusun dengan rancangan tunggal sepanjang sumbu memanjang struktur atas jembatan. Susunan seperti ini mengikuti perilaku gaya puntir yang diakibatkan oleh beban yang tidak simetris pada lantai jembatan. Maka 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 2.14 adalah ilustrasi susunan melintang jembatan *cabl stayed*:



Gambar 2. 14 Tipe bidang *pylon* (tiang)

## 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 konfigurasinya ditunjukkan pada Gambar 2.15.



Gambar 2. 15 Konfigurasi *Service Load*

Tabel 2.5 adalah tabel untuk menentukan berat jenis elemen dalam perhitungan berat sendiri dan Tabel 2.6 untuk menentukan koefisien seret  $V_0$  dan  $Z_0$  dalam perhitungan beban angin

Tabel 2. 5 Berat Jenis Elemen

No.	Bahan	Bearat/Satuan isi	Kerapatan Masa
		(KN/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )
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. 6 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 :

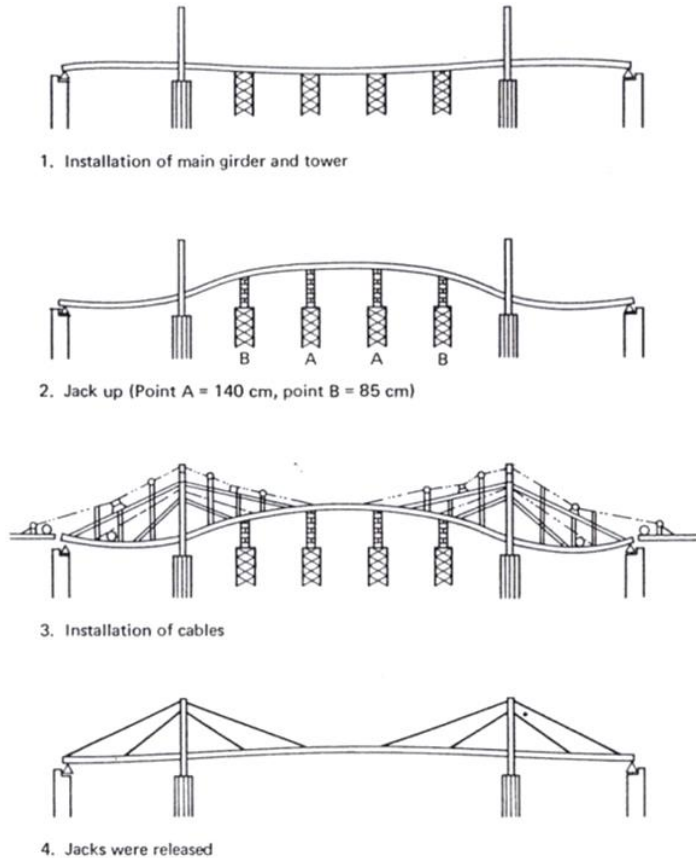
### 1. *Staging Method*

Dipakai apabila ruang bebas di bawah jembatan rendah dan pemasangan penyokong sementara akan mengganggu lalu lintas di bawah jembatan (Gambar 2.16). 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. 16 Prosedur *Staging Method*  
(Sumber : Soegihardjo, 2007)

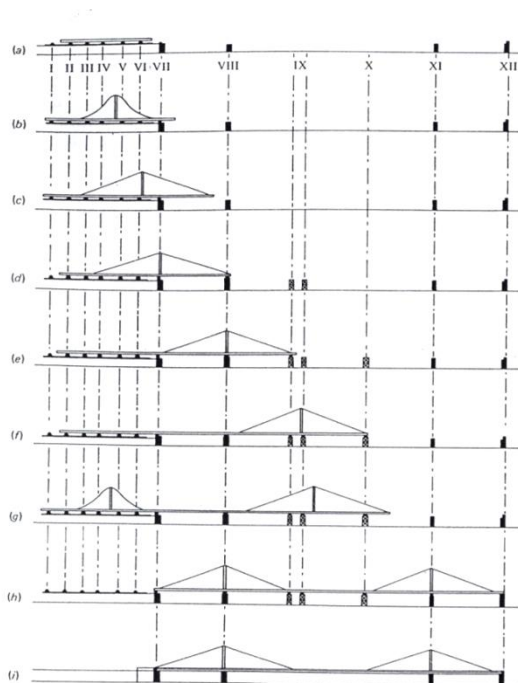
## 2. *Push-Out Method*

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 (Gambar 2.17).

Urutan pelaksanaannya :

1. Bagian-bagian bangunan atas dirangkai di tepi.

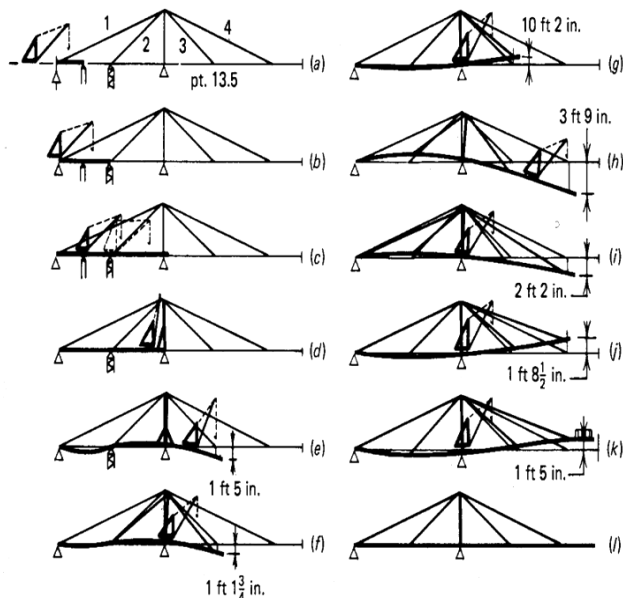
2. Kemudian secara bertahap didorong maju melintas bentangan-bentangan antara pilar-pilar yang telah dibuat terlebih dahulu, termasuk rol atau perletakan geser teflon di atasnya.
3. Gelagar ini dapat didorong dari dua sisi, masing-masing tepian, atau hanya dari satu sisi saja.
4. *Pylon* (dengan kabelnya) saat didorong maju, duduk di atas gelagar.
5. Setelah sampai ke tempat *pylon* yang direncanakan, *pylon* dihubungkan dengan pilarnya.



Gambar 2. 17 Prosedur *Push-Out Method*  
(Sumber : Soegihardjo, 2007)

### 3. *Cantilever Method*

Dipakai pada *cable stayed*, dimana kondisi lapangan tidak memungkinkan dipasang penyokong sementara (Gambar 2.18). 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. 18 Prosedur *Cantilever Method*  
(Sumber : Soegihardjo, 2007)

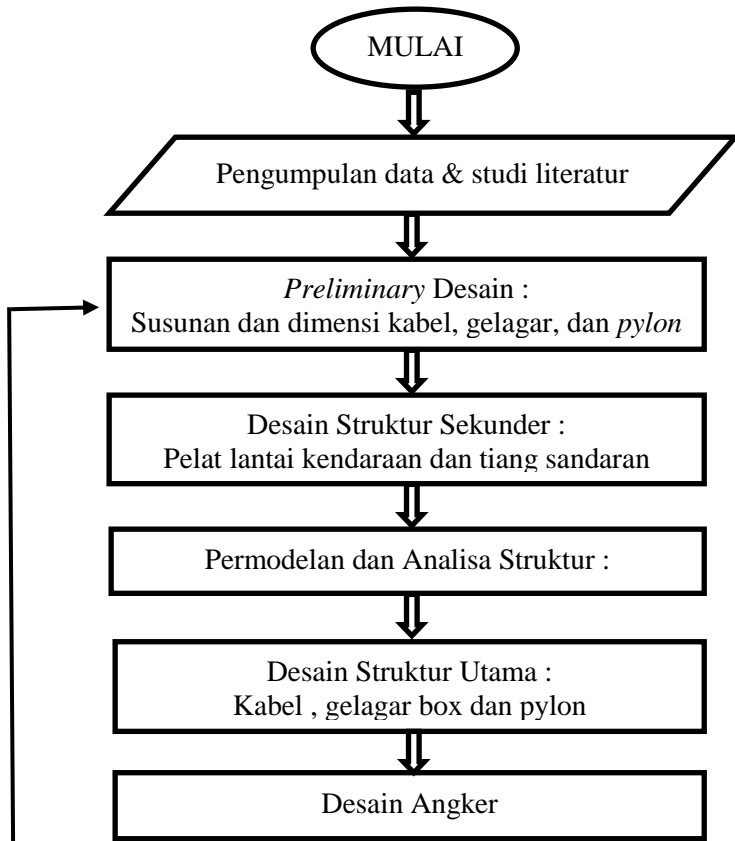
Pada sistem kantilever selama pelaksanaan, kondisi beban mati akhir sangat dipengaruhi oleh tarikan (*tensioning*) kabel. Kabel-kabel harus ditarik awal dengan gaya yang sangat berbeda dengan kondisi untuk memikul beban mati akhir.

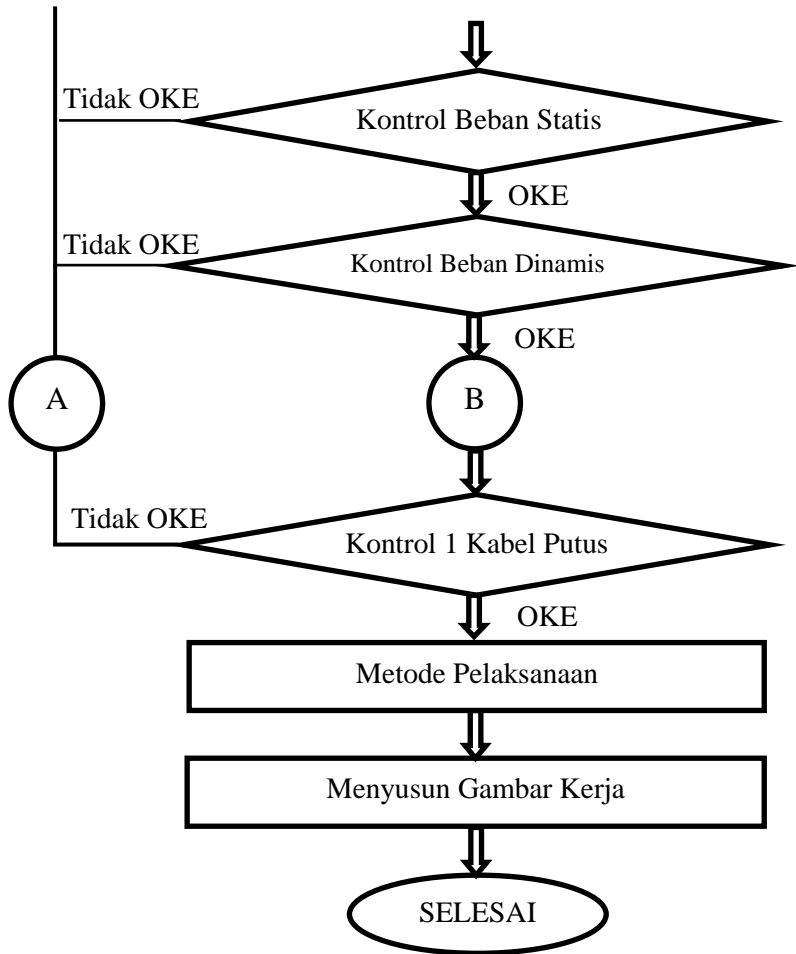
Pada umumnya sangat tidak fleksibel mengatur gaya kabel secara individual selama pelaksanaan. Yang ideal adalah hanya menghitung satu kali segera setelah kabel terpasang. Untuk mencapai ini dan tetap sesuai dengan distribusi momen akibat beban mati yang dikehendaki, gaya awal yang benar dari setiap kabel harus dihitung sebelumnya.

## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Diagram Alir Modifikasi Perencanaan Jembatan Kali Bambang

Berikut adalah diagram alir perencanaan Jembatan Kali Bambang yang ditunjukkan pada gambar 3.1:





Gambar 3. 1. Diagram Alir Perencanaan

### 3.2 Pengumpulan Data dan Studi Literatur

Dalam studi literatur penulis menggunakan beberapa referensi terkait, berupa jurnal, modul kuliah, buku, peraturan, maupun artikel di internet. Untuk lebih jelasnya berikut rinciannya :

Data perencanaan yang didapatkan antara lain:

1. Nama dan lokasi : Jembatan Kali Bambang – Blitar
2. Bentang pada kondisi *existing*: 175 m (55m, 55m, 45m, 20m)
3. Lebar pada kondisi *existing*: 10 m
4. Jumlah abutment *existing*: 2 buah
5. Jumlah pilar *existing*: 3 buah
6. Jenis pondasi *existing*: bore pile Ø 80cm

Literatur yang digunakan:

1. E-Book - *Cable Supported Bridges Concept and Design, Third Edition (2012)* - Niels J. Gimsing, Christos T. Georgakis(auth.)
2. E-Book - *Cable Stayed Bridges*-Thomas Telford Publishing (1999) - Rene Walther B. Houriet W. Isler P.Mota
3. E-Book - *Cable-Stayed Bridges Theory and Design 2nd Edition(1988)*- M. S. Troitsky
4. E-Book - *Cable Supported Bridges Concept and Design (1983)* - Niels J. Gimsing
5. PCI Bridge Design Manual
6. AASHTO 2012

Sedangkan peraturan-peraturan yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. SNI 1725-2016 tentang “Pembebanan untuk Jembatan”.
2. Peraturan Kementerian Pekerjaan Umum Nomor 08/SE/M/2015 tentang “Perencanaan Jembatan Beruji Kabel”.
3. SNI T-12-2004 tentang “Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan”

### **3.3 Preliminary Desain**

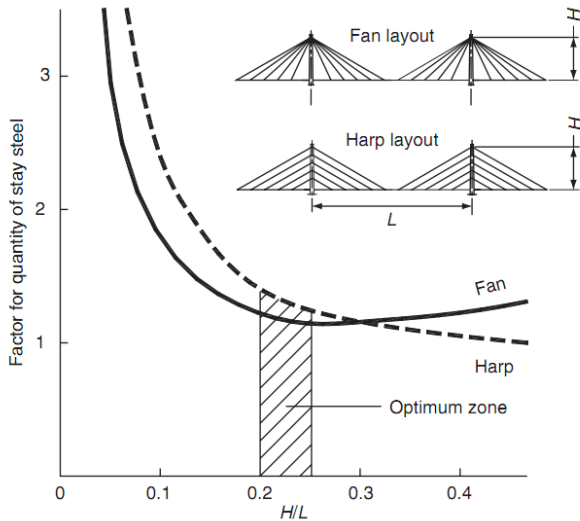
#### **3.3.1 Susunan Kabel**

Susunan kabel untuk arah melintang berupa *double plane system*, sedangkan untuk susunan arah memanjang berupa *semi-harp pattern* yang merupakan pengembangan dari fan pattern dan *harp pattern*.



Susunan ini lebih menguntungkan karena desain *pylon* menjadi tidak terlalu tinggi dan juga pemasangan kabel pada *pylon* tidak serumit sistem *fan* karena terdapat ruang yang cukup untuk pengangkuran dengan jarak antara 1,5 m – 2,5 m (Parke and Hewson, 2008). Berikut penjelasan untuk desain:

- Jarak kabel pada gelagar :  
 Jika berupa gelagar baja maka jaraknya (15m s.d. 25m) (Walther dkk, 1999).  
 Jika berupa gelagar beton maka jaraknya (5m s.d. 10m) (Walther dkk, 1999).
- 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 Hewson, 2008), lihat Gambar 3.2.



Gambar 3. 2 Tinggi Optimum *Pylon*

### 3.3.2 Dimensi Kabel

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

$$N_{g,i} = R_{g,i} / \sin \alpha_i$$

dengan pengertian :

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

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

$\alpha_i$  : sudut kemiringan kabel terhadap sumbu memanjang jembatan

$$\sigma_g = \sigma_{ijin} [g / (g+q)]$$

dengan pengertian :

$\sigma_g$  : tegangan ijin kabel akibat berat sendiri dan beban tetap

$g$  : berat sendiri dan beban tetap

$q$  : beban hidup merata

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

$$A_i = \alpha N_{g,i} / \sigma_g$$

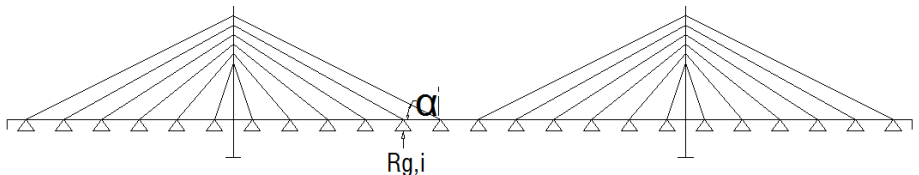
dengan pengertian :

$A_i$  : luas kabel utama

$\alpha$  : 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 3.3 berikut.



Gambar 3. 3 Reaksi Gaya Kabel

Alternatif lain *preliminary* gaya pada kabel dapat ditentukan melalui persamaan berikut.

$$P_{mi} = (W_{DL} + W_{LL}) / \sin\alpha$$

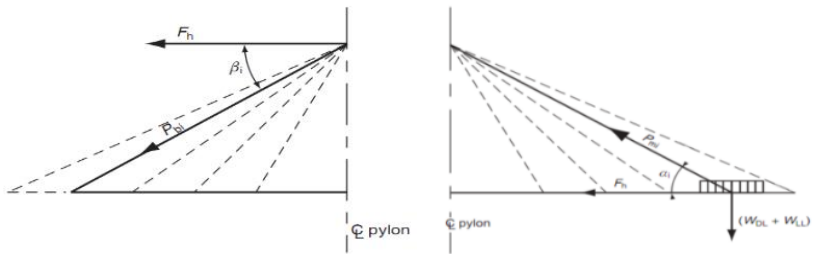
$$F_h = (W_{DL} + W_{LL}) / \tan\alpha$$

$$P_{bi} = F_h / \cos\beta_1$$

$$P_{mod} = p + q(z - z_a)$$

$$q = \text{berat linier dari kabel}$$

$$(z - z_a) = \text{beda elevasi dari angker}$$



Ilustrasi ditunjukkan pada Gambar 3.4.

Gambar 3. 4 Gaya Pada Kabel (Parke and Hewson, 2008)

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).

$$E_{eff} = E_0 \frac{1}{1 + \frac{\gamma^2 L_h^2 E_0}{12 \sigma^3}}$$

Dimana :

$E_{eff}$  : efektif modulus elastis (N/mm<sup>2</sup>)

$E_0$  : modulus elastis dari material kabel tetap (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma$  : berat jenis dari material kabel (N/mm<sup>3</sup>)

$L_h$  : panjang kabel yang direncanakan (jarak titik gantung kabel) (mm)

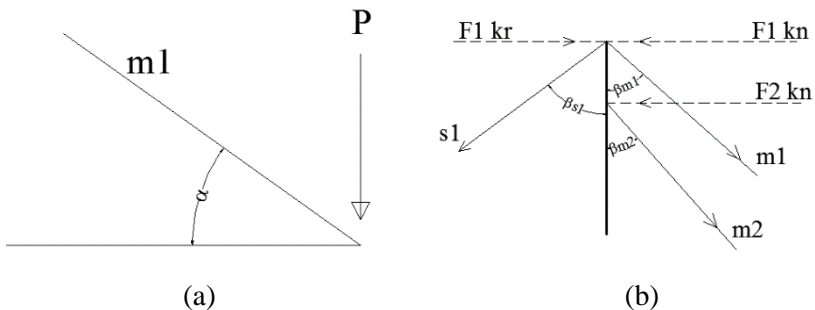
$\sigma$  : tegangan tarik dalam kabel (N/mm<sup>2</sup>)

### 3.3.3 Dimensi Struktur Pylon

Dimensi struktur *pylon* dapat dihitung dengan persamaan berikut  $A_{perlu} = \Sigma P m_i / f_c'$

#### 3.3.3.1 Perhitungan kemiringan Pylon

Kemiringan *pylon* pada *Asymmetric Cable Stayed* dipengaruhi oleh beban pada Main Span dan Side Span dimana nantinya kemiringan *Pylon* mengarah ke sisi *Side Span*. Perhitungan kemiringan ini menggunakan metode Resultan yang dibentuk oleh 2 arah gaya yaitu F arah kanan dan kiri. Berikut adalah perhitungan yang digunakan pada kemiringan *Pylon*:



Gambar 3. 5 (a) Gambar Mekanisme Beban Gelagar pada Kabel,  
(b) Gambar Mekanisme Beban F pada Pylon

Setelah mendapatkan semua reaksi gaya F baik arah kanan maupun kiri selanjutnya adalah mencari besaran Resultan yg diakibatkan oleh kedua gaya tersebut dengan rumus sebagai berikut :

$$R = \sqrt{(\sum F_{kanan})^2 + (\sum F_{kiri})^2}$$

Keterangan :

$\sum F_x$  kanan = Jumlah gaya yang diakibatkan karena gaya tarik ke arah kanan *Pylon*

$\sum F_x$  kiri = Jumlah gaya yang diakibatkan karena gaya tarik ke arah kiri *Pylon*

$\sum F_y$  = Jumlah gaya yang diakibatkan karena gaya tarik ke arah kiri *Pylon*

Untuk mencari sudut kemiringan *Pylon* digunakan rumus sebagai berikut:

$$\theta = \text{arc.tan} \frac{\sum F_y}{\sum F_x}$$

Keterangan :

$\theta$  = Sudut kemiringan yang dibentuk antara *Pylon* dengan Sumbu Horizontal

### 3.3.4 Dimensi Struktur Gelagar

#### A. Tafsiran tinggi gelagar box

Berdasarkan (AASHTO,2012) rasio bentang dengan tinggi yang efisien untuk bentang menerus Asymetris dapat digunakan:

$$h = 2 \times 0,04L$$

#### B. Ketebalan minimum *web* gelagar *box*

- 300 mm jika terdapat saluran untuk penempatan *post tensioning* tendon di badan *box*

- 350 mm jika terdapat anker tendon yang ditempatkan di badan *box*

C. Ketebalan minimum *top flens* gelagar *box*

- 175 mm untuk lebar antar badan *box* < 3 m
- 200 mm untuk lebar antar badan *box* 3 m – 4,5 m
- 250 mm untuk lebar antar badan *box* 4,5 m – 7,5 m

### 3.4 Perhitungan Gaya Prategang

Berdasarkan SNI T-12-2004 kuat tekan beton yang direncanakan pada umur saat dilakukan transfer ( $f'ci$ ), dinyatakan dalam satuan MPa adalah

$$f'ci = 0,65 f'c$$

A. Tegangan ijin beton saat penyaluran gaya prategang

- Tegangan tekan,  $\sigma_{ci} = 0,6 f'ci$
- Tegangan tarik,  $\sigma_{ti} = 0,25 \sqrt{f'ci}$

B. Tegangan ijin beton sesaat setelah kehilangan gaya prategang

- Tegangan tekan,  $\sigma_{ci} = 0,45 f'ci$
- Tegangan tarik,  $\sigma_{ti} = 0,5 \sqrt{f'ci}$

C. Merencanakan gaya prategang

- $\sigma_{ci} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o.e.y}{I} + \frac{M.y}{I}$
- $\sigma_{ti} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o.e.y}{I} - \frac{M.y}{I}$

### 3.5 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang disebabkan oleh beberapa factor, antara lain (Lin dan Burn, 1996) :

A. Kehilangan langsung (*Immediety Loss*), yaitu kehilangan gaya prategang yang terjadi setelah peralihan gaya prategang yang meliputi :

a. Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

$$ES = K_{ES} \cdot E_s \cdot \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

Dimana,  $f_{cir}$  = tegangan beton akibat gaya prategang efektif segera setelah gaya prategang diberikan

$E_s$  = modulus elastisitas tendon prategang

$E_{ci}$  = modulus elastisitas beton

$K_{ES}$  = 1,0 untuk struktur pratarik dan 0,5 untuk struktur pasca Tarik

b. Kehilangan prategang akibat gesekan kabel

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -K \cdot L - \mu \cdot \alpha$$

Dimana,  $F_1$  = tegangan tarik satuan pada ujung pendongkrakan

$F_2$  = tegangan tarik satuan pada jarak L

K = koefisien Wobble

$\mu$  = koefisien kelengkungan

$\alpha$  = sudut kelengkungan

L = panjang sampai titik yang ditinjau

Tabel 3. 1. Nilai Koefisien Wobble Dan Koefisien Kelengkungan

TIPE TENDON	K tiap meter	$\mu$
Tendon dengan selubung logam flexible		
-tendon kawat	0,0033-0,0049	0,15-0,25
-strand dengan untaian 7 kawat	0,0016-0,0066	0,15-0,25
-baja mutu tinggi	0,0003-0,002	0,08-0,3

Tendon pada selubung logam kaku		
-strand dengan uantaian 7 kawat	0,0007	0,15-0,25
Tendon yang diminyaki terlebih dahulu		

Tabel 3.1 Nilai Koefisien Wobble Dan Koefisien Kelengkungan  
(Lanjutan)

-tendon kawat / strand dengan uantaian 7 kawat	0,001-0,0066	0,05-0,15
Tendon yang diberi lapisan mastic		
-tendon kawat / strand dengan uantaian 7 kawat	0,0033-0,0066	0,05-0,15

c. Kehilangan prategang akibat slip angkur

$$ANC = \Delta_{fs} = \frac{\Delta_{\alpha} \cdot E_s}{L}$$

Dimana,  $\Delta_{\alpha}$  = deformasi pengangkur

$E_s$  = modulus elastisitas angkur

$L$  = panjang total kabel

B. Kehilangan tak langsung (*Time Dependent Loss*), yaitu kehilangan gaya prategang yang bergantung pada fungsi waktu yang meliputi:

a. Kehilangan prategang akibat rangkai beton (*creep*)

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

dimana,  $K_{cr}$  = 2,0 untuk struktur pratarik dan 1,6 untuk struktur pasca tarik

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

$f_{cir}$  = tegangan beton akibat gaya prategang efektif segera setelah gaya prategang diberikan

$E_c$  = modulus elastisitas beton



$E_s$  = modulus elastisitas tendon prategang

- b. Kehilangan prategang akibat susut beton (*shrinkage*)

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

dimana,  $K_{sh}$  = koefisien faktor susut

$V$  = volume beton

$S$  = luas selimut yang berhubungan dengan udara

$RH$  = kelembaban udara

$E_s$  = modulus elastisitas tendon prategang

Tabel 3. 2. Nilai Koefisien Faktor Susut

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

- c. Kehilangan prategang akibat relaksasi baja (*relaxation*)

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

dimana,  $K_{re}$ ,  $J$ , dan  $C$  berdasarkan tabel berikut

Tabel 3. 3. Nilai  $K_{re}$  dan  $J$

Tipe Tendon	$K_{re}$	$J$
Strand / kawat stress relieved derajat 1860Mpa	138	0,15
Strand / kawat stress relieved derajat 1720Mpa	128	0,14
Kawat stress relieved derajat 1655Mpa atau 1620Mpa	121	0,13
Strand relaksasi rendah derajat 1860Mpa	35	0,04
Kawat relaksasi rendah derajat 1720Mpa	32	0,037

Kawat relaksasi rendah derajat 1655Mpa atau 1620Mpa	30	0,035
Batang stress relieved derajat 1000Mpa atau 1100Mpa	41	0,05

Tabel 3. 4. Nilai C

F <sub>pi</sub> /f <sub>pu</sub>	Strand/kawat stress relieved	Batang stress relieved atau strand/ 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	0,80
0,70	1	0,75
0,69	0,94	0,70
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

Tabel 3.4 Nilai C (Lanjutan)

Fpi/fpu	Strand/kawat stress relieved	Batang stress relieved atau strand/ kawat relaksasi rendah
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33

### 3.6 Pembebanan

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.

#### 3.6.1 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. Berikut merupakan berat isi dan kerapatan massa untuk berat sendiri dari beberapa bahan menurut **SNI 1725-2016 Pasal 7.1 tabel 2**.

Sedangkan faktor beban untuk berat sendiri dari beberapa bahan mengacu **SNI 1725-2016 Pasal 7.2 tabel 3**.

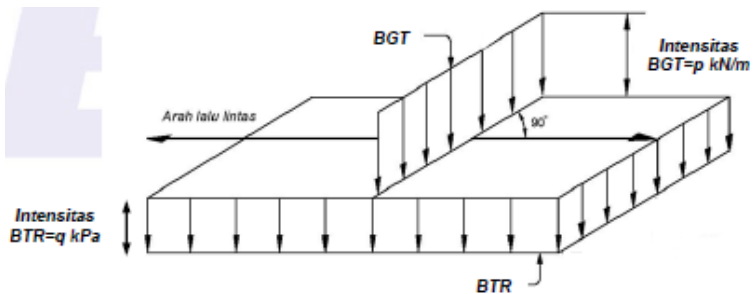
##### b) Beban mati tambahan

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 mati tambahan 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 3.6 berikut :



Gambar 3. 6 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.

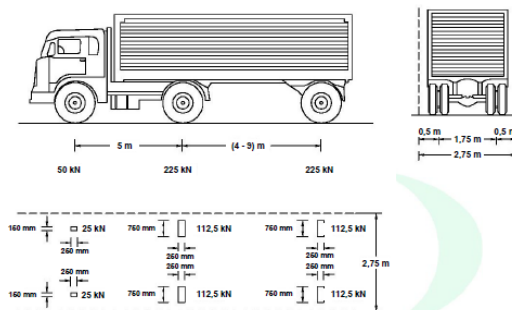
Tabel 3. 5. Faktor Beban Untuk Beban Lajur “D”

Tipe beban	jembatan	Faktor beban	
		Keadaan batas layan	Keadaan ultimit
Transien	beton	1,00	1,80
	Box girder baja	1,00	2,00

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 3.7.

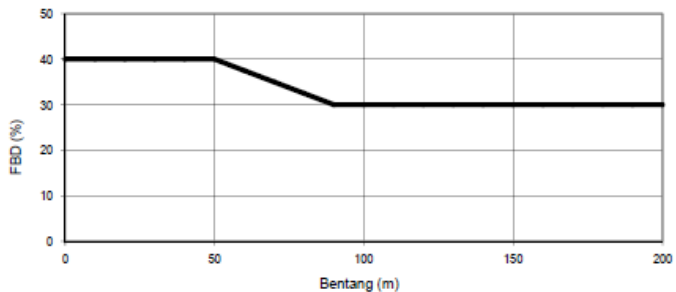
Berat sendiri dari masing-masing as disebar menjadi dua beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai . jarak antara dua as tersebut antara 4.0 m sampai dengan 9.0 m, hal ini dikarenakan untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Kendaraan truk “T” ini harus ditempatkan di tengah-tengah lajur lalu lintas rencana.



Gambar 3. 7 Beban Truk

Tabel 3. 6. Faktor Beban Untuk Beban “T”

Tipe beban	jembatan	Faktor beban	
		Keadaan batas layan	Keadaan ultimit
Transien	beton	1,00	1,80
	Box girder baja	1,00	2,00



Gambar 3. 8 Faktor Beban Dinamis Untuk Beban “T”

### 3. Beban Lingkungan

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

#### a) Pengaruh susut dan rangkak

Pengaruh ini menurut **SNI 1725-2016 Pasal 9.3.2** dihitung menggunakan beban mati jembatan. 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. 7. Faktor Beban Akibat Susut Dan Rangkak

Tipe beban	Faktor beban	
	Keadaan batas layan	Keadaan ultimit
Tetap	1,0	0,5

## b) 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. 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. 8. Faktor Beban Akibat Pengaruh Prategang

Tipe beban	Faktor beban	
	Keadaan batas layan	Keadaan ultimit
Tetap	1,0	1,0

## c) Beban Angin

- Tekanan Angin Horizontal.

Tekanan angin menurut **SNI 1725-2016 Pasal 9.6.1** yang ditentukan untuk angin horizontal diasumsikan

disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar ( $V_B$ ) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana  $V_{DZ}$  harus dihitung dengan persamaan berikut:

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

Dengan,

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

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

$V_B$  : kecepatan angin rencana yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm

Z : elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air di mana beban angin rencana dihitung ( $Z > 10000$  mm)

$V_0$  : kecepatan gesekan angin, yang merupakan karakteristik meteorologi, sebagaimana ditentukan dalam tabel 3.10, untuk berbagai macam tipe permukaan di hulu jembatan (km/jam)

$Z_0$  : panjang gesekan di hulu jembatan, yang merupakan karakteristik meteorologi, ditentukan pada tabel 2.18 (mm)

$V_{10}$  diperoleh dari:

- Grafik kecepatan angin dasar untuk berbagai periode ulang.
- Survei angin pada lokasi jembatan.



- Jika tidak ada data yang lebih baik, perencana dapat mengasumsikan bahwa  $V_{10} = V_B = 90$  s/d 126 km/jam.

Tabel 3. 9. 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

- **Beban Angin Pada Struktur ( $E_{ws}$ )**  
Tekanan angin rencana (MPa) dapat ditetapkan menggunakan persamaan sebagai berikut:

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

Dengan,

$P_B$  : tekanan angin dasar seperti ditentukan dalam tabel 3.10

Tabel 3. 10. Tekanan Angin Dasar

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

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

- Gaya Angin Pada Kendaraan ( $EW_1$ )  
Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, di mana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan. Komponen beban angin yang bekerja tegak lurus maupun paralel terhadap kendaraan untuk berbagai sudut serang dapat diambil sesuai dalam tabel 3.11 di mana sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan.

Tabel 3. 11. Komponen Beban Angin Yang Bekerja Pada Kendaraan

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

## d) Pengaruh Gempa

Menurut **RSNI2833:201X pasal 5.1** menyatakan bahwa jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa.

Beban gempa diambil sebagai beban horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik ( $C_{sm}$ ) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons ( $R$ ) dengan formulasi sebagai berikut:

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

Dengan,

$E_Q$  : gaya gempa horizontal statis (kN)

$C_{sm}$  : koefisien respons gempa elastis

$R$  : faktor modifikasi respons = 1.0

$W_t$  : berat total struktur terdiri dari beban mati dan hidup yang sesuai (kN)

Koefisien respons elastik  $C_{sm}$  diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi sesuai dengan keadaan tanah sampai kedalaman 30 meter di bawah struktur jembatan.

Atau dapat juga direncanakan dengan metode *response spectrum* dengan periode ulang tertentu sesuai RSNI 2833-201X tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa.

Untuk nilai R yang akan digunakan bias dilihat pada tabel 3.12 dan 3.13 berikut:

Tabel 3.12. Faktor Modifikasi Respons (R) Untuk Bangunan Bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Tabel 3.13. Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur

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

### 3.7 Kontrol

#### 3.7.1 Kontrol Beban Dinamis

Kontrol beban dinamis meliputi Perilaku aerodinamis akibat angin terhadap jembatan *cable stayed* perlu untuk dianalisa dan dikontrol, karena perilaku ini merupakan salah satu penyebab terjadinya kegagalan struktur. Analisa stabilitas pada desain ini meliputi *vortex-shedding* (tumpahan pusaran angin) dan *flutter* (efek ayunan). Akan tetapi dalam menganalisa efek angin yang

bekerja pada jembatan seperti desain ini, sebenarnya perlu juga adanya *wind tunnel test* menggunakan model.

### 3.7.1.1 Frekwensi Alami

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

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

$$f_T = \frac{\bar{b}}{2r} f_B$$

Dimana :

- $f_B$  = frekwensi alami lentur balok (Hz)
- $g$  = percepatan gravitasi ( $m/s^2$ ) = 9,81  $kg/cm^2$
- $v_{maks}$  = deformasi statis maks akibat berat sendiri (m)
- $f_T$  = frekwensi alami torsi (Hz)
- $\bar{b}$  = jarak kabel arah meilntang (m)
- $r$  = jari-jari girasi penampang rantai 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).

### 3.7.1.2 Efek Vortex-Shedding

Menurut Walther, 1999 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).

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

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  $10^5 - 10^7$ . Berikut persamaan untuk angka *Reynold*.

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

Dimana :

$Re$  = angka *Reynold*

$V$  = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

$B$  = lebar lantai kendaraan

$\nu$  = viskositas kinematik udara ( $0,15 \text{ cm}^2/\text{dt}$ )

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

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

Dimana :

$F_o$  = gaya angkat

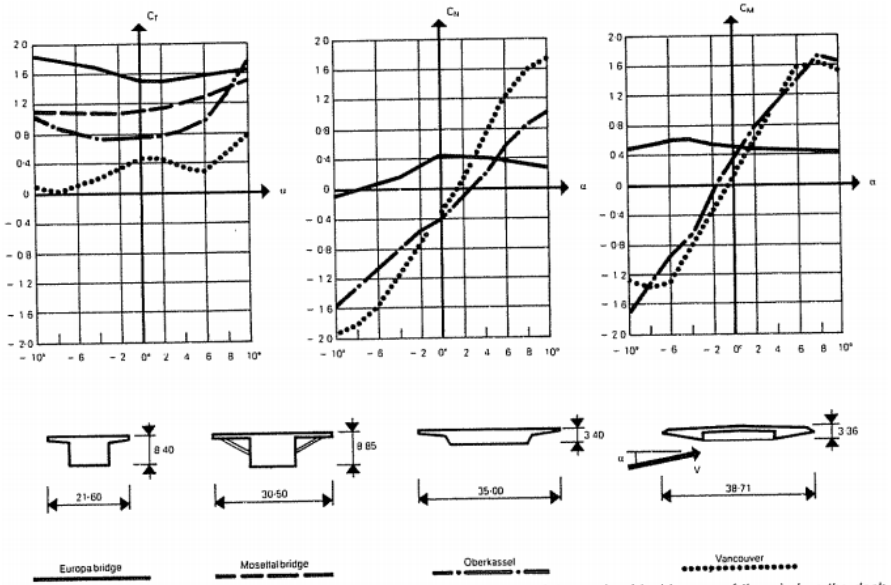
$\rho$  = berat volume udara ( $1,3 \text{ kg/m}^3$ )

$V$  = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka

*Strouhal*

C = koefisien gaya angkat lintai kendaraan  
 h = tinggi lintai kendaraan

Besarnya nilai koefisien C dapat dicari dari grafik berikut ini, lihat Gambar 3.9.



Gambar 3. 9 Koefisien CN

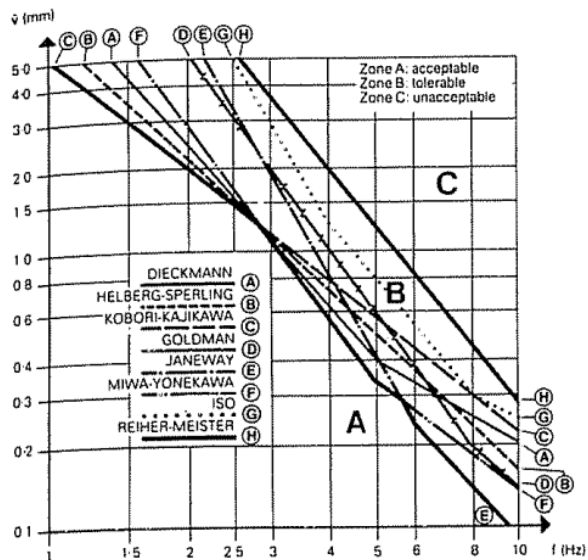
Gaya ini akan menimbulkan osilasi gelagar yang amplitudonya dapat dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini :

$$v = \frac{\pi F_o}{\delta m} v_{\max}$$

dimana :

- $v$  = amplitudo osilasi  
 $\delta$  = penurunan logaritmik (koefisien peredaman)  
 $F_0$  = gaya angkat  
 $v_{max}$  = deformasi statis maksimum karena berat sendiri  
 $m$  = berat sendiri lantai kendaraan per meter panjang

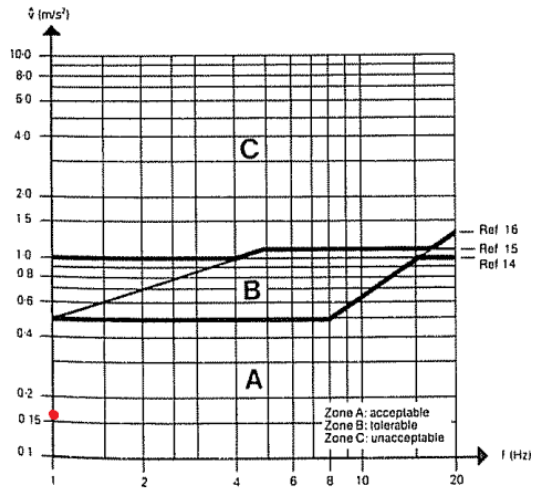
Maka dapat diketahui klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo ( $v$ ) dengan melakukan plot nilai  $v$  dan  $f_B$  pada grafik terkait (untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.10).



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).

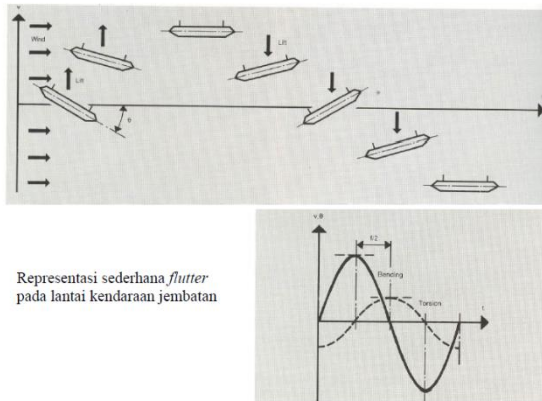




Gambar 3. 11 Klasifikasi Efek Psikologis Berdasarkan Percepatan Getaran (Walther, 1999)

### 3.7.1.3 Efek Ayunan (Flutter)

Efek ayunan menurut Walther, 1999 pada kecepatan kritis ( $V_{\text{kritis}}$ ) menimbulkan lenturan dan torsi. Berikut ini adalah ilustrasi lantai kendaraan yang mengalami *flutter*



Representasi sederhana *flutter* pada lantai kendaraan jembatan

Gambar 3. 12 Efek ayunan (Walther, 1999)

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

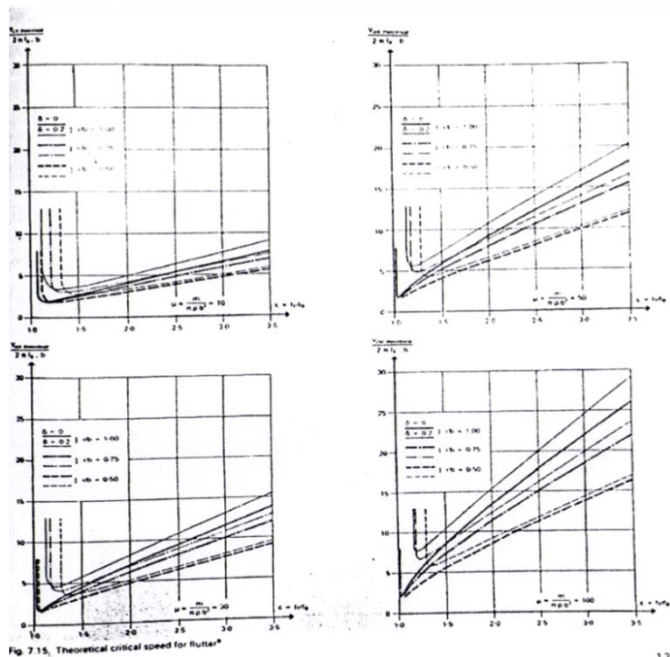
$$t = \frac{\pi}{2} = 1,57 \text{ detik}$$

- b. Kecepatan kritis teoritis,  $V_{\text{kritis teoritis}}$  metode KLOEPPEL

$$V_{\text{kritis teoritis}} = 2 \cdot \pi \cdot f_B \cdot b$$

$b = \frac{1}{2}$  lebar lantai kendaraan  
dapat dicari secara grafis tergantung dari 3 besaran

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



Gambar 3. 13 Kecepatan Kritis Teoritis Efek Ayunan  
(Walther, 1999)

- c. Kecepatan Kritis Aktual,  $V_{\text{kritis teoritis}}$   
 Pada kenyataannya lebih kecil dari teoritisnya dihitung dari kecepatan kritis teoritis berdasarkan koreksi sudut datang angin terhadap arah horisontal yang rata-rata  $6^0$ ,  $\eta$  :

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

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

### 3.7.2 Kontrol Beban Statis

Kontrol jembatan pada beban statis meliputi beban tetap yaitu beban mati dan beban hidup (D dan T).

### 3.7.3 Kontrol 1 Kabel Putus

Putusnya kabel pada jembatan Cable Stayed sangat mungkin terjadi karena beberapa sebab. Terutama karena beban layan pada jembatan melebihi kapasitas beban rencana. Analisis permodelan 1 kabel putus di sini menggunakan aplikasi software MIDAS Civil. Pada MIDAS Civil sendiri nanti digunakan analisa permisalan 1 kabel putus yaitu kabel terluar dan selanjutnya apakah jembatan masih dapat bertahan dari beban rencana ataukah runtuh.

Syarat Kontrol kekuatan :

$$P < P_n$$

Dimana,

$P_n$  =  $f_{ijin} \cdot A_{Spakai}$

$P$  = Gaya Aksial setelah permodelan dari MIDAS Civil

### 3.8 Desain Angker

Analisa ini meliputi cek tegangan pada beton pada saat pemberian gaya tarik (*stressing*) yang dapat dihitung berdasarkan buku “Desain Praktis Beton Prategang” Andri Budiadi, 2008 sebagai berikut.

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

$$f'_c = 85\% \times f'_c$$

$$f_{cp} = 0,8 \cdot f'_c \sqrt{\frac{A_{p'}}{A_p} - 0,2}$$

Dimana :

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

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

- Tegangan di bawah pelat anker :

$$f_t = \frac{P}{A_p}$$

- Kontrol :

$$f_{cp} > f_t$$

### 3.9 Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan/*Staging Analysis* konstruksi jembatan *cable stayed* ini didesain dengan *cantilever method* dan dipengaruhi langsung oleh beban *form traveler*.

Metode analisis struktur dibuat dengan metode *demolishing procedure* melalui *backward solution*.

Dimulai dari keadaan final jembatan dilanjutkan dengan melepas bagian per bagian hingga sampai pada keadaan awal pada metode pelaksanaan.

Semua tahapan tersebut di-input-kan kedalam program bantu MIDAS/Civil sehingga didapat hasil gaya per tahapan analisa.

Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 3.13.

ERECTION STAGE	OPERATION	CALCULATION STEP	STRUCTURAL SYSTEM
n-6		7	6-7
n-5		6	
n-4		5	4-5
n-3		4	
n-2		3	2-3
n-1		2	
n		1	1 FINAL SYSTEM

Gambar 3. 14 Ilustrasi Arah Berlawanan Dari Urutan Analisis Dan Pelaksanaan  
(Gimsing, 1983)

### 3.10 Permodelan dan Analisa Struktur

Permodelan dan analisa struktur menggunakan program bantu MIDAS/Civil.

### 3.11 Menyusun Gambar Kerja

Penyelesaian perencanaan berupa gambar kerja menggunakan program bantu AutoCAD.

## BAB IV PRELIMINARY DESAIN

Preliminary desain dilakukan untuk menentukan parameter-parameter yang diperlukan sesuai dengan standart yang sudah ada. Parameter tersebut adalah beberapa 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 tersebut yang telah ditentukan bisa diubah sesuai kebutuhan yang diperlukan.

### 4.1 Gelagar Box Girder Pratekan

1. Material : Beton
2. Mutu Beton :  $f'c$  65
3.  $\gamma$  : 2.4 ton/m<sup>3</sup>

Jembatan Kalibambang ini direncanakan dengan sistem *asymetric cable stayed* dan *prestressed concrete box girder*. Dengan lebar total 11 m dan bentang total jembatan 175 m terbagi menjadi 2 segmen yaitu Main Span sepanjang 115 m dan Side Span dengan panjang 60 m. Lebar box girder direncanakan 11 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  $1/60$ .

- Tinggi *box girder* ( $d_o$ ) :  $\frac{1}{30} > \frac{d_o}{L} > \frac{1}{60}$   
:  $\frac{1}{30} 175m > \frac{d_o}{L} > \frac{1}{60} 175m$   
:  $6 m > d_o/L > 2,9 m$

Dalam tugas akhir ini, tinggi *box girder* direncanakan menggunakan perbandingan 1/60.

$$d_o = \frac{1}{60} \times 175\text{m} = 3 \text{ m}$$

- Ketebalan minimum *web* gelagar box
  - 300 mm jika terdapat saluran untuk penempatan *post tensioning* tendon di badan box
  - 350 mm jika terdapat angker tendon yang ditempatkan di badan box
  
- Ketebalan minimum *top flens* gelagar box
  - 175 mm untuk lebar antar badan box < 3 m
  - 200 mm untuk lebar antar badan box 3 m – 4,5 m
  - 250 mm untuk lebar antar badan box 4,5 m-7,5 m

## 4.2 Pylon

### 4.2.1 Tinggi Pylon

1. Material : Beton bertulang
2.  $f'_c$  : 60 Mpa
3.  $f_y$  : 420 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

$$h = 2 \times \frac{L}{4 \approx 6} = \frac{175}{4} = 87,5 = 90 \text{ m}$$

Dimana :

$h$  = tinggi pylon (m)

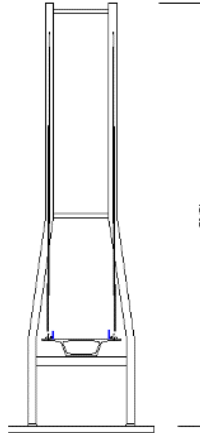
$L$  = bentang terpanjang (m)

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

$$h = 2 \times 0.25 \times 175 \text{ m} = 87,5 \text{ m} = 90 \text{ m}$$

Sehingga dari perbandingan menurut Parke dan Huson dimana bentang terpanjang dan tinggi *pylon* harus diantara 0.2 – 0.25 maka ditetapkan tinggi *pylon* yaitu 90 m.

Dapat dilihat pada gambar 4.1 bentuk *pylon* menggunakan tipe H frame pada bentang samping dengan lantai kendaraan di tengah. (gambar 4.1)

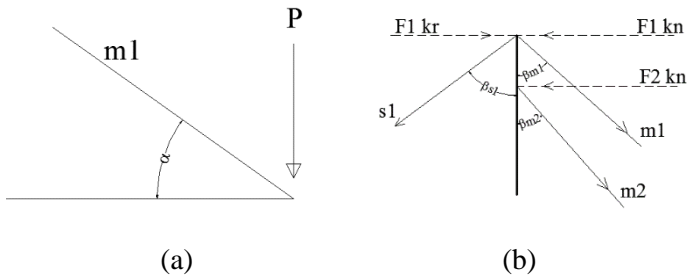


**Gambar 4.1** Rencana penampang *pylon*

#### 4.2.2 Kemiringan Pylon

Penentuan sudut kemiringan pylon pada *asymmetric cable stayed* ditentukan berdasarkan panjang main span dan side span. Dapat dilihat juga dari pebagian kabel pada tiap spannya yang nantinya akan menentukan besaran resultan beban tiap span. Dapat dilihat pada gambar 4.2 berikut





**Gambar 4.2** (a) mekanisme beban gelagar pada kabel, (b) gambar mekanisme beban F pada Pylon

Pada perencanaan awal ini dimisalkan beban pada gelagar sebesar 1 t/m dan panjang tiap gelagar untuk 1 unit kabel sebesar 10 m.

- **Perhitungan gaya kabel pada M1**

$$\sum V = 0$$

$$M1 \cdot \sin \alpha - P = 0$$

$$M1 \cdot \sin 19 = 10 \text{ ton}$$

$$M1 = 30,72 \text{ ton}$$

- **Perhitungan F1 kn pada pylon**

$$\sum H = 0$$

$$M1 \cdot \sin \beta - F1 \text{ kn} = 0$$

$$30,72 \text{ ton} \cdot \sin 71 = F1 \text{ kn}$$

$$F1 \text{ kn} = 29,04 \text{ ton}$$

Berikut rekapitulasi untuk semua gaya pada gelagar maupun pylon

**Tabel 4.1** Rekapitulasi gaya kabel

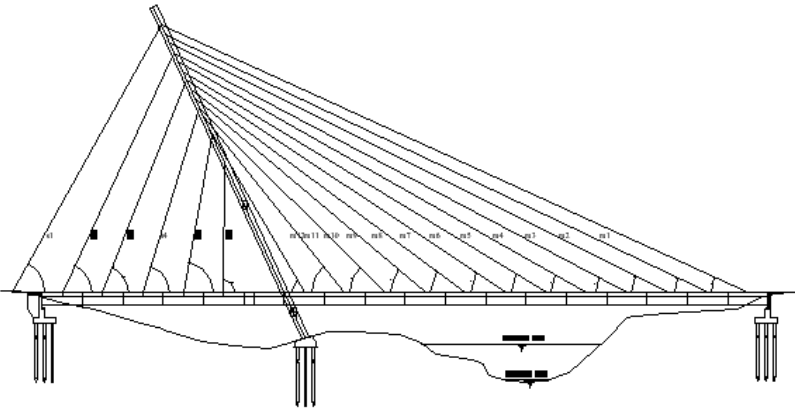
Kabel	Sudut gelagar	Sudut Pylon	Gaya Kabel	F(x) pylon	F(y) pylon
m1	32	58	18.8708	16.00	10.00
m2	34	56	17.8829	14.83	10.00
m3	36	54	17.0130	13.76	10.00
m4	38	52	16.2427	12.80	10.00
m5	40	50	15.5572	11.92	10.00
m6	43	47	14.6628	10.72	10.00
m7	47	43	13.6733	9.33	10.00
m8	51	39	12.8676	8.10	10.00
m9	57	33	11.9236	6.49	10.00
m10	64	26	11.1260	4.88	10.00
m11	73	17	10.4569	3.06	10.00
m12	75	15	10.3528	2.68	10.00
s1	53	37	12.5214	7.54	10.00
s2	56	34	12.0622	6.75	10.00
s3	59	31	11.6663	6.01	10.00
s4	64	26	11.1260	4.88	10.00
s5	72	18	10.5146	3.25	10.00
s6	83	7	10.0751	1.23	10.00

- **Kemiringan Pylon**

$$\begin{aligned}
 \theta &= \text{arc.tan} \frac{\sum Fy}{\sum Fx} \\
 &= \text{arc.tan} \frac{180 \text{ ton}}{84,92 \text{ ton}} \\
 &= 64,7^\circ = 65^\circ
 \end{aligned}$$

### 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 4.2.

**Tabel 4.2** Jenis Kabel dan Angker

Standart	ASTM A 416-06	Euronorme 138-3
Ø (mm)	15,2	15,7
As (mm)	140	150
fu (fijin=0,45fu)(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  $1800 \text{ N/mm}^2$ . Maka dalam perencanaan jembatan digunakan kabel tipe ASTM A 416-06 Grade 270.

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

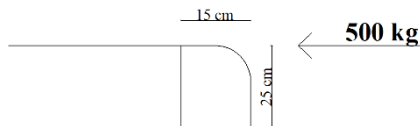
Struktur sekunder jembatan terdiri dari kerb, dan railing jembatan. Dalam perhitungan, struktur sekunder dianalisa bersama-sama struktur utama, karena struktur sekunder banyak berpengaruh pada perilaku struktur utama dimana struktur sekunder juga menyatu dengan struktur utama. Maka dari itu, struktur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

### 5.1 Perencanaan kerb

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 = 175 m
- Jumlah kerb = 2 buah (kanan-kiri)
- Dimensi kerb = 15 cm x 25 cm
- Beton decking = 20 mm
- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 30 Mpa
- $\beta_1$  = 0.85
- Mutu baja tulangan ( $f_y$ ) = 240 Mpa
- Tulangan yang dipakai =  $\emptyset 12$  mm



**Gambar 5.1** Kerb

#### Tulangan lentur

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \text{Gaya horizontal } H \times \text{tebal kerb} \\ &= 500 \text{ kg} \times 25 \text{ cm} \\ &= 12500 \text{ kgcm} = 1,25 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

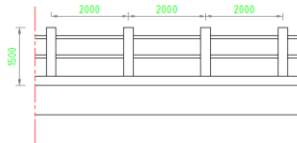
$$\begin{aligned}
 d &= 150 - 20 - (0.5 \times \emptyset) \\
 &= 150 - 20 - (0.5 \times 12) \\
 &= 124 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm (ditinjau per 1 m arah panjang jembatan)} \\
 R_n &= \frac{Mu}{\phi b x d^2} = \frac{1.25 \times 10^6}{0.8 \times 1000 \times 124^2} = 0.102 \text{ Mpa} \\
 m &= \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{240}{0.85 \times 30} = 9,41 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{240} = 0.006 \\
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 f_c' x \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} = 0.064 \\
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} \\
 &= 0.75 \times 0.064 \\
 &= 0.048 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
 &= \frac{1}{9,41} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 0.102}{240}} \right] \\
 &= 0.00043
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\
 &= 0.006 \times 1000 \times 124 \\
 &= 744 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai  $\emptyset 12 - 150$  (As pakai = 753.6 mm<sup>2</sup>)

## 5.2 Perencanaan tiang sandaran



**Gambar 5.2** Dimensi Tiang Sandaran

### a. Data perencanaan

Tinggi tiang sandaran	= 1,5 m
Tebal tiang	= 0,25 m
Dimensi	= 25 cm x 25 cm
$\gamma$ beton	= 24 kN/m <sup>3</sup>
$f'c$	= 30 Mpa
$f_y$	= 300 Mpa
Cover	= 40 mm
Tulangan lentur	= D12
Tulangan geser	= Ø10

### b. Pembebanan

Railing direncanakan menerima beban tumbukan Satu unit truk van dengan beban sebesar 80.000 N dengan sudut tumbukan 15° (SNI 1725:2016 tabel 33). Dimana beban tersebut akan diproyeksikan sesuai sudut yang nantinya akan tegak lurus dengan tiang sandaran.

### c. Hasil analisa

Setiap tiang sandaran menerima momen :

$$\begin{aligned} M_u &= w \times H \\ &= (80.000 \text{ N} \times \sin 15^\circ) \times 1.5\text{m} \\ &= 31,058 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Geser :

$$V_u = w$$



$$= 80.000 \text{ N} \times \sin 15^\circ$$

$$= 20,7 \text{ kN}$$

#### d. Perhitungan tulangan

##### 1. Tulangan lentur

Karena  $f_c$  beton sebesar 30 Mpa, maka :

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (SNI T-12-2004 pasal 5.1.1.1)}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{300} \times \frac{600}{600 + 300}$$

$$= 0,048$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0,048 = 0,036$$

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

Direncanakan tulangan 8D12 :

$$d = \text{tebal tiang} - \text{cover} - \text{Øgeser} - 0.5D_{\text{lentur}}$$

$$= 250 - 40 - 10 - 0.5 \times 12$$

$$= 192 \text{ mm}$$

$$A_s = n \times A$$

$$= 8 \times (0.25 \times \pi \times 12^2)$$

$$= 904,78 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$= \frac{904,78}{150 \times 192}$$

$$= 0,03$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b}$$

$$= \frac{314.2 \times 300}{0.85 \times 30 \times 150} = 70,96 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 904,78 \times 300 \left( 192 - \frac{70,96}{2} \right)$$

$$= 42484849,68 \text{ Nmm}$$

$$= 42,48 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0.8 \times 42,48$$

$$\begin{aligned} &= 33,98 \text{ kNm} \\ \text{Mu} &= 31,058 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- kontrol
  - $\phi M_n > \text{Mu}$
  - $33,98 \text{ kNm} > 31,058 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$

## 2. Tulangan geser

$$\begin{aligned} V_u &= 20,7 \text{ kN} \\ V_c &= 1/6 \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{30} \times 150 \times 192 \\ &= 26,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada RSNI T-12-2004 pasal 5.2.5 disebutkan jika syarat-syarat tulangan geser sebagai berikut :

- $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ , maka perlu sengkang minimum dengan syarat batas  $A_v (\text{min}) = \frac{Bw \times S}{3 \cdot F_y}$
- $V_u > \phi V_c$ , maka perlu tulangan sengkang. Dengan ketentuan  $V_s < \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d$

- Karena kondisi kedua maka dibuthkan tulangan sengkang. Direncanakan tulangan geser  $\emptyset 10 - 120$  :

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times F_y \times d}{S} < \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d \\ &= \frac{314 \text{ mm}^2 \times 300 \times 192}{120} < \frac{2}{3} \sqrt{30} \cdot 250 \cdot 192 \\ &= 150720 \text{ N} < 175271,22 \text{ N} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Kesimpulan : Memakai tulangan  $\emptyset 10$  dengan jarak 120mm

## 5.3 Perencanaan trotoar

Berdasarkan SNI 1725:2016 pasal 8.9 semua komponen trotoar yang lebih dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan

dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan lainnya.

Direncanakan :

$$\begin{aligned} \text{Lebar trotoar (l)} &= 1 \text{ m} \\ \text{Tinggi trotoar (t)} &= 0.25 \text{ m} \\ \text{Luas trotoar (A)} &= 1 \times 180 = 180 \text{ m}^2 \\ F'c &= 25 \text{ Mpa} \\ \text{Tul. Utama} &= \emptyset 12 \\ Fy &= 240 \text{ Mpa} \\ \Phi &= 0,8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dx &= \text{tebal} - \text{decking} - 0,5.\emptyset \\ &= 250 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 0,5.12 \\ &= 224 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= \text{tebal} - \text{decking} - \emptyset - 0,5.\emptyset \\ &= 250 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 12 - 0,5.12 \\ &= 212 \text{ mm} \end{aligned}$$

#### a. Pembebanan

$$\begin{aligned} \text{Beban Mati (DL)} &= \text{Tinggi} \times \text{BJ beton} \times \text{Lebar} \\ &= 0,25 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} \\ &= 600 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Hidup (LL)} &= P \times \text{Lebar trotoar} \\ &= 500 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 500 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= DL + LL \\ &= 1100 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Momen :

$$\begin{aligned} \text{Mu x} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1100 \times 1^2 \\ &= 137,5 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu y} &= \frac{1}{10} \times q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{10} \times 1100 \times 1^2 \\
 &= 110 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

### b. Perhitungan tulangan

- Tulangan Arah x

$$\begin{aligned}
 \Phi &= 0,8 \\
 \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{F_y} \\
 &= \frac{1,4}{240} = 0,0058
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \text{ min} \times b \times d \\
 &= 0,0058 \times 1000 \times 224 \\
 &= 1299,2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

**Direncanakan  $\text{Ø}12\text{mm} - 85$  :**

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= \frac{A.tulangan \times b}{S} \\
 &= \frac{113,04 \times 1000}{85} \\
 &= 1329,88 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol} : \text{As perlu} &< \text{As pakai} \\
 1299,2 \text{ mm}^2 &< 1329,88 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

- Tulangan Arah y

$$\begin{aligned}
 \Phi &= 0,8 \\
 \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{F_y} \\
 &= \frac{1,4}{240} = 0,0058
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \text{ min} \times b \times d \\
 &= 0,0058 \times 1000 \times 204 \\
 &= 1183,2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

**Direncanakan  $\text{Ø}12\text{mm} - 90$  :**

$$\begin{aligned}\text{As pakai} &= \frac{A.tulangan \times b}{S} \\ &= \frac{113,04 \times 1000}{90} \\ &= 1256 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kontrol : As perlu} &< \text{As pakai} \\ 1183,2 \text{ mm}^2 &< 1256 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

(OK)

## 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 Analisa Beban

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.

#### 6.1.1 Pembebanan

##### 1. Beban hidup

##### a. Beban terbagi rata (BTR)

$$\begin{aligned} Q &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \\ &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{180} \right) \\ &= 5,25 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{SNI 1725 2016 pasal 8.3.1}) \end{aligned}$$

$$\text{Faktor beban} = 1,8 \quad (\text{SNI 1725 2016 Tabel 12})$$

$$\begin{aligned}
 W &= \text{BTR} \times \text{lebar lantai} \times 1,8 \\
 &= 5,25 \text{ kN/m}^2 \times 7 \text{ m} \times 1,8 \\
 &= 94,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban garis terpusat (BGT)

$$\text{BGT} = 49 \text{ kN/m} \quad (\text{SNI 1725 2016 pasal 8.3.1})$$

$$\text{Faktor beban} = 1,8 \quad (\text{SNI 1725 2016 Tabel 12})$$

$$\begin{aligned}
 W &= \text{BGT} \times \text{lebar lantai} \times 1,8 \\
 &= 49 \text{ kN/m} \times 7 \text{ m} \times 1,8 \\
 &= 617,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Beban truk "T" (TT)

$$T = 112,5 \text{ kN} \quad (\text{SNI 1725 2016 pasal 8.4.1})$$

$$\text{Faktor beban} = 1,8 \quad (\text{SNI 1725 2016 Tabel 13})$$

$$\text{FBD} = 30 \% \quad (\text{SNI 1725 2016 pasal 8.6})$$

$$\begin{aligned}
 W &= T \times 1,8 \times \text{FBD} \\
 &= 112,5 \text{ kN} \times 1,8 \times (1 + 30\%) \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Beban pejalan kaki (TP)

$$P = 5 \text{ kN/m} \quad (\text{SNI 1725 2016 pasal 8.9})$$

$$\text{Faktor beban} = 1,8 \quad (\text{RSNI T 02 2005 Tabel 16})$$

$$\begin{aligned}
 W &= P \times 1,8 \\
 &= 5 \text{ kN/m} \times 1,8 \\
 &= 9 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Beban Mati Tambahan (MA)

- Berat aspal

$$\text{Faktor beban} = 2 \quad (\text{SNI 1725 2016 tabel 4})$$

$$\begin{aligned}
 W &= \text{tebal aspal} \times \text{lebar aspal} \times \text{Bj aspal} \times \text{faktor beban} \\
 &= 0,05 \text{ m} \times 7 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 2 \\
 &= 15,4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Berat trotoar

$$\begin{aligned}
 W &= \text{tebal trotoar} \times \text{lebar trotoar} \times \text{Bj beton} \times \text{jumlah} \\
 &= 0,25 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 2 \\
 &= 12 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Berat kerb

$$W = \text{tinggi kerb} \times \text{lebar kerb} \times \text{Bj beton} \times \text{jumlah}$$

$$= 0,25 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 2$$

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

- Berat tiang sandaran

$$W = \frac{b \times h \times t \times \text{BJ beton} \times \text{jumlah}}{L}$$

$$= \frac{0,25 \times 0,25 \times 1,5 \times 24 \times 182}{180}$$

$$= 2,275 \text{ kN/m}$$

- Berat perlengkapan

$$W = 20\% \text{ beban trotoar}$$

$$= 20\% \times 12 \text{ kN/m}$$

$$= 2,4 \text{ kN/m}$$

- Berat total

$$W_{\text{tot}} = 15,4 + 12 + 1,8 + 2,275 + 2,4$$

$$= 33,875 \text{ kN/m}$$

### 3. Beban Rem (TB)

Beban 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)*

$$W = 25\% \times 263,25 \text{ kN} \times 1$$

$$= 65,81 \text{ kN}$$

$$W = 5\% \times (500 \text{ kN} + 94,5 \text{ kN}) \times 1$$

$$= 29,725 \text{ kN}$$

Maka, digunakan gaya rem 25% dari berat gandar truk desain dengan  $W = 65,81 \text{ kN}$ .

### 4. Beban angin ( $EW_s$ )

Berdasarkan SNI 1725 2016 pasal 9.6, beban angin diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin.

- a. Beban angin pada struktur

$$V_{10} = 90 \text{ km/jam} \quad \text{(SNI 1725 2016 pasal 9.6.1)}$$

$$V_B = 90 \text{ km/jam} \quad \text{(SNI 1725 2016 pasal 9.6.)}$$



$$\begin{aligned}
 Z &= 12000 \text{ mm} \\
 V_o &= 17,6 \text{ km/jam} \quad (\text{SNI 1725 2016 Tabel 28}) \\
 Z_o &= 1000 \text{ mm} \quad (\text{SNI 1725 2016 Tabel 28}) \\
 P_B &= 0,0024 \text{ kN/mm} \quad (\text{SNI 1725 2016 Tabel 29})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DZ} &= 2,5V_o \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_o} \right) \\
 &= 109,34 \text{ km/jam}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_D &= P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\
 &= 0,0035 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_w s &= P_D \times \text{tinggi box} \\
 &= 0,0035 \times 3000 \text{ mm} \\
 &= 14 \text{ N/mm} \approx 14 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Karena syarat  $E_w s > 4,4 \text{ kN/m}$  maka digunakan  $E_w s$  rencana sebesar  $14 \text{ kN/m}$

b. Gaya angin pada kendaraan

$$E_{W1} = 1,46 \text{ kN/m} \quad (\text{SNI 1725 2016 pasal 9.6.1.2})$$

5. Beban temperatur Merata (EUn)

$$\Delta_T = \alpha L (T_{\text{max design}} - T_{\text{min design}}) \quad (\text{SNI 1725:2016 ps 9.3.1.1})$$

Dimana :

$$\begin{aligned}
 L &= \text{panjang komponen jembatan (mm)} \\
 \alpha &= \text{koefisien muai temperatur (mm/mm/}^\circ\text{C)} \\
 \Delta_T &= 0,000011 \times 180000 (40 - 15) \\
 &= 191,95^\circ\text{C}
 \end{aligned}$$

**Tabel 6.1** Rekapitulasi Pembebanan

<i>Jenis Beban</i>	<i>Nilai</i>	<i>LF</i>	<i>Total</i>	<i>Satuan</i>
<b><i>Beban mati tambahan</i></b>				
Aspal	15,4		15,4	kN/m
Trotoar	12		12	kN/m
Kerb	1,8		1,8	kN/m
Tian sandaran	2,275		2,275	kN/m

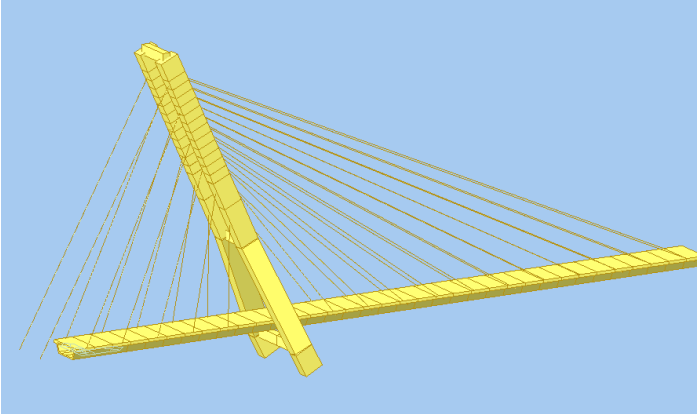
Perengkapan	2,4	2,4	kN/m
Total Beban Mati	33,875	33,875	kN/m
<b>Beban hidup</b>			
Beban terbagi rata (BTR)	52,5	1,8	94,5 kN/m
Beban garis terpusat (BGT)	343	1,8	617,4 kN
Beban truk "T" (TT)	146,25	1,8	263,25 kN
Beban pejalan kaki	5	1,8	9 kN/m
<b>Beban rem</b>			
W	65,81	1	65,81 kN/m
<b>Beban angin</b>			
EW <sub>s</sub> *	14	14	kN/m
EW <sub>1</sub>	1,46	1,46	kNm
<b>Beban tempratur</b>			
Eun	191,95	191,95	°C

### 6.1.2 Kofigurasi beban

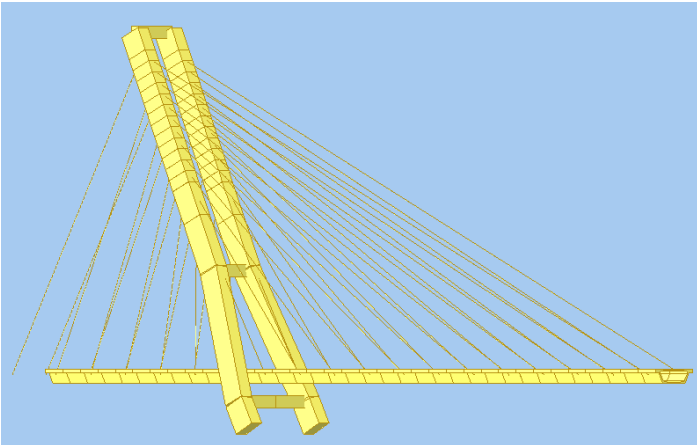
Untuk memperoleh pengaruh yang paling maksimum, akan digunakan beban dengan konfigurasi sebagai berikut :

- Kuat 1 =  $1,2MS+2MA+1,8TT+1,8TD+1,2EUn$
- Kuat 3 =  $1,2MS+2MA+1,4EW_s+1,2Eun$
- Kuat 4 =  $1,2MS+2MA+1,2Eun$
- Kuat 5 =  $1,2MS+2MA+0,4EW_s+EW_L+1,2EUn$
- Ekstrem1 =  $1,2MS+2MA+0,5TT+0,5TD+EQ_x+0,3EQ_y$
- Ekstrem1 =  $1,2MS+2MA+0,5TT+0,5TD+0,3EQ_x+EQ_y$
- Layan 1 =  $MS+MA+TT+TD+TB+TP+0,3 EW_s+ EW_L+1,2Eun$

### 6.3 Permodelan



**Gambar 6.1** Perspektif 1 Jembatan Kalibambang



**Gambar 6.2** Perspektif 2 Jembatan Kalibambang

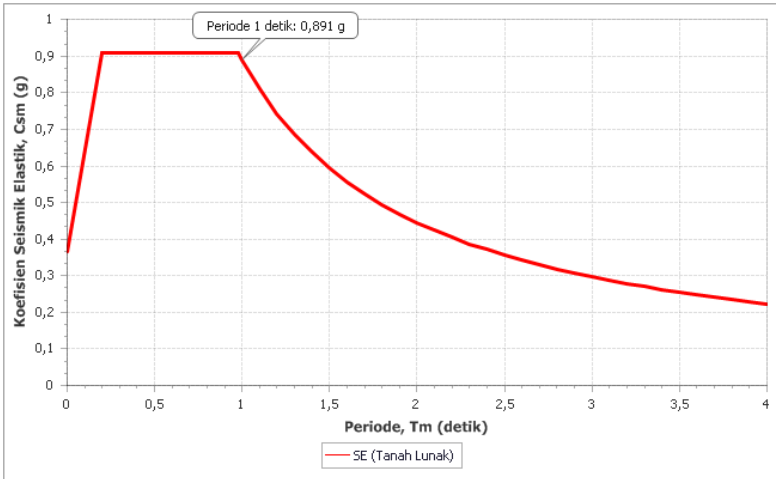
**Tabel 6.2** Gaya-gaya dalam box pratekan akibat pembebanan

	Aksial	Shear Y	Shear Z	Torsion	Moment Y	Momen Z
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Kuat 1						
max	5987.29	434.96	18313.92	30313.15	255835.3	15317.03
min	-23272.1	315.95	-13896.4	0	-222783	0
Kuat 3						
max	3369.42	1093.43	11093.9	1952.45	154472.3	0
min	-19379.8	-1187.94	-11600.1	-3508.05	-187182	-33682.4
Kuat 4						
max	3369.43	0	11093.9	1.23	154472.3	2.34
min	-19379.8	-0.04	-11600.1	0	-187182	0
Kuat 5						
max	3369.43	392.88	11093.9	702.3	154472.3	0
min	-19379.8	-426.84	-11600.1	-1259.69	-187182	-12101.9
Ekstrem 1 (x)						
max	6164.47	1227.53	16980.23	10786.17	254297.3	37129.35
min	-12583	147.63	-8261.18	0	-126387	0
Ekstrem 1 (y)						
max	4717.79	3801.37	14264.98	18108.72	204151.1	114841.8
min	-18096.9	286.9	-11044.1	0	-175864	0
Layan 1						
max	4132.68	574.9	12709.1	18581.26	177279	8376.27
min	-17030.4	-81.86	-10163.4	0	-163662	-4486.88

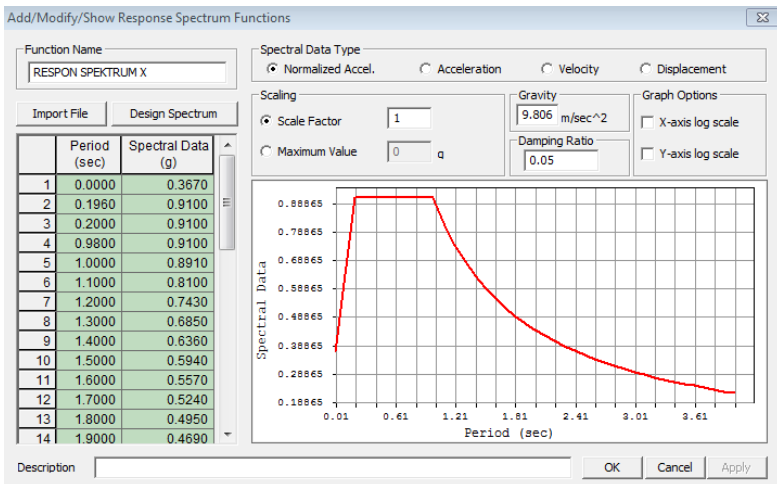
## 6.4 Analisa Dinamik

Untuk pembebanan gempa digunakan *response spectrum analysis* yang sudah terdapat pada menu di program MIDAS CIVIL 2006. Berdasarkan pada Peta Zona Gempa Indonesia ([petagempa.pusjatan.pu.go.id](http://petagempa.pusjatan.pu.go.id)) Penentuan Spektrum Respons Desain di Permukaan Tanah untuk Jembatan Kalibambang Kab. Blitar dengan kondisi tanah lunak (SE) sesuai dengan klasifikasi

data tanah. Dan hasil dari percepatan batuan dapat dilihat pada gambar 6.3 berikut :



**Gambar 6.3** Respon Spektrum lokasi jembatan



**Gambar 6.4** 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)

Diketahui :

$$T_{\text{output MIDAS}} = 1,8 \text{ sec (mode 1)}$$

$$T_0 = 0,196 \text{ sec}$$

$$T_s = 0,98 \text{ sec}$$

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

$$Csm = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,20}{1,8} = 0,11$$

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

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

Dimana :

Csm = koefisien respons gempa elastik pada moda getar

Wt = berat total struktur

= 73326.95 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,

$$V_{\text{statik}} = \frac{0,11}{1,5} \times 73326.95 = 5431,62 \text{ kN}$$

Arah Y (Tranversal)

Diketahui :

$$T_{\text{output MIDAS}} = 1,48 \text{ sec (mode 2)}$$

$$T_0 = 0,196 \text{ sec}$$

$$T_s = 0,98 \text{ sec}$$

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

$$Csm = \frac{S_{D1}}{T} = \frac{0,20}{1,48} = 0,13$$

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

= 73326.95 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,

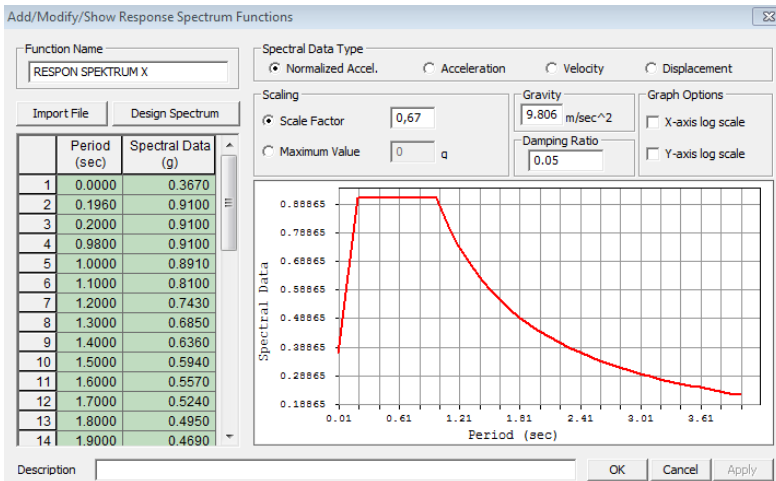
$$V_{\text{statik}} = \frac{0,13}{3} \times 73326.95 = 3303,01 \text{ kN}$$

### 6.3.2 Kontrol pengaruh gempa

Arah X (Longitudinal)

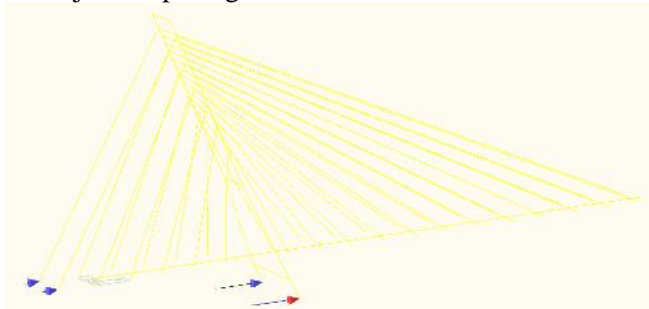
Pada bangunan atas jembatan pengaruh gempa harus direduksi, untuk gempa jembatan pada arah X mempunyai faktor modifikasi respons (R) lebih kecil dari gempa arah Y. Hal ini terjadi karena pada arah X tidak boleh ada struktur yang leleh.

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 6.5** Grafik *Response Spektrum* arah X

Kemudian dicari nilai  $V_{\text{dinamik}}$  akibat gempa arah X dengan menjumlah seluruh reaksi geser arah X pada semua perletakan seperti ditunjukkan pada gambar 6.6 berikut ini.



**Gambar 6.6** Reaksi gaya geser dasar arah X

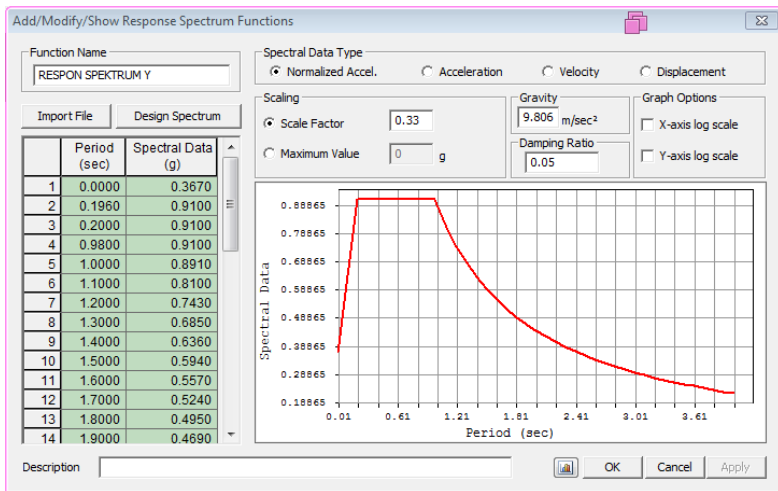
Didapat nilai  $V_{\text{dinamik}}$  arah X = 9769.509 kN >  $V_{\text{statik}}$  (OK)



### Arah Y (Transversal)

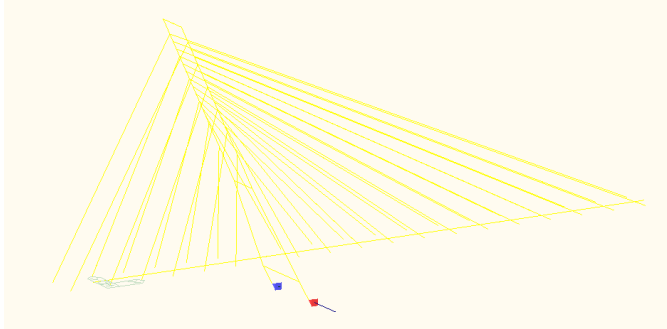
Pada bangunan atas jembatan pengaruh gempa harus direduksi, untuk gempa jembatan pada arah X mempunyai faktor modifikasi respons (R) lebih kecil dari gempa arah Y. Hal ini terjadi karena pada arah Y tidak boleh ada struktur yang leleh, seperti balok pengaku pada *pylon*.

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



**Gambar 6.7** Grafik *Response Spektrum* arah Y

Kemudian dicari nilai  $V_{\text{dinamik}}$  akibat gempa arah Y dengan menjumlah seluruh reaksi geser arah Y pada semua perletakan seperti ditunjukkan pada gambar 6.8



**Gambar 6.8** Reaksi gaya geser dasar arah Y

Didapat nilai  $V_{\text{dinamik}}$  arah Y = 9671.846 kN >  $V_{\text{statik}}$  (OK)

#### 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 :

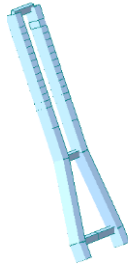
**Tabel 6.5** Gaya-gaya dalam akibat pembebanan gempa

	Aksial	Shear Y	Shear Z	Torsion	Moment Y	Momen Z
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Ekstrem 1 (x)						
max	6164.47	1227.53	16980.23	10786.17	254297.3	37129.35
min	-12583	147.63	-8261.18	0	-126387	0
Ekstrem 1 (y)						
max	4717.79	3801.37	14264.98	18108.72	204151.1	114841.8
min	-18096.9	286.9	-11044.1	0	-175864	0

#### 6.4 Staging Analysis

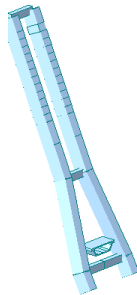
Metode pelaksanaan/ *staging analysis* konstruksi jembatan cable stay ini menggunakan metode *balanced cantilever*. Merupakan salah satu menu utama pada program MIDAS CIVIL dalam analisa struktur. Pada analisa ini beban yang bekerja antara lain beban sendiri *box girder* dan beban *form-traveler*.

1. Pembangunan jembatan dimulai dari struktur *pylon*.



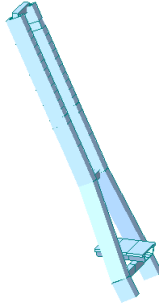
Gambar 6.9.1 CS 39

2. Pemasangan gelagar 12 menggunakan *crane* dan disangga di atas perancah sementara.



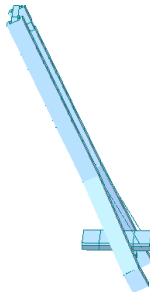
Gambar 6.9.2 CS 38

### 3. Pemasangan gelagar 11 dan 13



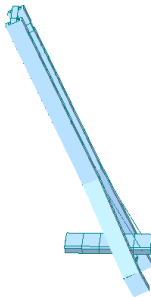
Gambar 6.9.3 CS 37

### 4. Pemasangan gelagar 10 dan kabel m12



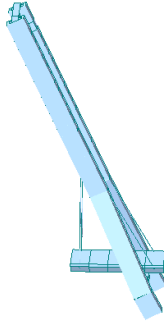
Gambar 6.9.4 CS 36

### 5. Pemasangan gelagar 9



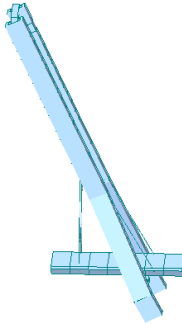
Gambar 6.9.5 CS 35

6. Pemasangan kabel s6 dan kabel m4



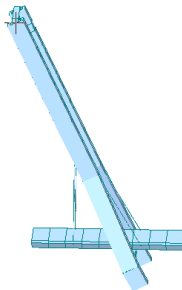
Gambar 6.9.6 CS 34

7. Pemasangan gelagar 9 dan 14



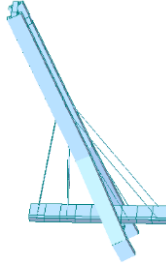
Gambar 6.9.7 CS 33

8. Pemasangan gelagar 8 dan 15



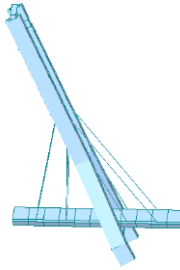
Gambar 6.9.8 CS 32

9. Pemasangan kabel s5 dan m11



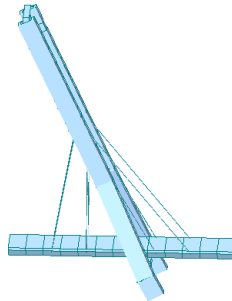
Gambar 6.9.9 CS 31

10. Pemasangan gelagar 7 dan 16



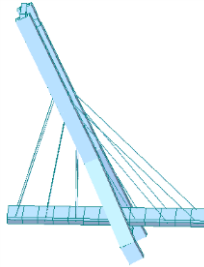
s3  
Gambar 6.9.10 CS 30

11. Pemasangan gelagar 6 dan 17



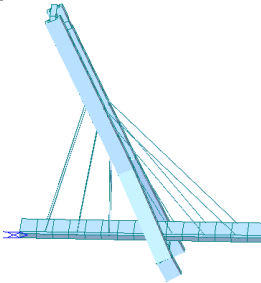
Gambar 6.9.11 CS 29

12. Pemasangan kabel s4 dan m10



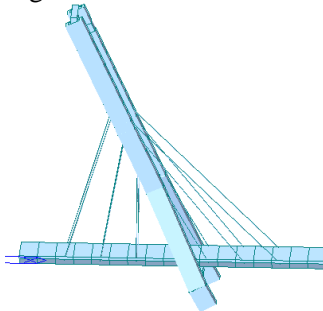
Gambar 6.9.12 CS 28

13. Pemasangan gelagar 4 dan 18



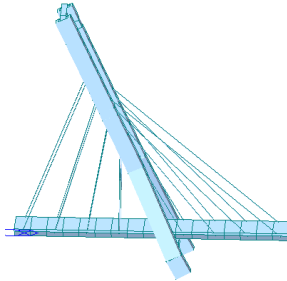
Gambar 6.9.13 CS 27

14. Pemasangan gelagar 3 dan 19



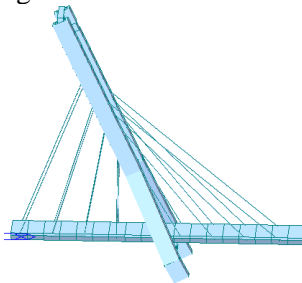
Gambar 6.9.14 CS 26

15. Pemasangan kabel s3 dan m9



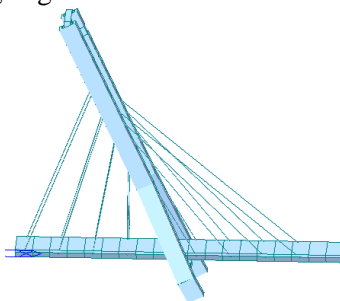
Gambar 6.9.15 CS 25

16. Pemasangan gelagar 20



Gambar 6.9.16 CS 24

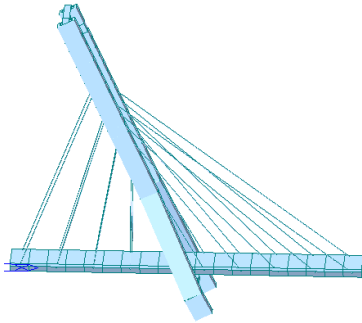
17. Pemasangan gelagar 21



Gambar 6.9.17 CS 23

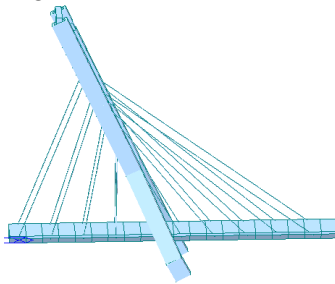


18. Pemasangan kabel m8



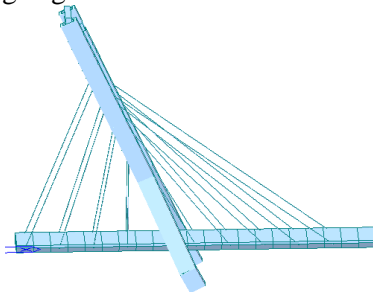
Gambar 6.9.18 CS 22

19. Pemasangan gelagar 22



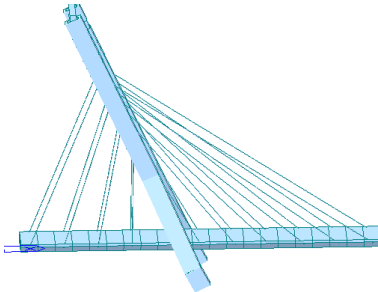
Gambar 6.9.19 CS 21

20. Pemasangan gelagar 23



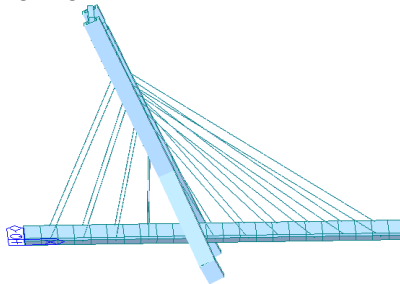
Gambar 6.9.20 CS 20

21. Pemasangan kabel m7



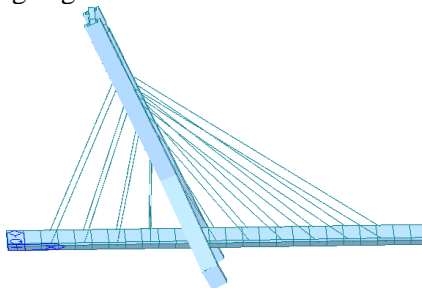
Gambar 6.9.21 CS 19

22. Pemasangan gelagar 2 dan 24



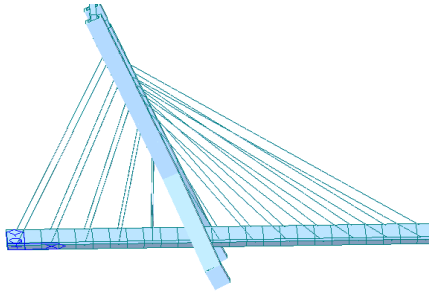
Gambar 6.9.22 CS 18

23 Pemasangan gelagar 1 dan 25



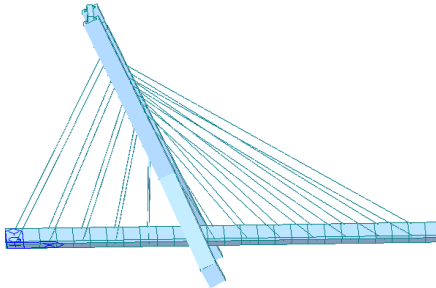
Gambar 6.9.23CS 17

15. Pemasangan kabel s2 dan m6



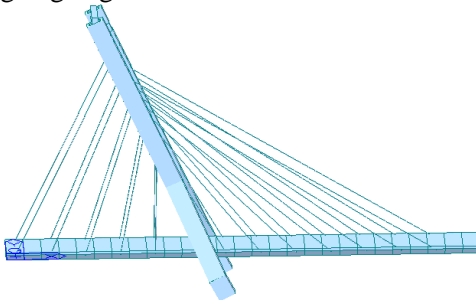
Gambar 6.9.24 CS 16

16. Pemasangan gelagar 26



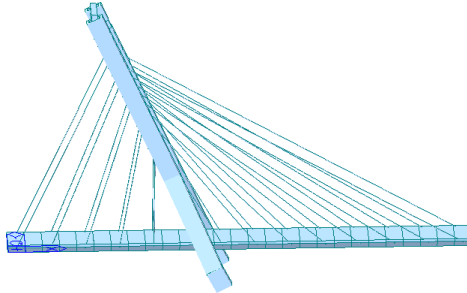
Gambar 6.9.25 CS 15

17. Pemasangan gelagar 27



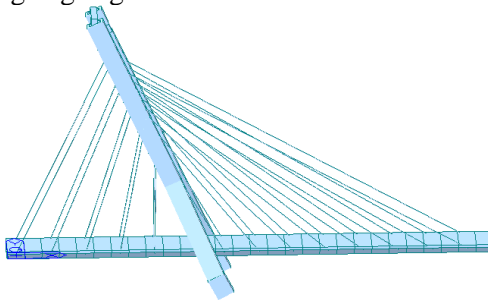
Gambar 6.9.26 CS 14

15. Pemasangan kabel m5



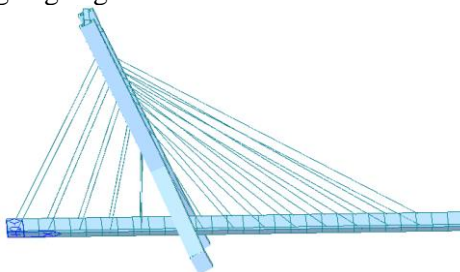
Gambar 6.9.27 CS 13

16. Pemasangan gelagar 28



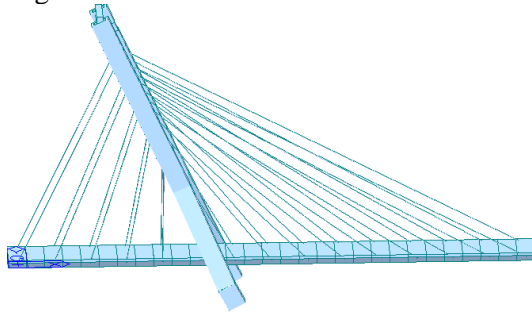
Gambar 6.9.28 CS 12

17. Pemasangan gelagar 29



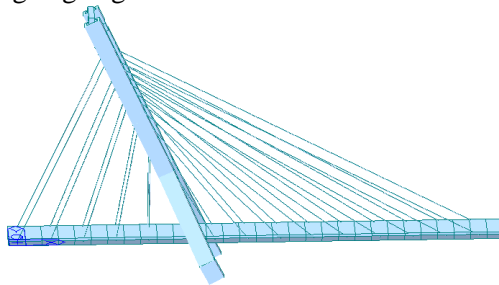
Gambar 6.9.29 CS 11

15. Pemasangan kabel m4



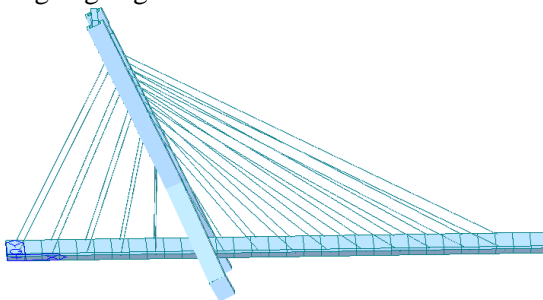
Gambar 6.9.30 CS 10

16. Pemasangan gelagar 30



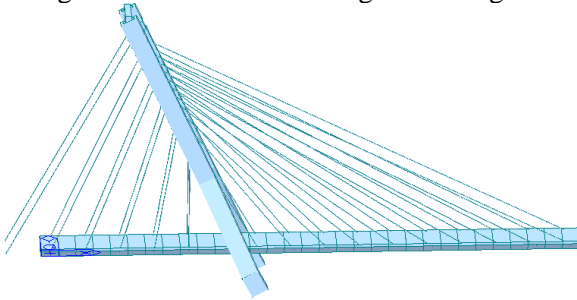
Gambar 6.9.31 CS 9

17. Pemasangan gelagar 31



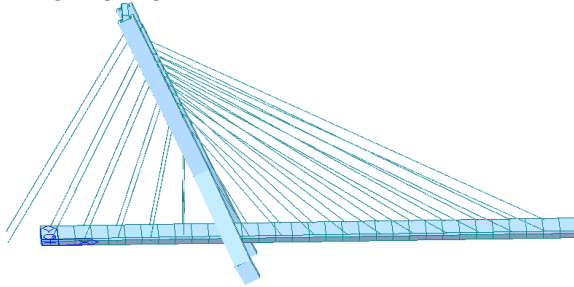
Gambar 6.9.32 CS 8

15. Pemasangan kabel m3 dan s1 sebagai blok angkur



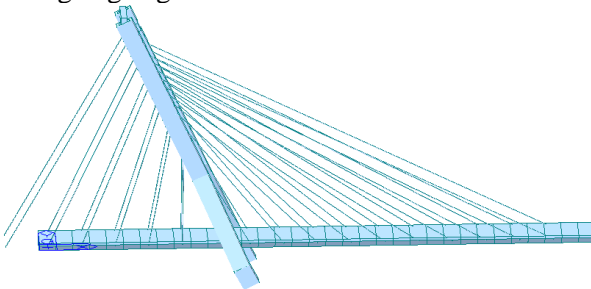
Gambar 6.9.33 CS 7

16. Pemasangan gelagar 32



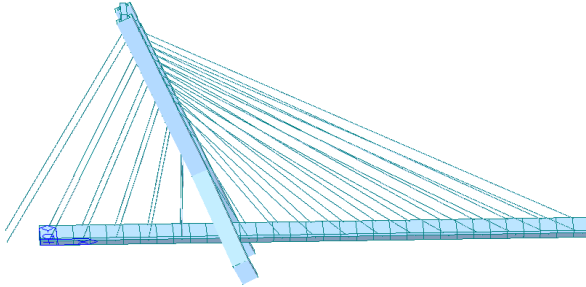
Gambar 6.9.34 CS 6

17. Pemasangan gelagar 33



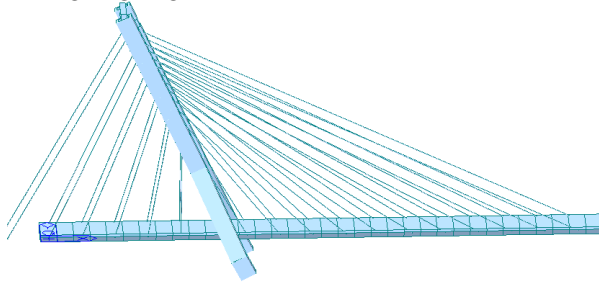
Gambar 6.9.35 CS 5

15. Pemasangan kabel m2



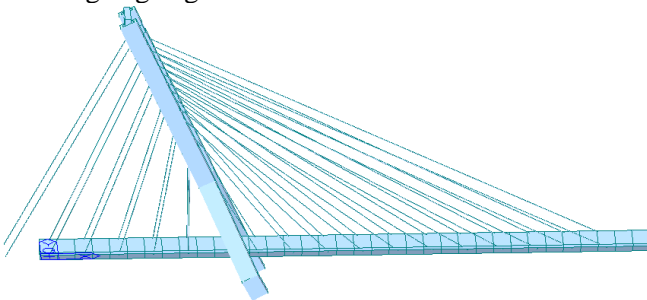
Gambar 6.9.36 CS 4

16. Pemasangan gelagar 34



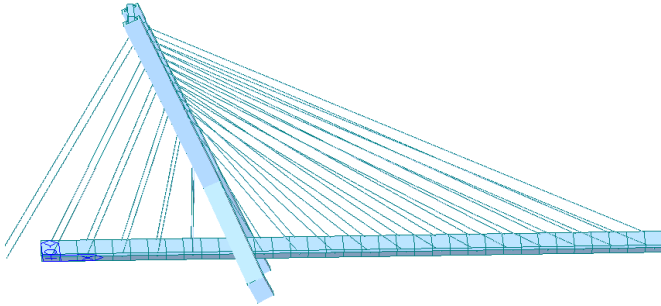
Gambar 6.9.35 CS 3

17. Pemasangan gelagar 35



Gambar 6.9.35 CS 2

### 15. Pemasangan gelagar g11 dan kabel m11



Gambar 6.9.36 CS 1



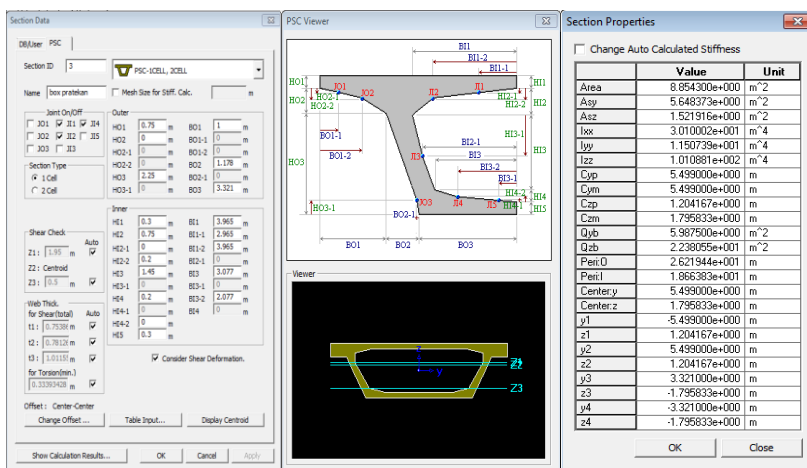
*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## BAB VII BOX GIRDER PRATEKAN

Desain gelagar pada modifikasi jembatan ini menggunakan *concrete box girder* dengan tinggi box = 3 meter, tebal deck atas dan bawah 0,3 meter, dan tebal deck samping 0,4 meter,

### 7.1 Perhitungan *Box Girder*

Pada bab ini akan dicek kemampuan dari *box girder* dalam menerima gaya akibat beban dan kombinasi yang direncanakan. Berikut analisa *section data* dan *section properties* dari program MIDAS CIVIL 2011 dapat dilihat pada Gambar 7.1



**Gambar 7.1** 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 7.1 berikut ini.

**Tabel 7.1** Gaya dalam yang terjadi pada *box girder*

	Aksial	Shear Y	Shear Z	Torsion	Moment Y	Momen Z
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Kuat 1						
max	5987.29	434.96	18313.92	30313.15	255835.3	15317.03
min	-23272.1	315.95	-13896.4	0	-222783	0
Kuat 3						
max	3369.42	1093.43	11093.9	1952.45	154472.3	0
min	-19379.8	-1187.94	-11600.1	-3508.05	-187182	-33682.4
Kuat 4						
max	3369.43	0	11093.9	1.23	154472.3	2.34
min	-19379.8	-0.04	-11600.1	0	-187182	0
Kuat 5						
max	3369.43	392.88	11093.9	702.3	154472.3	0
min	-19379.8	-426.84	-11600.1	-1259.69	-187182	-12101.9
Ekstrem 1 (x)						
max	6164.47	1227.53	16980.23	10786.17	254297.3	37129.35
min	-12583	147.63	-8261.18	0	-126387	0
Ekstrem 1 (y)						
max	4717.79	3801.37	14264.98	18108.72	204151.1	114841.8
min	-18096.9	286.9	-11044.1	0	-175864	0

## 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.

$$\begin{aligned} f_{ci}' &= 0,7 \cdot f_c' \\ &= 0,7 \cdot 65 \text{ Mpa} \\ &= 45,5 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

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.

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{tekan}} &= 0,45 f_c' \\ &= 0,45 \cdot 65 \text{ Mpa} \\ &= 29,3 \text{ Mpa} \\ \sigma_{\text{tarik}} &= 0,5 \sqrt{f_c'} \\ &= 0,5 \cdot \sqrt{65} \text{ Mpa} \\ &= 4,03 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

## 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 mm<sup>2</sup>
- Minimum Breaking Load = 260,7 KN
- Modulus Elastisitas ( $E_s$ )= 200000 MPa
- Tendon unit = 6 - 37 - 37
- Min, breaking loas (F<sub>Pu</sub>) = 7750 KN

Berdasarkan pada tabel spesifikasi tendon VSL tegangan maksimum yang diperbolehkan sebesar 0,8 F<sub>pu</sub>. Untuk 1 strand diameter 15,24 mm

$$F_0 = 0.8 \times F_{pu}$$

$$F_0 = 0.8 \times 260,7 \text{ KN}$$

$$F_0 = 208,56 \text{ KN}$$

Tegangan untuk 1 strand diameter 15,24 mm

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

$$f_s = 208,56 \cdot 10^3 \text{ N} / 140 \text{ mm}^2$$

$$f_s = 1489,71 \text{ N} / \text{mm}^2$$

#### 7.4.1 Kontrol penampang pada momen terbesar :

$$H = 3000 \text{ mm}$$

$$A = 8850000 \text{ mm}^2$$

$$y_a = 1200 \text{ mm}$$

$$y_b = 1800 \text{ mm}$$

$$I = 30,10 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$M = 103121 \text{ KNm}$$

$$k_b = 2830 \text{ mm}$$

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 :

$$e = y_a - 200 \text{ mm}$$

$$e = 1200 \text{ mm} - 200 \text{ mm}$$

$$e = 1000 \text{ mm}$$

#### 7.4.2 Kondisi pembebanan

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

$$F_{perlu} = \frac{M}{e + k_b} = \frac{103121 \cdot 10^3}{(1000 + 2830)} = 26895 \text{ KN}$$

Dengan menggunakan 6 tendon 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

$$f_{ci} = -\frac{46300,32 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} - \frac{46300,32 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{25765 \cdot 10^6 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -2,416 < \sigma_{ijin\ tekan} = -27,3\ MPa$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{46300,32 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} + \frac{46300,32 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{25765 \cdot 10^6 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -8,63 < \sigma_{ijin\ tarik} = 1,69\ MPa$$

### 7.4.3 Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis beton ( $\Delta ES$ )

Modulus Elastisitas  $E_{ci}$

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

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

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

Rasio Modulus Elastisitas n

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

Kehilangan prategang

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

$$\Delta_{ES} = 0,5 \cdot 5,28 \cdot 2,966$$

$$\Delta_{ES} = 7,83\ MPa$$

### 7.4.4 Kehilangan prategang akibat gesekan ( $\Delta fs_1$ )

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

$\mu$  = Koefisien kelengkungan = 0,2

$\alpha$  = Sudut pusat tendon (L/R)

Panjang tendon,  $L = 5$  m

Sudut kelengkungan,  $\alpha \approx 0$

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

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

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

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

$$\Delta_{fs1} = -0,0225 \cdot 1489,71$$

$$\Delta_{fs1} = -33,52 \text{ MPa}$$

#### 7.4.5 Kehilangan prategang slip angkur ( $\Delta_{fs2}$ )

Panjang tendon,  $L = 15$  m

Tegangan tendon  $f_s = \Delta f_s = 1489,71$  MPa

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

$$\Delta_a = \frac{1489,71 \cdot 15 \cdot 10^3}{200 \cdot 10^3}$$

$$\Delta_a = 111,73 \text{ mm}$$

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

$$\Delta_{fs2} = \frac{2,5}{111,73} \cdot 1489,71$$

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

Tegangan efektif pada tendon

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

$$f_{se} = 1489,71 - 7,83 - 33,52 - 33,33$$

$$f_{se} = 1415,03 \text{ MPa}$$

Gaya prategang efektif pada tendon

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

$$F_{se} = 6.37.140.1415,03 \cdot 10^{-3}$$

$$F_{se} = 43989,26 \text{ KN}$$

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

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{43989,26 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} - \frac{43989,26 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{103121 \cdot 10^6 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -2,612 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -27,3 \text{ MPa}$$

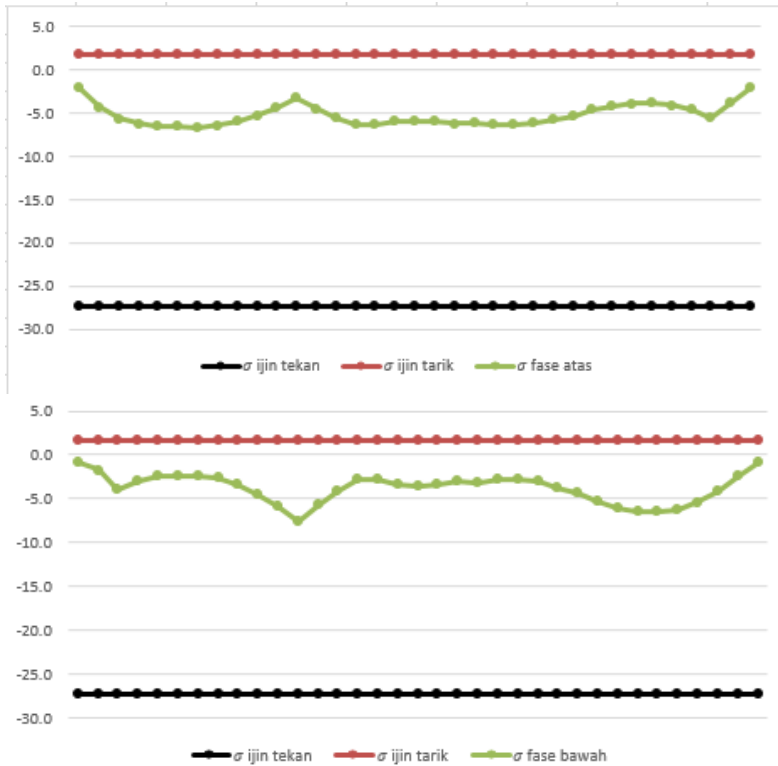
Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{43989,26 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} + \frac{43989,26 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{103121 \cdot 10^6 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -8,506 < \sigma_{ijin \text{ tarik}} = 1,69 \text{ MPa}$$

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  $M_t$  saat pemasangan segmen dengan momen terbesar pada Gambar 7.2





**Gambar 7.2** Grafik tegangan terhadap tegangan ijin akibat Mt ketika pelaksanaan

#### 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 ( $m^2$ )

$y$  = 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 cantilever*)

Dalam tugas akhir ini, sebagai contoh kontrol momen retak pada pelaksanaan akan di hitung ketika CS27 .

Penampang box girder :

$f_r$  = 1,69 MPa = 1690 KN/m<sup>2</sup>

$F$  = 43979,26 KN

$e$  = 1,00 m

$r^2$  = 3,401 m<sup>2</sup>

$Y_a$  = 1,2 m

$I$  = 30,1 m<sup>4</sup>

$M$  = 103121 KNm

Perhitungan Momen Crack

$$M_{cr} = 43979,26 \left( 1,00 + \frac{3,401}{1,2} \right) + \frac{1690 \cdot 30,1}{1,2}$$

$$M_{cr} = 210927,64 \text{ KNm}$$

Syarat

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

$$103121 \text{ KNm} < 1210927,64 \text{ KNm (OK)}$$

### 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)
- $\phi$  = 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 CS27.

Penampang box girder :

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

$$T = 43979,26 \text{ KN}$$

$$b_w = 7,15 \text{ m}$$

$$d = 3 \text{ m}$$

$$M = 103121 \text{ KNm}$$

Perhitungan tinggi tegangan tekan beton

$$a = \frac{43979,26}{0,85 \cdot 45500 \cdot 7,15}$$

$$a = 0,16 \text{ m}$$

Perhitungan Kemampuan Penampang

$$M_{M_u \text{ as-CL}} = 0,8 \left( 43979,26 \left( 3 - \frac{0,16}{2} \right) \right)$$

$$M_{M_u \text{ as-CL}} = 103752,39 \text{ KNm}$$

Syarat

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

$$43979,26 \text{ KNm} < 103752,39 \text{ KNm (OK)}$$

#### 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 ijinakan. 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.

Lendutan kebawah akibat beban terpusat (Beban Traveler)

$$\Delta_1 = 0,79 \text{ m}$$

Lendutan kebawah akibat beban sendiri

$$\Delta_2 = \frac{M.L^2}{3.E.I} = \frac{103121.10^6.(175.10^3)^2}{3.37892,61,30,1.10^{12}} = 152,6 \text{ mm}$$

Lendutan keatas akibat tondon prategang

Pada tumpuan

Gaya prategang efektif,  $F$  70141,5 KN

Eksentisitas tendon,  $e$  = 1,00 m

Pada ujung bentang

Gaya prategang efektif ,  $F = 21518,64 \text{ KN}$

Eksentisitas tendon terhadap tendon di tumpuan ,  $e = 1,00$

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

$$\Delta_3 = \frac{5 \cdot 21518,64 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot (175 \cdot 10^3)^2}{48 \cdot 37892,61 \cdot 30 \cdot 1,10^{12}} - \frac{21518,64 \cdot 10^6 \cdot (175 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 37892,61 \cdot 30 \cdot 1,10^{12}}$$

$$\Delta_3 = 524 \text{ mm}$$

Lendutan Total

$$\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 = 790 \text{ mm} + 152,6 \text{ mm} - 524 \text{ mm} = 418,6 \text{ mm}$$

Syarat :

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

$$418,6 \text{ mm} \leq \Delta_{ijin} = 447 \text{ mm (OK)}$$

## 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 untai), Dengan mengacu pada table VSL, berikut adalah jenis dan karakteristik tendon yang digunakan :

- Diameter = 15,24 mm
- Luas nominal (Aps) = 140 mm<sup>2</sup>
- Minimum breaking load = 260,7 KN
- Modulus elastisitas (Es) = 200.000 MPa

- Tendon unit = 6-37-37
- Min, breaking load (Fpu) = 7750 KN

Berdasarkan pada tabel spesifikasi tendon VSL tegangan maksimum yang diperbolehkan sebesar 0,9 Fpu 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

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

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

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

### 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.

$$H = 3000 \text{ mm}$$

$$A = 8,85 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$y_a = 1,2 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

$$y_b = 1,8 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

$$I = 30,10 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$M_{\max} = 255835,25 \text{ KNm}$$

$$M_{\min} = 150065,32 \text{ KNm}$$

$$e_{\text{atas}} = 1,00 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

$$e_{\text{bawah}} = 1,65 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

$$F_{\text{atas}} = 52087,86 \text{ KN}$$

$$F_{\text{bawah}} = 173626 \text{ KN}$$

Dengan menggunakan 20 tendon yang ditempatkan pada bawah badan box girder dan di tarik masing masing tendon sebesar 8681,31, maka ketika momen maksimum terjadi,  $M_{\max} = 255835,25 \text{ KNm}$ .

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

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{135812,97 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} - \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{255835,25 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -6,02 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{135812,97 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} + \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{255835,25 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

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

Ketika momen maksimum terjadi,  $M_{min} = 150065,32\ KNm$ .

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{135812,97 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} - \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{150065,32 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -1,803 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{135812,97 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} + \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{150065,32 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -16,09 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Dengan menggunakan 20 tendon yang ditempatkan pada bawah badan box maka ketika momen maksimum terjadi saat kabel putus satu,  $M_{max} = 255897,39\ KNm$ .

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{135810,24 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} - \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{255897,39 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -6,02 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{135810,24 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} + \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{255897,39 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -9,76 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Ketika momen maksimum terjadi,  $M_{min} = 177311,46\ KNm$ .

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{135810,24 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} - \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{177311,46 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -2,889 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{135810,24 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} + \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{177311,46 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -14,46 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

### 7.5.2 Kehilangan prategang perpendekan elastis beton

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

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

$$f_{ci} = -\frac{135812,97 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} - \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{255835,25 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -6,02 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Modulus Elastisitas Eci



$$E_{ci} = 4700 \sqrt{fc'}$$

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

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

Rasio Modulus Elastisitas n

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

Kehilangan prategang

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

$$\Delta_{ES} = 0,5 \cdot 5,28 \cdot 6,02$$

$$\Delta_{ES} = 15,89 \text{ MPa}$$

### 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 peraluan 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 :

$\Delta_a$  = Deformasi pengangkuran (mm)

$E_s$  = 200.000 MPa

L = panjang total kabel (mm)

Panjang tendon, L = 25 m

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

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

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

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

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

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

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

### 7.5.5 Kehilangan prategang akibat rangkak

Salah satu sifat beton adalah dapat mengalami tambahan regangan akibat beban tetap (mati) seiring dengan semakin bertambahnya waktu. Metode umum untuk memperhitungkan rangkak 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 rangkak 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 23 pada tahap bentang menerus : Ketika momen akibat beban mati terjadi pada segmen 28,

$$M_d = 105021,24 \text{ KNm}$$

$$F_{cds} = \frac{M \cdot e}{I}$$

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

$$F_{cds} = 6,52 \text{ MPa}$$

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

$$CR = 1,6 \cdot 5,28 (25,4 - 6,52)$$

$$CR = 193,14 \text{ MPa}$$

### 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 pratekan akibat susut pada beton adalah :

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

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 :

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

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

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

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

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

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

### 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 :

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

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

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

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

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

$$RE = 25,26 \text{ MPa}$$

## Kontrol Tegangan

Tegangan prategang efektif pada tendon

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

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

$$f_{se} = 1310,94 \text{ MPa}$$

Gaya prategang efektif pada tendon bawah

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

$$F_{se} = 24 \cdot 55.140.1340,51 \text{ Mpa}$$

$$F_{se} = 135812,97 \text{ KN}$$

Gaya prategang efektif pada tendon atas

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

Dengan menggunakan 20 tendon yang ditempatkan pada bawah badan box girder dan di tarik masing masing tendon sebesar 8681,31, maka ketika momen maksimum terjadi,  $M_{max} = 255835,25 \text{ KNm}$ .

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

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{135812,97 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} - \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{255835,25 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -6,02 < \sigma_{ijin \text{ tekan}} = -29,3 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{135812,97 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} + \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{255835,25 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

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

Ketika momen maksimum terjadi,  $M_{min} = 150065,32 \text{ KNm}$ .

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{135812,97 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} - \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{150065,32 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -1,803 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{135812,97 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} + \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{150065,32 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -16,09 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Dengan menggunakan 20 tendon yang ditempatkan pada bawah badan box maka ketika momen maksimum terjadi saat kabel putus satu,  $M_{max} = 255897,39\ KNm$ .

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{135810,24 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} - \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{255897,39 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -6,02 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{135810,24 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} + \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{255897,39 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -9,76 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Ketika momen maksimum terjadi,  $M_{min} = 177311,46\ KNm$ .

Serat atas

$$f_{ci} = -\frac{135810,24 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} - \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{177311,46 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -2,889 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

Serat bawah

$$f_{ci} = -\frac{135810,24 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} + \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{173626 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1600}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{177311,46 \cdot 10^6 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$f_{ci} = -14,46 < \sigma_{ijin\ tekan} = -29,3\ MPa$$

### 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 gide 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 :

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

$$F = 135812,97\ KN$$

$$e = 1,65\ m$$

$$r^2 = 3,4\ m^2$$

$$y_b = 1,8\ m$$

$$I = 30,1\ m^4$$

$$M_{max} = 255835,25\ KNm$$

Perhitungan Momen Crack

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

$$M_{cr} = 135812,97 \left( 1,65 + \frac{3,4}{1,8} \right) + \frac{4,03 \cdot 30,1}{1,8}$$

$$M_{cr} = 548121,69\ KNm$$

Syarat

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

$$255835,25\ KNm < 548121,69\ KNm\ (OK)$$

### 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 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.

Penampang box girder pada segmen 23 :

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

$$T = 135812,97 \text{ KN}$$

$$b_w = 7,15 \text{ m}$$

$$d = 3 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 255835,25 \text{ KNm}$$

Perhitungan tinggi tegangan tekan beton

$$a = \frac{135812,97}{0,85 \cdot 65000 \cdot 7,15}$$

$$a = 0,35 \text{ m}$$

Perhitungan Kemampuan Penampang

$$M_{M_{u, as-CL}} = 0,8 \left( 135812,97 \left( 3 - \frac{0,35}{2} \right) \right)$$

$$M_{M_{u, as-CL}} = 306874,03 \text{ KNm}$$

Syarat

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

$$255835,25 \text{ KNm} < 306874,03 \text{ KNm} \text{ (OK)}$$

#### 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 ijinakan. Berdasarkan RSNI T-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



$$\Delta_1 = \frac{M.L^2}{192.E.I} = \frac{255835,25 \cdot 10^6 \cdot (175 \cdot 10^3)^2}{192 \cdot 37892,61,30,1 \cdot 10^{12}} = 48,78 \text{ mm}$$

Lendutan keatas akibat tondong prategang

Pada tumpuan

Gaya prategang efektif,  $F = 135812,97 \text{ KN}$

Eksentisitas tendon,  $e = 1,65 \text{ m}$

Pada ujung bentang

Gaya prategang efektif,  $F = 111359,31 \text{ KN}$

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

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

$$\Delta_2 = \frac{5 \cdot 111359,31 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot (175 \cdot 10^3)^2}{48 \cdot 37892,61,30,1 \cdot 10^{12}} - \frac{111359,31 \cdot 10^6 \cdot (175 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 37892,61,30,1 \cdot 10^{12}}$$

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

Lendutan Total

$$\Delta_1 - \Delta_2 = 48,78 \text{ mm} - 253,56 \text{ mm} = -204,78 \text{ mm}$$

Syarat :

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

$$204,78 \text{ mm} \leq 437 \text{ mm} \quad (OK)$$

### 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,

$x_1$  = tebal pelat atas = 300 mm

$y_1$  = lebar pelat atas = 7000 mm

maka,

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

Pelat badan

$x_1$  = tebal badan = 400 mm

$y_1$  = lebar badan = 3150 mm

maka,

$$\eta_1 = \frac{0,35}{0,75 + \left[ \frac{400}{3150} \right]} = 0,40$$

Pelat bawah

$x_1$  = tebal pelat bawah = 300 mm

$y_1$  = lebar pelat bawah = 7000 mm

maka,

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

Konstanta torsi :

$$\begin{aligned} &= \sum \eta_1 \cdot x_1^2 y_1 \\ &= (0,44 \cdot 300^2 \cdot 7000) + (0,40 \cdot 400^2 \cdot 3150) + (0,44 \cdot 300^2 \cdot 7000) \\ &= 8798 \cdot 10^5 \end{aligned}$$

$$T_{cr} = 6\sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{10 \cdot \left( \frac{F}{A} \right)}{\sqrt{f'_c}} \cdot \sum \eta_1 \cdot x_1^2 y_1}$$

$$T_{cr} = 6\sqrt{65} \sqrt{1 + \frac{10 \cdot \left( \frac{135812,97}{8,85 \cdot 10^6} \right)}{\sqrt{65}} \cdot 8798 \cdot 10^5}$$

$$T_{cr} = 4,29 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$\phi T_{cr} = 0,7 \cdot 4,29 \cdot 10^{10} \text{ Nmm} = 3,01 \cdot 10^{10}$$

Torsi ijin

Berdasarkan SNI T-12-2004 Pasal 5.4.5 Tulangan puntir tidak diperlukan apabila :

$$\frac{T_u}{\phi T_c} < 0,25$$

$$\frac{2160,9 \cdot 10^6}{3,01 \cdot 10^{10}} < 0,25$$

$$0,092 < 0,25 \quad (OK)$$

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 MPa
$f_y$	= 400 MPa
Diameter tulangan	= 22 mm
Cover beton	= 50 mm
Tinggi efektif, $d$	= 2917 mm
Lebar badan, $b_w$	= 400 mm
Luas penampang	= $8,85 \cdot 10^6$ mm <sup>2</sup>
Inersia	= $30,1 \cdot 10^{12}$ mm <sup>4</sup>
F tendon atas	= 77427,90 kN
F tendon bawah	= 309711,60 kN
$e$ tendon atas	= 1,00 m
$e$ tendon bawah	= 1,65 m
$y_a$	= 1,2 m
$y_b$	= 1,8 m

Berdasarkan RSNI T-12-2004, kuat geser beton tidak boleh melebihi nilai terkecil dari 2 kondisi retak, yaitu Kondisi retak geser terlentur

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} b_w \cdot d + Vd + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

Dimana,

$Vd$  = gaya geser akibat beban mati tidak terfaktor

$V_i$  = gaya geser akibat beban luar tidak terfaktor

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{2} + f_{pe} - fd \right)$$

$$fd = \frac{M_d \cdot y_t}{I} = \frac{237666,12 \cdot 10^6 \cdot 1,8 \cdot 10^3}{30,1 \cdot 10^{12}} = 11,07 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} f_{pe} &= \frac{F}{A} + \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \\ &= \frac{387139,5 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} + \frac{77427,9 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{309711,6 \cdot 10^3 \cdot 1650 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}} \\ &= 61,18 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = \frac{30,1 \cdot 10^{12}}{1800} \left( \frac{\sqrt{65}}{2} + 61,18 - 11,07 \right) = 1091371 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} V_{ci} &= \frac{\sqrt{65}}{20} \cdot 400 \cdot 2917 + 11784,74 \cdot 10^3 + \frac{30671 \cdot 10^3 \cdot 1091371 \cdot 10^6}{789703,75 \cdot 10^6} \\ &= 54997,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kondisi retak geser bagian badan

Karena tendon posisi lurus (tidak ada bengkokan) maka nilai  $V_p$  adalah 0 atau tidak menahan geser.

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{f_c'} + f_{pe})bw \cdot d + V_p$$

$$= 0,3(\sqrt{65} + 61,18)400 \cdot 2917 + 0 = 42551,2 \text{ kN}$$

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

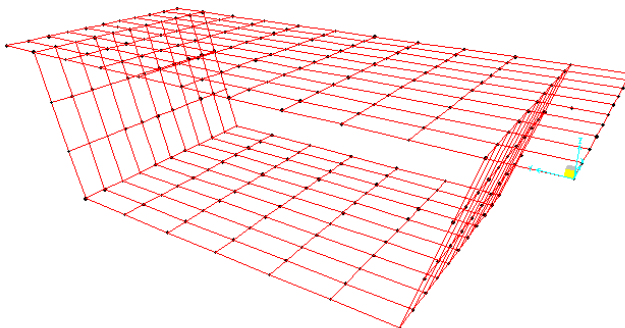
$$S_{\text{perlu}} = \frac{2,0 \cdot 25 \pi \cdot 22^2 \cdot 400 \cdot 4189}{294,733 \cdot 10^3} = 432,2 \text{ mm}$$

Maka dipasang sengkang 2D22-200

## Penulangan Arah Transversal

### 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 7.3



**Gambar 7.3** Permodelan box

Data perencanaan

$$f_c' = 65 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{diameter tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{cover beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif, } d = 259 \text{ mm}$$

$$\text{lebar badan, } b_w = 1000 \text{ mm}$$

Tumpuan

$$M_u = 322,06 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_u/0,8 = 537,77 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n/b \cdot d^2 = 8,02$$

$$m = f_y/0,85 \cdot f_c' = 7,602$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0033$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c' - 30) = 0,57$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0,044$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,0331$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = 0,0207$$

Karena  $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$  maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 5361,3 \text{ mm}^2$$

Dipasang D22-50 dengan  $A_s = 7353 \text{ mm}^2$  (memenuhi)

Lapangan

$$M_u = 155,02 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_u/0,8 = 193,78 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n/b \cdot d^2 = 728,75 \cdot 10^6 / (1000 \cdot 259^2) = 2,89$$

$$m = f_y/0,85 \cdot f_c' = 7,602$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0033$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c' - 30) = 0,57$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0,044$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,0331$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = 0,0071$$

Karena  $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$  maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$

As perlu =  $\rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 1831,4 \text{ mm}^2$

Dipasang D22-40 dengan  $A_s = 9675 \text{ mm}^2$  (memenuhi)

### Penulangan web

Data perencanaan

$f_c'$	= 65 MPa
$f_y$	= 420 MPa
diameter tulangan	= 22 mm
cover beton	= 30 mm
tinggi efektif, d	= 359 mm
lebar badan, bw	= 1000 mm

$$M_u = 591,61 \text{ kNm}$$

$$M_n = M_u / 0,8 = 739,5 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n / b \cdot d^2 = 5,738$$

$$m = f_y / 0,85 \cdot f_c' = 7,602$$

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 0,0033$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c' - 30) = 0,57$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0,044$$

$$\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,0331$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = 0,0145$$

Karena  $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}}$

As perlu =  $\rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 5189,8 \text{ mm}^2$

Dipasang D22-50 dengan  $A_s = 7353 \text{ mm}^2$  (memenuhi)

## 7.7 Penulangan Blok Ujung

### 7.7.1 Tendon atas

Data perencanaan

Tendon unit 6-37

Min.breaking load = 9646 kN

$f_c$  = 65 MPa

$f_{ci}$  = 45.5 MPa



$f_y$	= 400 MPa
diameter tulangan	= 22 mm
selimut beton	= 30 mm
spasi tulangan	= 100 mm

Untuk tendon 6-37

$$F_o = 0.8 \cdot f_{pu} \\ = 0.8 \cdot 9646 = 7716.8 \text{ kN}$$

Tegangan ijin tarik saat transfer

$$\sigma_{\text{tarik}} = 0,25 \sqrt{f_{ci}'} \\ = 0,25 \cdot \sqrt{45.5} \\ = 1,686 \text{ Mpa (diusahakan tidak ada tarik)}$$

Tegangan tarik terjadi

$$0,18 f = 0,18 F_o / A \text{ (T.YLin hal 309)} \\ = 0,18 \cdot 7716.8 \cdot 10^3 / 770.754 \\ = 2.392 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik yang dipikul tulangan

$$2.392 - 0 = 2.392 \text{ MPa}$$

Gaya tarik yang dipikul tulangan

$$2.392 \text{ MPa} \times 200 \text{ mm} \times 770 \text{ mm} = 368368 \text{ N}$$

$$A_{S\text{perlu}} = 368368 \text{ N} / 400 \text{ MPa} = 920.92 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{0,25 \pi \cdot 22^2 \cdot 400 \cdot 770}{368368} = 317.675 \text{ mm}$$

Maka sengkang D22-200 telah mencukupi kebutuhan (lihat gambar 4.94).

### 7.7.2 Tendon bawah

Data perencanaan

Tendon unit 6-37

Min.breaking load	= 9646 kN
$f_c'$	= 65 MPa
$f_y$	= 400 MPa
diameter tulangan	= 16 mm
selimut beton	= 30 mm
spasi tulangan	= 100 mm

Untuk tendon 6-37

$$F_o = 0,8 \text{ fpu} = 0,8 \cdot 9646 = 7716,8 \text{ kN}$$

Tegangan ijin tarik beton saat servis

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tarik}} &= 0,5 \sqrt{f_c'} \\ &= 0,5 \cdot \sqrt{65} \\ &= 4,0311 \text{ MPa (diusahakan tidak ada tarik)}\end{aligned}$$

Tegangan tarik terjadi

$$\begin{aligned}0,18 f &= 0,18 F_o/A \\ &= 0,18 \cdot 7716,8 \cdot 10^3 / 896 \cdot 800 \\ &= 1,925 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Tegangan tarik yang dipikul tulangan

$$1,925 - 0 = 1,925 \text{ MPa}$$

Gaya tarik yang dipikul tulangan

$$1,925 \text{ MPa} \times 200 \text{ mm} \times 896 \text{ mm} = 344960 \text{ N}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 344960 \text{ N} / 400 \text{ MPa} = 862,4 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{perlu}} = \frac{0,25 \pi \cdot 22^2 \cdot 400 \cdot 896}{344960} = 394,742 \text{ mm}$$

Maka sengkang D22-200 telah mencukupi kebutuhan (lihat gambar 4.94).

### 7.7.3 Kontrol dimensi blok ujung

#### Tendon atas

Data perencanaan

Tendon 6-37

$$\text{Min. breaking load} = 9646 \text{ kN}$$

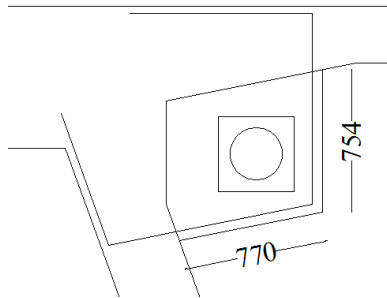
$$f_c' = 65 \text{ MPa}$$

$$\text{lebar blok ujung, } b = 770 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi blok ujung, } h = 754 \text{ mm}$$

$$\text{panjang blok ujung, } p = 1000 \text{ mm}$$

untuk desain penampang lihat gambar 7.4



**Gambar 7.4** Penulangan blok ujung atas

Untuk tendon 6-37

$$F_o = 0,8 f_{pu} \\ = 0,8 \cdot 9646 = 7716,8 \text{ kN}$$

Luas geser blok ujung

$$A = (b+h) \cdot p = (770+754) \cdot 1000 = 1524000 \text{ mm}^2$$

Kemampuan geser blok ujung

$$F = A \cdot f_c' = 1524000 \times 65 = 99060000 \text{ N}$$

Syarat,

$$F > F_o$$

$$99060 \text{ kN} > 7761,8 \text{ kN} \text{ (memenuhi)}$$

### **Tendon bawah**

Data perencanaan

Tendon unit 6-37

$$\text{Min. breaking load} = 9646 \text{ kN}$$

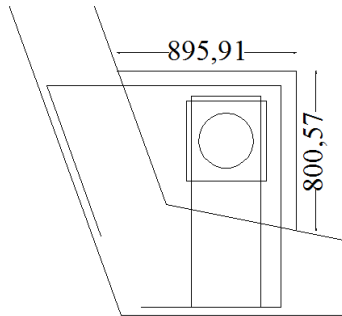
$$f_c' = 65 \text{ MPa}$$

$$\text{lebar blok ujung, } b = 896 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi blok ujung, } h = 800 \text{ mm}$$

$$\text{panjang blok ujung, } p = 1000 \text{ mm}$$

untuk desain lihat gambar 7.5



**Gambar 7.5** Penulangan blok ujung bawah

Untuk tendon 6-37

$$F_o = 0,8 f_{pu} \\ = 0,8 \cdot 9646 = 7716,8 \text{ kN}$$

Luas geser blok ujung

$$A = (b+h) \cdot p = (896+800) \cdot 1000 = 1696000 \text{ mm}^2$$

Kemampuan geser blok ujung

$$F = A \cdot f_c' = 1696000 \cdot 65 = 110240000 \text{ N}$$

Syarat,

$$F > F_o$$

$$110240 \text{ kN} > 11471 \text{ kN (memenuhi)}$$

### 7.8 Perencanaan Shear Key Joint

Dimensi bidang geser tiap segmen

$$\text{Flens atas} = 593,2 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

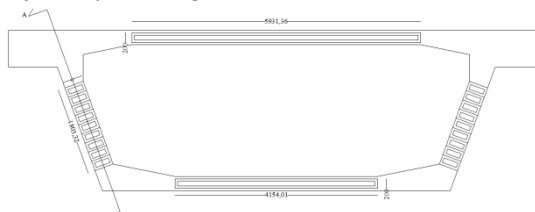
$$\text{Flens bawah} = 415,4 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

$$\text{Web} = 18 \times 40 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

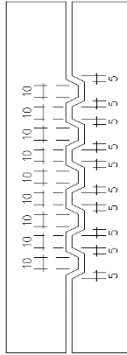
Luas beton yang memikul geser

$$A_c = (593,2 \times 20) + (415,4 \times 20) + (18 \times 40 \times 20) \\ = 34572 \text{ cm}^2$$

Untuk lebih jelasnya lihat gambar 7.6 dan 7.7



**Gambar 7.6** Rencana shear-key joint



**Gambar 7.7** Potongan shear key

Gaya maksimum yang bekerja pada joint antar segmen

$$V_u = 18313.92 \text{ kN}$$

$$M_u = 255835.3 \text{ kN}$$

Data perencanaan

$$f_c' = 65 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{diameter tulangan} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{cover beton} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{tinggi efektif, } d = 3198 \text{ mm}$$

$$\text{lebar badan, } bw = 10898 \text{ mm}$$

$$\text{luas penampang} = 8.85 \cdot 10^8 \text{ mm}^2$$

$$\text{inersia} = 30.1 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$F \text{ tendon atas} = 52087.86 \text{ kN}$$

$$F \text{ tendon bawah} = 10163 \text{ kN}$$

$$e \text{ tendon atas} = 1000 \text{ mm}$$

$$e \text{ tendon bawah} = 1600 \text{ mm}$$

$$y_a = 1200 \text{ mm}$$

$$y_b = 1800 \text{ mm}$$

Berdasarkan RSNI T-12-2004 ps 6.8.10.2, kuat geser beton tidak boleh melebihi nilai terkecil dari 2 kondisi retak, yaitu :

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} bw \cdot d + Vd + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

Dimana,

$V_d$  = gaya geser akibat beban mati tidak terfaktor

$V_i$  = gaya geser akibat beban luar tidak terfaktor

$$M_{cr} = \frac{I}{yt} \left( \frac{\sqrt{fc'}}{2} + fpe - fd \right)$$

$$fd = \frac{Md.yt}{I} = \frac{255835,3 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 10^3}{30,1 \cdot 10^{12}} = 13,59 \text{ MPa}$$

$$fpe = \frac{F}{A} + \frac{F.e.y}{I}$$

$$= \frac{225713,86 \cdot 10^3}{8,85 \cdot 10^6} + \frac{52087,86 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 1200}{30,1 \cdot 10^{12}} + \frac{173626,10^3 \cdot 1600 \cdot 1800}{30,1 \cdot 10^{12}}$$

$$= 44,193 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{30,1 \cdot 10^{12}}{1800} \left( \frac{\sqrt{65}}{2} + 44,193 - 13,59 \right) = 579159,59 \text{ kNm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{65}}{20} \cdot 10898,3198 + 7555,77 \cdot 10^3 + \frac{12709,1 \cdot 10^3 \cdot 579159,59 \cdot 10^6}{255835,3 \cdot 10^6}$$

$$= 50375,823 \text{ kN}$$

Kondisi retak geser bagian badan

Karena tendon posisi lurus (tidak ada bengkokan) maka nilai  $V_p$  adalah 0 atau tidak menahan geser.

$$V_{cw} = 0,3 \left( \sqrt{fc'} + fpe \right) bw \cdot d + V_p$$

$$= 0,3 \left( \sqrt{65} + 44,193 \right) 10898,3198 + 0 = 546357 \text{ kN}$$

Karena  $V_{ci} < V_{cw}$  maka digunakan  $V_{ci}$  sebagai  $V_c$

$$\phi(V_c + V_s) > V_u$$

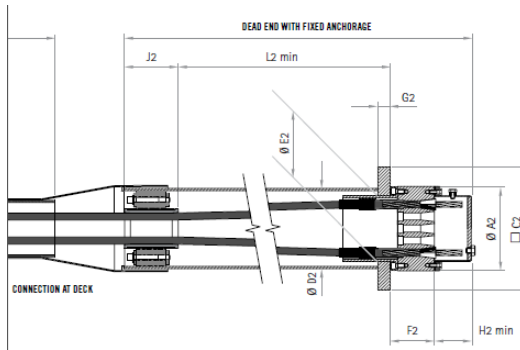
$$0,75(50375) > 18313,92 \text{ kN}$$

$$37781,25 \text{ kN} > 18313,92 \text{ kN (OK)}$$

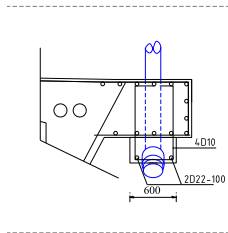
Maka tidak diperlukan tulangan geser tambahan.

## 7.9 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 7.8 dan Gambar 7.9. Spesifikasi teknis dan karakteristik dapat dilihat Tabel 7.2



**Gambar 7.8** Detail anker VSL SSI 2000 untuk box girder



**Gambar 7.9** Contoh letak anker box

**Tabel 7.2** Spesifikasi teknis anker VSL SSI 2000

TENDON UNIT	Dead End									Stay Pipe	
	ØA2 mm	C2 mm	ØD2 mm	ØE2 mm	F2 mm	G2 mm	H2 min mm	J2 mm	L2min mm	ØA3 mm	TENDON UNIT
6-12	185	260	177.8/4.5	150	105	35	105	160	900	125/4.9	6-12
6-19	230	335	219.1/6.3	190	120	50	105	180	1,200	140/5.4	6-19
6-22	250	355	219.1/6.3	205	120	50	105	210	1,350	160/6.2	6-22
6-31	280	415	244.5/6.3	230	145	60	105	210	1,550	160/6.2	6-31
6-37	300	455	273/6.3	255	170	70	105	210	1,750	180/5.6	6-37
6-43	340	505	323.9/7.1	285	175	75	105	210	2,000	200/6.2	6-43
6-55	380	550	323.9/7.1	310	195	75	105	260	2,050	200/6.2	6-55
6-61	380	585	355.6/8	330	215	85	105	260	2,250	225/7.0	6-61
6-73	430	650	406.4/8.8	370	215	95	120	290	2,450	250/7.8	6-73
6-85	430	685	406.4/8.8	370	245	110	120	290	2,600	250/7.8	6-85
6-91	480	730	457/10	420	255	110	120	320	2,800	280/8.7	6-91
6-109	495	775	457/10	420	265	120	120	320	3,000	315/9.8	6-109
6-127	550	845	508/11	475	315	130	120	340	3,350	315/9.8	6-127

Contoh perhitungan angker digunakan S6 yang mempunyai gaya paling besar. Adapun data perencanaan sebagai berikut :

$$T = 4517 \text{ kN}$$

$$H = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Ø}A2 = 430 \text{ mm}$$

$$A1 = H \times H \text{ mm} \\ = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$C2 = 650 \text{ mm}$$

$$A2 = C2 \times C2 - \text{Area } \text{Ø}A2 \\ = (650 \times 650) - (0,25 \cdot \pi \cdot 430^2) \\ = 277353,5 \text{ mm}^2$$

$$f_{ci} = 0,7 \times f'_c = 0,7 \times 65 = 45,5 \text{ Mpa}$$

$$f_{cp} = 0,8 \cdot f_{ci} \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} - 0,2 \\ = 0,8 \cdot 45,5 \sqrt{\frac{640000}{277353,5}} - 0,2 \\ = 52,843 \text{ Mpa}$$

Tegangan dibawah pelat angker :

$$f_t = \frac{P}{A_2} = \frac{4517}{277353,5} = 16,28 \text{ Mpa} < f_{cp} \text{ ....OK}$$

Untuk perhitungan masing-masing angker ditampilkan pada tabel 7.3 berikut ini.



**Tabel 7.3** Kontrol tegangan beton pada saat *stressing*

No	STR pakai	VSL	Gaya	fcp	ft	kontrol
	(unit)	(unit)	(N)	(Mpa)	(Mpa)	(ft<fcp)
M1	94	109	491768.7	42.567	1.204488	OK
M2	88	91	836780.5	46.30097	2.376974	OK
M3	84	85	1585123	48.49308	4.89117	OK
M4	80	85	2105278	48.49308	6.496197	OK
M5	76	85	3273542	48.49308	10.10108	OK
M6	72	73	4051869	52.84303	14.60904	OK
M7	67	73	4517000	52.84303	16.28608	OK
M8	63	73	4421315	52.84303	15.94108	OK
M9	58	61	3800735	58.65185	16.60645	OK
M10	54	55	2373384	64.94753	12.54789	OK
M11	51	55	2067448	64.94753	10.93043	OK
M12	50	55	224125.3	64.94753	1.184933	OK
S2	59	61	2590449	58.65185	11.31838	OK
S3	57	61	2757291	58.65185	12.04736	OK
S4	54	55	2778289	64.94753	14.6886	OK
S5	52	55	2132535	64.94753	11.27454	OK
S6	50	55	607712.1	64.94753	3.212926	OK

Kebutuhan tulangan pencar

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \cdot T \cdot \left(1 - \frac{c^2}{H}\right)$$

$$= 0,25 \cdot 4517 \cdot \left(1 - \frac{650}{800}\right) = 211.7344 \text{ kN}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5(h-2e)$$

$$= 0,5 \cdot (800 - 2 \cdot 0) = 400 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang penutup D13 dengan  $A_s = 132.665 \text{ mm}^2$

$$A_s \text{ perlu} = T_{\text{pencar}} / f_y$$

$$= 211734.4 / 400 = 529.336 \text{ mm}^2$$

$n = A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai}$   
 $= 529.336 / 132.665 = 3.99 \sim 4$  sengkang dekat ujung angkur  
 spasi antar sengkang

$$s = d_{\text{pencar}} / n$$

$$= 400 / 3.99 = 100.25 \sim 100 \text{ mm}$$

maka dipasang sengkang 4D13-100

Untuk mencegah pecah (*spalling*), dipasang tulangan dengan kuat tarik 2%T

$$2\%T = 2\% \cdot 4517 \text{ kN} = 90.34 \text{ kN}$$

$$\text{As perlu} = 2\% T / f_y$$

$$= 90340 / 400 = 225.85 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 dengan As = 132.665 mm<sup>2</sup>

$$n = \text{As perlu} / \text{As pakai}$$

$$= 225.85 / 132.665 = 1.7 \sim 2 \text{ buah tulangan U}$$

### 7.10 Perencanaan Perletakan Pada Gelagar

Pada modifikasi jembatan Kali Bambang ini akan digunakan perletakan jembatan yang berfungsi meneruskan beban dari bangunan atas ke bangunan bawah jembatan. Perletakan yang digunakan pada jembatan ini merupakan pelat baja sirkular (pot bearing). Dengan penggunaan perletakan pot bearing tersebut akan mampu mengakomodasi perpindahan arah akibat beban yang ada.

Asumsi perletakan yang digunakan dalam permodelan modifikasi ini adalah rol-rol di kedua ujung gelagar seperti terlihat pada gambar



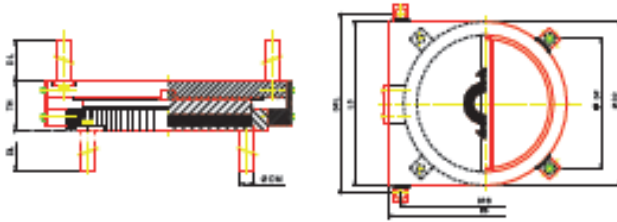
**Gambar 7.10** Asumsi perletakan jembatan

Dari hasil analisa MIDAS/CIVIL diperoleh gaya pada perletakan sebesar :

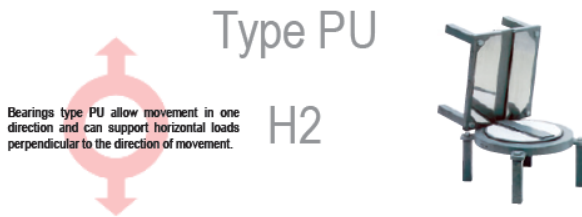
$$H = 18313.919 \text{ kN}$$

$$V = 3105.90 \text{ kN}$$

Dari hasil reaksi *vertical* pada perletakan pot bearing, maka akan direncanakan *unidirectional pot bearing* VSL tipe PU 2000/1400/H2 EN dengan jumlah 4 buah. Dimensi dan spesifikasi dapat dilihat pada gambar 7.11 dan tabel 7.4



Gambar 7.11 Potongan port bearing

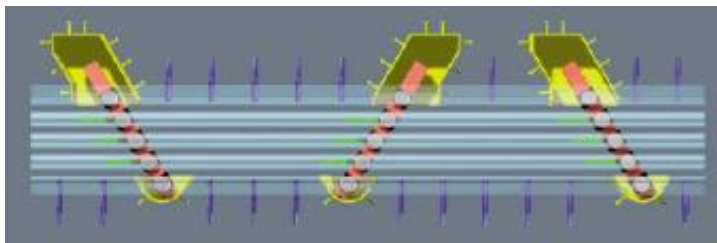


### Bearings according to Euronorm EN 1337

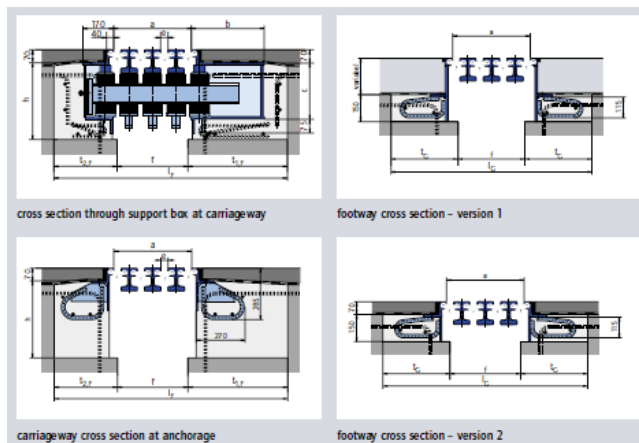
BEARING TYPE	V MAX ULS (kN)	H MAX ULS (kN)	V MAX SLS (kN)	H MAX SLS (kN)	V min SLS, ULS (kN)	Aprox. Weight (kg)
PU 100/70/H2 EN	977	210	700	140	350	40
PU 200/140/H2 EN	1.953	420	1.400	280	700	57
PU 300/220/H2 EN	3.069	660	2.200	440	1.100	101
PU 390/280/H2 EN	3.906	840	2.800	560	1.400	135
PU 490/350/H2 EN	4.883	1.050	3.500	700	1.750	172
PU 630/450/H2 EN	6.278	1.350	4.500	900	2.250	249
PU 700/500/H2 EN	6.975	1.500	5.000	1.000	2.500	320
PU 840/600/H2 EN	8.370	1.800	6.000	1.200	3.000	377
PU 900/650/H2 EN	9.068	1.950	6.500	1.300	3.250	421
PU 1000/700/H2 EN	9.765	2.100	7.000	1.400	3.500	450
PU 1120/800/H2 EN	11.160	2.400	8.000	1.600	4.000	515
PU 1200/850/H2 EN	11.858	2.550	8.500	1.700	4.250	559
PU 1320/950/H2 EN	13.253	2.850	9.500	1.900	4.750	633
PU 1400/1000/H2 EN	13.950	3.000	10.000	2.000	5.000	670
PU 1535/1100/H2 EN	15.345	3.300	11.000	2.200	5.500	843
PU 1700/1200/H2 EN	16.740	3.600	12.000	2.400	6.000	926
PU 1800/1300/H2 EN	18.135	3.900	13.000	2.600	6.500	1.042
PU 2000/1400/H2 EN	19.530	4.200	14.000	2.800	7.000	1.150
PU 2100/1500/H2 EN	20.925	4.500	15.000	3.000	7.500	1.287
PU 2250/1600/H2 EN	22.320	4.800	16.000	3.200	8.000	1.428
PU 2400/1700/H2 EN	23.715	5.100	17.000	3.400	8.500	1.559
PU 2500/1800/H2 EN	25.110	5.400	18.000	3.600	9.000	1.677
PU 2650/1900/H2 EN	26.505	5.700	19.000	3.800	9.500	1.780
PU 2800/2000/H2 EN	27.900	6.000	20.000	4.000	10.000	1.913
PU 3000/2200/H2 EN	30.690	6.600	22.000	4.400	11.000	2.367

### 7.11 Perencanaan *Expansion Joint*

Untuk mengantisipasi deformasi arah longitudinal diperlukan *expansion joint* pada kedua sisi *abutment* yang menyambungkan gelagar dengan oprit jembatan. Digunakan jenis *expansion joint* yang mensupport perpindahan ke satu sisi longitudinal jembatan saja. Untuk lebih jelasnya lihat gambar 7.12 dan gambar 7.13.



**Gambar 7.12** Jenis *expansion joint* (MAURER swivel-joint)



**Gambar 7.13** Detail *expansion joint* (MAURER swivel-joint)

Dari hasil analisa MIDAS/CIVIL diperoleh perpindahan max arah longitudinal pada ujung gelagar sebesar :

$$dx = 269 \text{ mm}$$

maka digunakan tipe expansion joint DS320 dengan toleransi perpindahan sebesar 269 mm. untuk spesifikasi dan dimensinya dapat dilihat pada table 7.4

**Tabel 7.4** Dimensi dan spesifikasi expansion joint

n	type	a [mm]	b [mm]	c [mm]	h [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	t <sub>G</sub> [mm]	f <sub>min</sub> [mm]	f <sub>max</sub> [mm]	l <sub>f</sub> [mm]	l <sub>G</sub> [mm]
2	DS160	150	215	290	420	350	350	115	130	815	815
3	DS240	270	255	300	430	395	380	225	250	1015	985
4	DS320	390	285	310	440	435	390	300	370	1170	1080
5	DS400	510	355	320	450	510	400	410	490	1430	1270
6	DS480	630	380	330	460	550	410	520	610	1620	1340
7	DS560	750	410	340	470	590	420	630	730	1810	1470
8	DS640	870	430	350	480	620	430	740	850	1980	1600
9	DS720	990	460	360	490	660	440	850	970	2170	1730
10	DS800	1110	490	370	500	690	450	960	1090	2340	1860
11	DS880	1230	515	380	510	730	460	1070	1210	2530	1990
12	DS960	1350	550	390	520	770	470	1180	1330	2720	2120
13	DS1040	1470	585	400	530	820	480	1290	1450	2930	2250
14	DS1120	1590	615	410	540	860	490	1400	1570	3120	2380
15	DS1200	1710	645	420	550	900	500	1510	1690	3310	2510

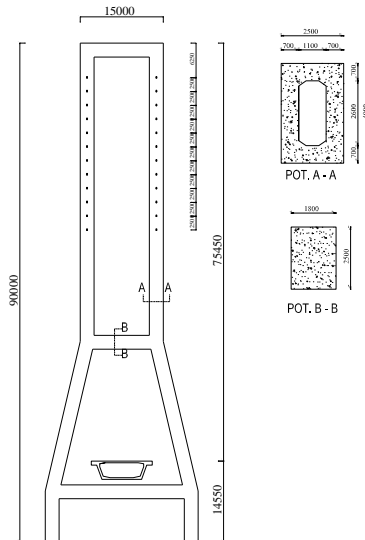
## BAB VIII STRUKTUR PYLON

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 analisisnya 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 H

Dalam perhitungan kebutuhan tulangan pada struktur *pylon* akan dibagi menjadi empat bagian yaitu kaki pylon, kaki miring pylon, kolom pylon, dan pengaku pylon. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.1.



Gambar 8.1 Struktur *pylon* tipe H

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, Tabel 8.3 dan tabel 8.4.

**Tabel 8.1** Gaya dalam pada kaki *pylon*

	Aksial	Shear Y	Shear Z	Torsion	Moment Y	Momen Z
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Kuat 1						
max	-39011.6	8418.89	-20044.4	72948.49	-2605.96	48362.81
min	-40166.9	-6359.43	-20644.3	-58391.7	-147830.3	-32908.77
Kuat 3						
max	-34651.9	4688.93	-17718.3	50834.22	-25859.41	31312.78
min	-36794.5	-6334.73	-18388.9	-50923.5	-138841.6	-27733.34
Kuat 4						
max	-35157.2	5511.8	-17753.9	50879.89	-25859	29521.07
min	-36289.1	-5511.85	-18353.2	-50877.7	-138618.4	-29525.04
Kuat 5						
max	-34975.8	5216.14	-17741.3	50863.48	-25868.5	30164.85
min	-36470.5	-5807.52	-18365.8	-50894.2	-138680.6	-28881.26
Ekstrem 1 (x)						
max	-25659.6	7938.26	-11194	83211.02	30366.56	41245.77
min	-26796.6	-4128.3	-11793.6	-26763.8	-58521.88	-23978.6
Ekstrem 1 (y)						
max	-23887.1	9671.85	-15614.9	65513.69	-3629.45	43785.89
min	-25025.7	-2394.75	-16215.3	-44458.2	-113231	-21435.36
Layan 1						
max	-30331.1	5793.13	-15192.7	52234.21	-8770.33	34706.73
min	-31551.2	-5037.79	-15711.9	-43561	-116175	-24448.49

**Tabel 8.2** Gaya dalam pada kaki miring *pylon*

	Aksial	Shear Y	Shear Z	Torsion	Moment Y	Momen Z
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Kuat 1						
max	-22699.7	679.74	411.84	8996.41	30745.24	22875.47
min	-28320.5	-269.4	-2106.34	-5349.1	-24018.39	-3634.41
Kuat 3						
max	-20536.3	140.86	-443.46	5664.96	25949.45	9359.35
min	-26982.9	-924.66	-2966.39	-5416.05	-26127.43	-6952.74
Kuat 4						
max	-20982.6	76.83	-445.47	5540.93	26033.48	8103.95
min	-26536.6	-851.09	-2964.07	-5540.04	-26039.99	-8208.16
Kuat 5						
max	-20822.7	92.55	-444.74	5585.49	26003.29	8555.03
min	-26696.5	-876.36	-2964.9	-5495.49	-26071.41	-7757.07
Ekstrem 1 (x)						
max	-9977.41	672.85	2026.84	10446.46	76939.13	19177.62
min	-15546.9	-257.42	-491.33	-1541.53	-8032.6	106.96
Ekstrem 1 (y)						
max	-9049.04	1321.68	495.86	8331.19	42595.71	26778.48
min	-14621	388.92	-2022.32	-3657.8	-19783.7	7301.68
Layan 1						
max	-17821.6	451.81	107.46	6274.04	25501.73	15258.36
min	-22666.4	-341.08	-1991.02	-4027.11	-20334.61	-3061.5



**Tabel 8.3** Gaya dalam pada kolom *pylon*

	Aksial	Shear Y	Shear Z	Torsion	Moment Y	Momen Z
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Kuat 1						
max	1185.78	78.35	4585.19	4286.6	34171.56	4727.83
min	-20011.2	-63.41	-1161.1	-520.56	-10540.04	-1803.07
Kuat 3						
max	361.9	55.23	2961.39	1773.94	24956.63	2266.63
min	-20617.3	-55.23	-1229.02	-2108.87	-12085.82	-2478.75
Kuat 4						
max	354.43	55.23	2912.54	1941.31	24776.59	2372.5
min	-19983	-55.23	-1210.61	-1941.51	-12080.48	-2372.84
Kuat 5						
max	357.12	55.23	2930.09	1881.17	24837.54	2334.46
min	-20210.9	-55.23	-1217.21	-2001.65	-12081.81	-2410.89
Ekstrem 1 (x)						
max	3644.22	592.56	4067.95	3847.29	55553.82	13894.46
min	-10256.5	129.15	-98.4	-292.73	-542.6	1736.59
Ekstrem 1 (y)						
max	5217.09	1528	3731.07	3573.84	36782.87	35330.04
min	-12881.4	256.15	-593.17	-565.72	-6152.05	4659
Layan 1						
max	607.67	56.51	3303.81	2878.18	26260.54	3225.14
min	-16169	-47.59	-829.1	-725.72	-8071.79	-1537.83

**Tabel 8.4** Gaya dalam pada pengaku *pylon*

	Aksial	Shear Y	Shear Z	Torsion	Moment Y	Momen Z
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
Kuat 1						
max	78.35	10973.37	21539.08	1015.89	117838.36	45770.87
min	-4925.08	-8326.89	-16661.6	125.38	-67609.06	-50236.38
Kuat 3						
max	55.23	7218.26	14310.35	83.87	78698.87	29222.19
min	-4379.77	-7183.05	-14208.4	-75.39	-58226.43	-42960.37
Kuat 4						
max	55.23	7200.58	14259.64	0.75	78698.91	29046.92
min	-4379.76	-7200.73	-14259.1	-0.45	-57719.32	-42960.38
Kuat 5						
max	55.23	7206.93	14277.86	30.16	78698.9	29108.92
min	-4379.76	-7194.38	-14240.9	-27.38	-57901.53	-42960.38
Ekstrem 1 (x)						
max	1215.92	13142.32	21131.59	387.59	117479.49	54841.16
min	-3175.3	-2619.37	-10076.1	58.98	-39840.89	-17152.89
Ekstrem 1 (y)						
max	1765.19	9940.02	18395.56	633.36	97945.03	42271.04
min	-4123.96	-5821.27	-12812.5	113.41	-47690.26	-36630.12
Layan 1						
max	56.51	7671.53	15314.08	583.8	83565.05	31770.17
min	-3844.4	-6081.49	-12371.6	72.66	-50232.37	-36750.08

### 8.1.1 Analisa penampang kaki *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 :

$$P_u = 40166,85 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 9671,85 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = 20644,3 \text{ kN}$$

$$M_t = 83211,02 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 147830,25 \text{ kNm}$$

$$M_{uz} = 48362,81 \text{ kNm}$$

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.

The screenshot displays two windows from the MIDAS CIVIL software. The 'Section Data' window on the left shows the configuration for a section named 'pylon'. It is an 'R-Octagon' section with a 'Built-Up Section' type. The 'DB Name' is set to 'AISC2K(US)'. The 'Number of Cell' is 1. The 'Section Properties' window on the right shows a table of properties for this section.

	Value	Unit
Area	7.260000e+000	m <sup>2</sup>
Asy	3.560000e+000	m <sup>2</sup>
Asz	3.700000e+000	m <sup>2</sup>
Ixx	9.685694e+000	m <sup>4</sup>
Iyy	1.189560e+001	m <sup>4</sup>
Izz	4.948250e+000	m <sup>4</sup>
Cyp	1.250000e+000	m
Cym	1.250000e+000	m
Czp	2.000000e+000	m
Czm	2.000000e+000	m
DyB	2.958929e+000	m <sup>2</sup>
DzB	1.971964e+000	m <sup>2</sup>
Pert.0	1.300000e+001	m
Pert.1	6.842221e+000	m
Center.y	1.250000e+000	m
Center.z	2.000000e+000	m
y1	-1.250000e+000	m
y2	2.000000e+000	m
y3	1.250000e+000	m
z3	-2.000000e+000	m
y4	-1.250000e+000	m
z4	-2.000000e+000	m

**Gambar 8.2** *Section properties* penampang *pylon*

Mutu beton ( $f'_c$ )	: 60 Mpa
Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 420 Mpa
Luas penampang ( $A_g$ )	: 7,26 m <sup>2</sup>
Inersia arah y ( $I_y$ )	: 1,19 m <sup>4</sup>
Inersia arah z ( $I_z$ )	: 4,95 m <sup>4</sup>
Modulus elastisitas	: $4700\sqrt{f'_c} = 36406,04$ Mpa

Cek pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan, kontrol kelangsingan boleh diabaikan jika memenuhi syarat sebagai berikut :

a. Arah X (*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 (9 m)

r = jar-jari girasi penampang (m)

$$= \sqrt{I_z/A} = \sqrt{4,95/7,26} = 0,826 \text{ m}$$

Maka,

$$1,9/0,826 > 34 - 12(48362,81/32908,77)$$

10,9 < 16,37 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 (9 m)

r = jar-jari girasi penampang (m)

$$= \sqrt{I_y/A} = \sqrt{1,19/7,26} = 0,164 \text{ m}$$

Maka,  
 $2 \cdot 9 / 0,164 > 22$

109,76 > 22 maka dianalisa sebagai kolom langsing  
 Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan  
 berdasarkan rangka bergoyang dengan sebagai berikut.

$$EI = \frac{0,4Ecl_y}{1+\beta d} \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 36406,04 \times 10^6 \times 1,19}{1+0,5}$$

$$EI = 0,116 \times 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$(k.lu)^2 = (2 \times 9)^2 = 324 \text{ m}^2$$

$$P_{cy} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k.lu)^2}$$

$$P_{cy} = \frac{\pi^2 0,116 \cdot 10^{11}}{324} = 353356207 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$C_m \geq 1$  (untuk kolom tanpa pengaku lateral)

$$\delta_{nsy} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{cy}}} = \frac{1}{1 - \frac{40166,85}{0,75 \times 353356207}}$$

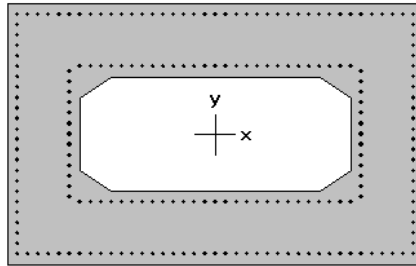
$$\delta_{nsy} = 1,0002 > 1$$

Momen desain

$$\begin{aligned} M_{cy} &= \delta_{nsz} \times M_{uy} \\ &= 1,0002 \times 147830,25 \\ &= 147852,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

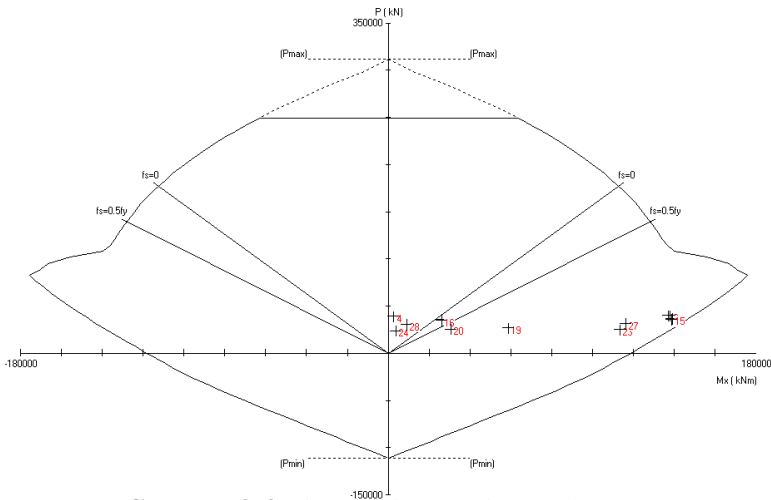
Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D43 dan tulangan transversal menggunakan D19, dengan mutu baja tulangan  $f_y$  420 Mpa. Kemudian kebutuhan tulangan akan direncanakan dan

dianalisa menggunakan *spColumn*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.3 dan Gambar 8.4.



4000 x 2500 mm  
4.04% reinf.

**Gambar 8.3** Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*



**Gambar 8.4** Diagram interaksi *spColumn*

Dari hasil analisa didapat :  
202 buah D43 (4,04%)  
 $A_s = 293225 \text{ mm}^2$

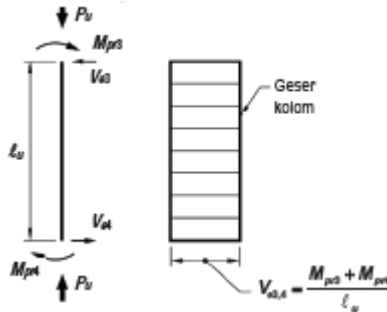
Kontrol jarak antar tulangan

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{\frac{n-1}{24-1}} = \frac{2500 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 19 - 24 \cdot 43}{24-1} = 58,7 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{\frac{n-1}{39-1}} = \frac{4000 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 19 - 39 \cdot 43}{39-1} = 58,03 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

### 8.1.1.2 Perhitungan tulangan geser kaki pylon

Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser harus di desain dengan gaya geser desain  $V_e$  yang diatur dalam Ps.21.6.5.1 SNI 2847 2013, dimana nilai  $V_e$  tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor dari analisis struktur. Perhitungan  $V_e$  dihitung dengan ketentuan pasal 21.6.2.2 seperti gambar 8.5.



**Gambar 8.5** Gaya geser desain untuk kolom

Nilai  $M_{pr}$  didapat dari diagram interaksi kolom yang menghasilkan momen terfaktor terbesar akibat beban  $P_u$  terfaktor yang bekerja dengan menggunakan  $\phi = 1$ . Perhitungan  $M_{pr}$  dengan beban aksial terfaktor di input berdasarkan hasil dari output midas menggunakan SpColumn. dari gambar didapat nilai  $M_{pr}$  yaitu pada kaki pylon arah x-x 138050 kNm dan arah y-y adalah 409287,5 kNm, sehingga dengan cara yang sama nilai  $M_{pr}$  untuk masing-masing arah dapat ditabelkan pada tabel 8.5 berikut

**Tabel 8.5** Mpr x-x dan y-y kaki pylon

ARAH	Panjang	Mpr Atas	Mpr Bawah	$\Sigma$ Mpr
	m	KNm	KNm	KNm
x - x	4	68912,08	69137,92	138050
y - y	2,5	210642,72	198644,78	409287,5

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$P_u = 40166,85 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 9671,85 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 20644,3 \text{ kN (menentukan)}$$

$$V_e = \frac{Mpr \text{ bawah} + Mpr \text{ atas}}{ln}$$

$$V_e \text{ x-x} = \frac{138050}{9} = 15338,9 \text{ kN}$$

$$V_e \text{ y-y} = \frac{409287,5}{9} = 45476,39 \text{ kN (menentukan)}$$

- Menghitung Kebutuhan Tulangan Geser

Nilai  $V_c = 0$  untuk daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung ujung kolom bila mana syarat keduanya (a) dan (b) terpenuhi (SNI 2847:2013 Ps 21.6.5.2) :

a.  $50\% \cdot V_e > V_u$

$$\begin{aligned} \text{-Arah x-x} &= 50\% \cdot 15338,9 > 20644,3 \text{ kN} \\ &7669,4 \text{ kN} < 20644,3 \text{ kN (NO)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{-Arah y-y} &= 50\% \cdot 45476,39 > 9671,85 \text{ kN} \\ &22738,19 \text{ kN} > 9671,85 \text{ kN (OKE!)} \end{aligned}$$

b.  $P_u < A_g \cdot f_c / 10$

$$40166,85 \text{ kN} < 7,26 \times 60 / 10$$

$$40166,85 \text{ kN} > 43,56 \text{ kN (NO)}$$



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.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{40166,85}{14.7.26.10^6} \right) 1\sqrt{60} \cdot 4000 \cdot 2419,5 \\ &= 12749165,3 \text{ N} \end{aligned}$$

Besarnya nilai  $V_s$  dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang dari hasil perhitungan confinement.

$$d = 2500 - 40 - 19 - (43/2) = 2419.5 \text{ mm}$$

Spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi dari yang terkecil.

- $0,5 \cdot h_c = 0,5 \cdot (4000 - (2 \cdot 19) - (2 \cdot 40))$   
= 1941 mm
- $7,5 \cdot d_b = 7,5 \cdot 43 \text{ mm}$   
= 322,5 mm
- 300 mm

Dipasang jarak antar tulangan geser sebesar 90 mm, maka dibutuhkan tulangan geser dengan luasan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_v &= 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \\ &= 0,25 \cdot \pi \cdot 19^2 \\ &= 283,53 \text{ mm}^2 \\ A_{S \text{ pakai-y}} &= n \cdot A_v \\ &= 16 \cdot 283,53 \text{ mm}^2 \\ &= 4536,48 \text{ mm}^2 \\ V_{s-y} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{4536,48 \cdot 420 \cdot 2419,5}{90} \\ &= 51221395,68 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}\Phi(V_c+V_s) &= 0.75 (12749165,3 \text{ N} + 51221395,68 \text{ N}) \\ &= 47977,92 \text{ kN} > 45476,39 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser arah y adalah 16D19-90

b. Penulangan geser pada kolom pylon arah sumbu X

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{40166,85}{14.7.26.10^6}\right) 1\sqrt{60} \cdot 2500 \cdot 3919,5 \\ &= 12908233,5 \text{ N}\end{aligned}$$

Besarnya nilai  $V_s$  dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang dari hasil perhitungan confinement.

$$d = 4000 - 40 - 19 - (43/2) = 3919,5 \text{ mm}$$

Spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi dari yang terkecil.

- $0,5 \cdot h_c = 0,5 \cdot (4000 - (2 \cdot 19) - (2 \cdot 40))$   
= 1941 mm
- $7,5 \cdot d_b = 7,5 \cdot 43 \text{ mm}$   
= 322,5 mm
- 300 mm

Dipasang jarak antar tulangan geser sebesar 300 mm, maka dibutuhkan tulangan geser dengan luasan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}A_v &= 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \\ &= 0,25 \cdot \pi \cdot 19^2 \\ &= 283,53 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{S \text{ pakai-x}} &= n \cdot A_v \\ &= 10 \cdot 283,53 \text{ mm}^2 \\ &= 2835,3 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s-x} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{2835,3 \cdot 420 \cdot 3919,5}{300} \\
 &= 15558141,69 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 \Phi(V_c + V_s) &= 0,75 (12908233,5 \text{ N} + 15558141,69 \text{ N}) \\
 &= 21349,78 \text{ kN} > 20644,3 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser arah x adalah 10D19-300

### 8.1.1.3 Perhitungan tulangan torsi kaki pylon

Gaya dalam torsi yang bekerja pada kolom *pylon*  $M_t = 83211,02$  kNm. Menurut SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1 untuk penampang berongga,  $A_g$  harus digunakan sebagai pengganti  $A_{cp}$ .

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= 7260000 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= 2(4000+2500) \text{ mm} = 13000 \text{ mm} \\
 x_1 &= 2500 - 2(40+0,5 \cdot 19) \text{ mm} = 2344 \text{ mm} \\
 x_2 &= 4000 - 2(40+0,5 \cdot 19) \text{ mm} = 3844 \text{ mm} \\
 A_{oh} &= 2344 \times 3844 = 9010336 \text{ mm}^2 \\
 p_h &= 2(2344+3844) \text{ mm} = 12376 \text{ mm} \\
 \emptyset &= 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_u &\leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1} \\
 &\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \sqrt{60} \left( \frac{7260000^2}{13000} \right) \\
 &\leq 2215657016 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$83211,02 > 2215,65 \text{ kNm}$$

Maka diperlukan tulangan torsi.

$$\begin{aligned}
 T_n &= T_u / \phi = 83211,02 \cdot 10^6 / 0,85 = 97895320000 \text{ Nmm} \\
 A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\
 &= 0,85 \cdot 9010336 \\
 &= 7658785,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{2.Ao.At.fyv}{s} \cot\theta$$

$$\text{Maka, } At/s = \frac{T_n}{2.Ao.fyv.\cot\theta} = \frac{97895320000}{2.7658785,6.420.\cot45} = 15,22$$

Tulangan longitudinal tambahan untuk menahan torsi tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} Al &= At/s \times ph \times \left( f_{yv} / f_{yt} \right) \cot^2 45 \\ &= 15,22 \times 12376 \times \left( 420 / 420 \right) \cot^2 45 = 188362,72 \end{aligned}$$

Dipakai D43 ( $A_s = 1452 \text{ mm}^2$ )

$$n = Al / \text{luas tulangan} = 188362,72 / 1452 = 129,73 \text{ buah}$$

Maka dipakai 130D43 ( $A_s = 188760 \text{ mm}^2$ )

tulangan sengkang untuk torsi harus dipasang dengan perhitungan sebagai berikut :

$$T_n = \frac{2.Ao.At.fyv}{s} \cot\theta$$

$$At = \frac{s T_n}{2.Ao.fyv.\cot\theta}$$

Spasi tulangan torsi SNI 2847 2013 pasal 11.5.6 tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

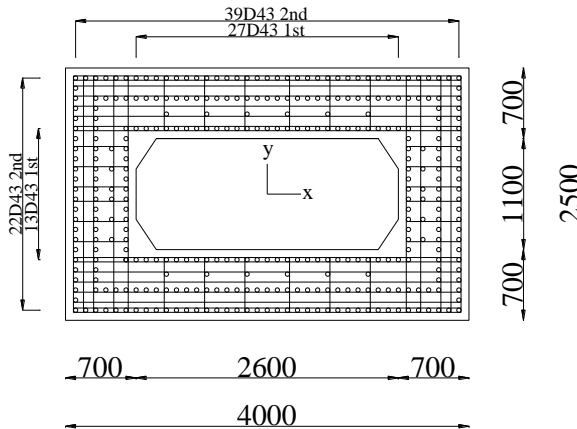
$$p_h / 8 = 12376 / 8 = 1547 \text{ mm}$$

atau 300 mm

maka digunakan spasi,  $s = 250 \text{ mm}$

$$At = \frac{97895320000 \cdot 200}{6.7658785,6.420.\cot45} = 1014,5 \text{ mm}^2$$

Dipakai 6D19-200 untuk sengkang torsi ( $A_s = 1698 \text{ mm}^2$ ) (lihat Gambar 8.6)



**Gambar 8.6** Desain penulangan kaki pylon

### 8.1.2 Analisa penampang kaki miring 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 :

$$P_u = 28320,5 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 1321,68 \text{ kN}$$

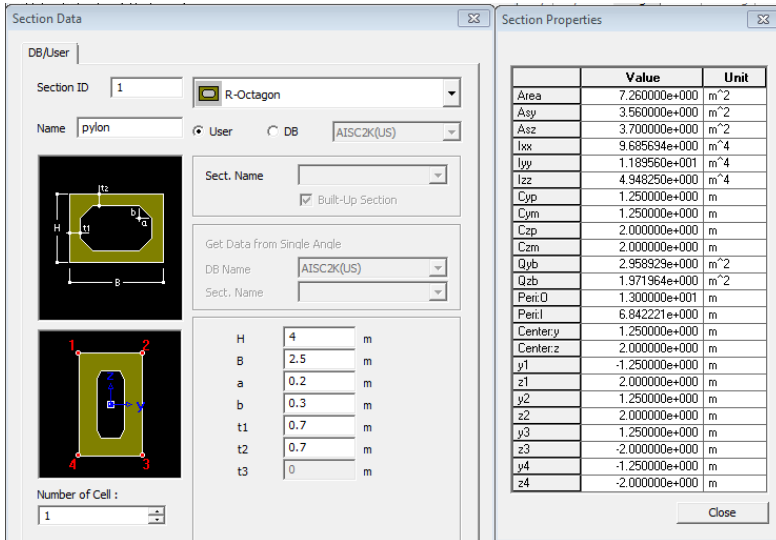
$$V_{uz} = 2966,39 \text{ kN}$$

$$M_t = 10446,46 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 76939,13 \text{ kNm}$$

$$M_{uz} = 26778,48 \text{ kNm}$$

Data berupa *section properties* dari pylon didapat dari hasil analisa penampang dengan program MIDAS CIVIL, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.7 sebagai berikut.



**Gambar 8.7** Section properties penampang pylon

Mutu beton ( $f'_c$ )	: 60 Mpa
Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 420 Mpa
Luas penampang ( $A_g$ )	: 7,26 m <sup>2</sup>
Inersia arah y ( $I_y$ )	: 1,19 m <sup>4</sup>
Inersia arah z ( $I_z$ )	: 4,95 m <sup>4</sup>
Modulus elastisitas	: $4700\sqrt{f'_c} = 36406,04$ 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 (27 m)

r = jari-jari girasi penampang (m)

$$= \sqrt{Iz/A} = \sqrt{4,95/7,260} = 0,826 \text{ m}$$

Maka,

$$1,27/0,826 > 34 - 12(26778,48/22875,47)$$

32,69 > 19,95 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 :

$P_u$  = gaya tekan terfaktor (kN)

$\Delta o$  = simpangan relatif = 0,018 m

$$Q = \frac{28320,5 \times 0,018}{2966,39 \times 4,95} = 0,035 < 0,05$$

Maka kolom dianggap tidak bergoyang.

$$EI = \frac{0,4EcIz}{1+\beta d} \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 36406,04 \times 10^6 \times 4,95}{1+0,5}$$

$$EI = 0,48 \times 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$(k.lu)^2 = (1 \times 27)^2 = 729 \text{ m}^2$$

$$P_{cz} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k.lu)^2}$$

$$P_{cz} = \frac{\pi^2 0,48 \cdot 10^{11}}{729} = 649850495,6 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$C_m \geq 1$  (untuk kolom dengan pengaku lateral)

$$\delta_{nsz} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{cz}}} = \frac{1}{1 - \frac{28320,5}{0,75 \times 649850495,6}}$$

$$\delta_{nsz} = 1,0001 > 1$$

Momen desain

$$\begin{aligned} M_{cz} &= \delta_{nsz} \times M_{uz} \\ &= 1,0001 \times 26778,48 \\ &= 26780,04 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Arah Y (*unbraced frame*)

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

Dimana :

$$\begin{aligned} k &= \text{faktor panjang efektif komponen struktur tekan} \\ &= 2 \end{aligned}$$

$$l_u = \text{panjang bebas komponen tekan (27 m)}$$

$$r = \text{jar-jari girasi penampang (m)}$$

$$= \sqrt{I_y/A} = \sqrt{1,19/7,260} = 0,405 \text{ m}$$

Maka,

$$2 \cdot 27/0,405 > 22$$

133,33 > 22 maka dianalisa sebagai kolom langsing  
Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan  
berdasarkan rangka bergoyang dengan sebagai berikut.

$$EI = \frac{0,4EcI_y}{1+\beta d} \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 36406,04 \times 10^6 \times 1,19}{1+0,5}$$

$$EI = 0,116 \times 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$(k \cdot l_u)^2 = (2 \times 27)^2 = 2916 \text{ m}^2$$

$$P_{cy} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$$

$$P_{cy} = \frac{\pi^2 0,116 \cdot 10^{11}}{2916} = 39261800,8 \text{ kN}$$



Faktor pembesaran momen

$C_m \geq 1$  (untuk kolom tanpa pengaku lateral)

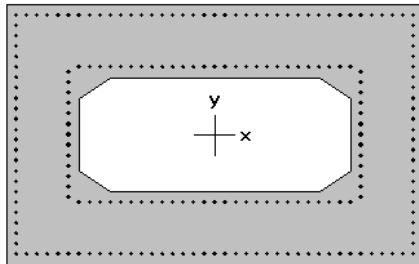
$$\delta_{nsy} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_{cy}}} = \frac{1}{1 - \frac{28320,5}{0,75 \times 39261800,8}}$$

$$\delta_{nsy} = 1,001 > 1$$

Momen desain

$$\begin{aligned} M_{cy} &= \delta_{nsz} \times M_{uy} \\ &= 1,0002 \times 76939,13 \\ &= 77013,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

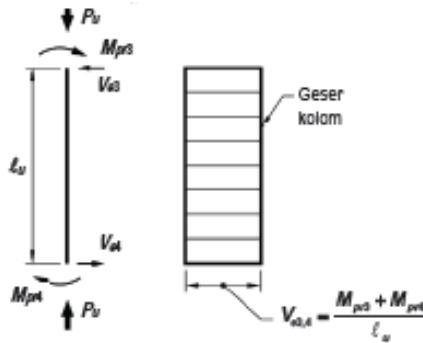
Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D43 dan tulangan transversal menggunakan D19, dengan mutu baja tulangan  $f_y$  400 Mpa. Kemudian kebutuhan tulangan akan direncanakan dan dianalisa menggunakan *spColumn*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.8 dan Gambar 8.9.



4000 x 2500 mm  
4.04% reinf.

**Gambar 8.8** Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*





**Gambar 8.10** Gaya geser desain untuk kolom

Nilai  $M_{pr}$  didapat dari diagram interaksi kolom yang menghasilkan momen terfaktor terbesar akibat beban  $P_u$  terfaktor yang bekerja dengan menggunakan  $\phi = 1$ . Perhitungan  $M_{pr}$  dengan beban aksial terfaktor di input berdasarkan hasil dari output midas menggunakan SpColumn. dari gambar didapat nilai  $M_{pr}$  yaitu pada kaki pylon arah x-x 120705,77 kNm dan arah y-y adalah 417727,28 kNm, sehingga dengan cara yang sama nilai  $M_{pr}$  untuk masing-masing arah dapat ditabelkan pada tabel

**Tabel 8.6** Mpr x-x dan y-y kaki miring pylon

ARAH	Panjang	Mpr Atas	Mpr Bawah	$\Sigma$ Mpr
	m	KNm	KNm	KNm
x - x	4	51793,69	68912,08	120705,77
y - y	2,5	207084,56	210642,72	417727,28

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$P_u = 28320,5 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 1321,68 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 2966,39 \text{ kN}$$

$$V_e = \frac{M_{pr \text{ bawah}} + M_{pr \text{ atas}}}{l_n}$$

$$V_e \text{ x-x} = \frac{120705,77}{27} = 4470,58 \text{ kN (menentukan)}$$

$$V_e \text{ y-y} = \frac{417727,28}{27} = 15471,38 \text{ kN (menentukan)}$$

- Menghitung Kebutuhan Tulangan Geser

Nilai  $V_c = 0$  untuk daerah sepanjang  $l_0$  dari ujung ujung kolom bila mana syarat keduanya (a) dan (b) terpenuhi (SNI 2847:2013 Ps 21.6.5.2) :

a.  $50\% \cdot V_e > V_u$

$$\begin{aligned} \text{-Arah x-x} &= 50\% \cdot 4470,58 > 2966,39 \text{ kN} \\ &2235,29 \text{ kN} < 2966,39 \text{ kN (NO)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{-Arah y-y} &= 50\% \cdot 15471,38 > 1321,68 \text{ kN} \\ &7735,69 \text{ kN} > 1321,68 \text{ kN (OKE!)} \end{aligned}$$

b.  $P_u < A_g \cdot f_c / 10$

$$28320,5 \text{ kN} < 7,26 \times 60/10$$

$$28320,5 \text{ kN} > 43,56 \text{ kN (NO)}$$

a. Penulangan geser pada kaki miring *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.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{Nu}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{28320,5}{14 \cdot 7,26 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{60} \cdot 4000 \cdot 2419,5 \\ &= 12747680,2 \text{ N} \end{aligned}$$

Besarnya nilai  $V_s$  dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang dari hasil perhitungan confinement.

$$d = 2500 - 40 - 19 - (43/2) = 2419,5 \text{ mm}$$

Spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi dari yang terkecil.

$$\text{- } 0,5 \cdot h_c = 0,5 \cdot (4000 - (2 \cdot 19) - (2 \cdot 40))$$

$$= 1941 \text{ mm}$$

$$\text{- } 7,5 \cdot d_b = 7,5 \cdot 43 \text{ mm}$$

$$= 322,5 \text{ mm}$$

$$\text{- } 300 \text{ mm}$$

Dipasang jarak antar tulangan geser sebesar 250 mm, maka dibutuhkan tulangan geser dengan luasan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_v &= 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \\ &= 0,25 \cdot \pi \cdot 19^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai-y} &= 283,53 \text{ mm}^2 \\
 &= n \cdot A_v \\
 &= 8 \cdot 283,53 \text{ mm}^2 \\
 &= 2268,24 \text{ mm}^2 \\
 V_{s-y} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{2268,24 \cdot 420 \cdot 2419,5}{250} \\
 &= 9219851,22 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 \Phi(V_c + V_s) &= 0,75 (12747680,2 \text{ N} + 9219851,22 \text{ N}) \\
 &= 16475,652 \text{ kN} > 15471,38 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser arah y adalah 8D19-250

b. Penulangan geser pada kolom pylon arah sumbu x

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,17 \left( 1 + \frac{28320,5}{14 \cdot 7,26 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{60} \cdot 2500 \cdot 3919,5 \\
 &= 12906729,76 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Besarnya nilai  $V_s$  dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang dari hasil perhitungan confinement.

$$d = 4000 - 40 - 19 - (43/2) = 3919,5 \text{ mm}$$

Spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi dari yang terkecil.

- $0,5 \cdot h_c = 0,5 \cdot (4000 - (2 \cdot 19) - (2 \cdot 40))$   
= 1941 mm
- $7,5 \cdot d_b = 7,5 \cdot 43 \text{ mm}$   
= 322,5 mm
- 300 mm

Dipasang jarak antar tulangan geser sebesar 300 mm, maka dibutuhkan tulangan geser dengan luasan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A_v &= 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \\
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot 19^2 \\
 &= 283,53 \text{ mm}^2 \\
 A_{S \text{ pakai-x}} &= n \cdot A_v \\
 &= 4 \cdot 283,53 \text{ mm}^2 \\
 &= 1134,12 \text{ mm}^2 \\
 V_{S-x} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{1134,12 \cdot 420 \cdot 3919,5}{300} \\
 &= 6223256,68 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 \Phi(V_c + V_s) &= 0.75 (12906729,76 \text{ N} + 6223256,68 \text{ N}) \\
 &= 14347,49 \text{ kN} > 20644,3 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser arah x adalah 4D19-300

### 8.1.2.3 Perhitungan tulangan torsi kaki miring pylon

Gaya dalam torsi yang bekerja pada kolom *pylon*  $M_t = 10446,46 \text{ kNm}$ . Menurut SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1 untuk penampang berongga,  $A_g$  harus digunakan sebagai pengganti  $A_{cp}$ .

$$A_{cp} = 7260000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(4000+2500) \text{ mm} = 13000 \text{ mm}$$

$$x_1 = 2500 - 2(40+0,5 \cdot 19) \text{ mm} = 2344 \text{ mm}$$

$$x_2 = 4000 - 2(40+0,5 \cdot 19) \text{ mm} = 3844 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = 2344 \times 3844 = 9010336 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2(2344+3844) \text{ mm} = 12376 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)}$$

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1}$$

$$\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \sqrt{60} \left( \frac{7260000^2}{13000} \right)$$

$$\leq 2215657015,8 \text{ Nmm}$$

$$10446,46 > 2215,66 \text{ kNm}$$

Maka diperlukan tulangan torsi.

$$T_n = T_u/\phi = 10446,46 \cdot 10^6 / 0,85 = 12289952941,18 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \cdot A_{oh} \\ &= 0,85 \cdot 9010336 \\ &= 7658785,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cot \theta$$

$$\text{Maka, } A_t/s = \frac{T_n}{2 \cdot A_o \cdot f_{yv} \cdot \cot \theta} = \frac{12289952941,18}{2 \cdot 7658785,6 \cdot 420 \cdot \cot 45} = 1,91$$

Tulangan longitudinal tambahan untuk menahan torsi tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} A_l &= A_t/s \times p_h \times \left( f_{yv}/f_{yt} \right) \cot^2 45 \\ &= 1,91 \times 12376 \times \left( 420/420 \right) \cot^2 45 = 23642,4 \end{aligned}$$

Dipakai D43 ( $A_s = 1452 \text{ mm}^2$ )

$$n = A_l / \text{luas tulangan} = 23642,4 / 1452 = 16 \text{ buah}$$

Maka dipakai 20D43 ( $A_s = 29040 \text{ mm}^2$ )

tulangan sengkang untuk torsi harus dipasang dengan perhitungan sebagai berikut :

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cot \theta$$

$$A_t = \frac{T_n \cdot s}{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv} \cdot \cot \theta}$$

Spasi tulangan torsi SNI 2847 2013 pasal 11.5.6 tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

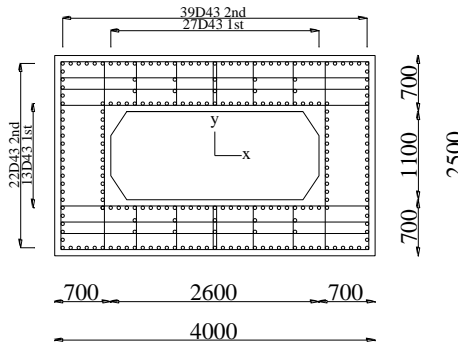
$$p_h/8 = 12376/8 = 1547 \text{ mm}$$

atau 300 mm

maka digunakan spasi,  $s = 100 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{12289952941,18 \cdot 100}{2 \cdot 7658785,6 \cdot 420 \cdot \cot 45} = 509,43 \text{ mm}^2$$

Dipakai 6D19-800 untuk sengkang torsi ( $A_s = 1698 \text{ mm}^2$ ) (lihat Gambar 8.10)



**Gambar 8.10** Desain penulangan kaki miring pylon

### 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 :

$$P_u = 20617.28 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 1528 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = 4585.19 \text{ kN}$$

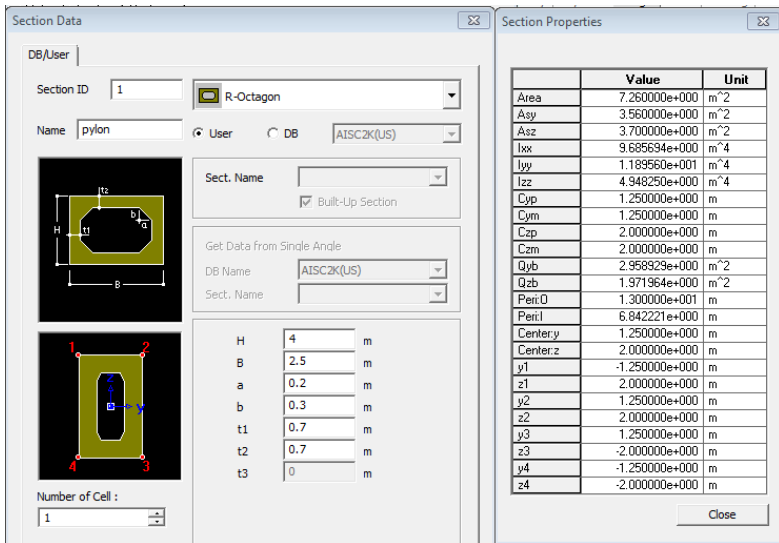
$$M_t = 4286.6 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 55553.82 \text{ kNm}$$

$$M_{uz} = 35330.04 \text{ kNm}$$

Data berupa *section properties* dari *pylon* didapat dari hasil analisa penampang dengan program MIDAS CIVIL, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.11 sebagai berikut.





**Gambar 8.11** Section properties penampang pylon

Mutu beton ( $f^c$ )	: 60 Mpa
Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 420 Mpa
Luas penampang ( $A_g$ )	: 7,26 m <sup>2</sup>
Inersia arah y ( $I_y$ )	: 1,19 m <sup>4</sup>
Inersia arah z ( $I_z$ )	: 4,95 m <sup>4</sup>
Modulus elastisitas	: $4700\sqrt{f^c} = 36406,04$ Mpa

Cek pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan, kontrol kelangsingan boleh diabaikan jika memenuhi syarat sebagai berikut :

- a. Arah X (*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<sub>u</sub> = panjang bebas komponen tekan (54 m)

$$r = \text{jar-jari girasi penampang (m)}$$

$$= \sqrt{I_z/A} = \sqrt{4,95/7,26} = 0,826 \text{ m}$$

Maka,

$$1,54/0,826 > 34 - 12(35330,04/13894,46)$$

54 > 3,49 maka dianalisa sebagai kolom langsing

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka tak bergoyang dengan sebagai berikut.

$$Q = \frac{\Sigma P_u \cdot \Delta_o}{V_u \cdot I_z} < 5\% \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.5.2}$$

Dimana :

$P_u$  = gaya tekan terfaktor (kN)

$\Delta_o$  = simpangan relatif = 0,018 m

$$Q = \frac{20617,28 \times 0,018}{4585,19 \times 4,95} = 0,016 < 0,05$$

Maka kolom dianggap tidak bergoyang.

$$EI = \frac{0,4EcIz}{1+\beta d} \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 36406,04 \times 10^6 \times 4,95}{1+0,5}$$

$$EI = 0,481 \times 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$(k.lu)^2 = (1 \times 54)^2 = 2916 \text{ m}^2$$

$$P_{cz} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k.lu)^2}$$

$$P_{cz} = \frac{\pi^2 \times 0,481 \cdot 10^{11}}{2916} = 162801087,7 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$C_m \geq 1$  (untuk kolom dengan pengaku lateral)

$$\delta_{nsz} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_{cz}}} = \frac{1}{1 - \frac{20617,28}{0,75 \times 162801087,7}}$$

$$\delta_{nsz} = 1,0002 > 1$$

Momen desain

$$\begin{aligned} M_{cz} &= \delta_{nsz} \times M_{uz} \\ &= 1,0002 \times 35330,04 \\ &= 35336,01 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Arah Y (*unbraced frame*)

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

Dimana :

$$\begin{aligned} k &= \text{faktor panjang efektif komponen struktur tekan} \\ &= 2 \end{aligned}$$

$$l_u = \text{panjang bebas komponen tekan (54 m)}$$

$$r = \text{jar-jari girasi penampang (m)}$$

$$= \sqrt{I_y/A} = \sqrt{1,19/7,26} = 0,164 \text{ m}$$

Maka,

$$2 \cdot 54 / 0,164 > 22$$

658,54 > 22 maka dianalisa sebagai kolom langsing

Perbesaran momen yang terjadi dapat dihitung dengan berdasarkan rangka bergoyang dengan sebagai berikut.

$$EI = \frac{0,4EcI_y}{1+\beta d} \quad \text{SNI 2847 2013 Pasal 10.10.6}$$

$$EI = \frac{0,4 \times 36406,04 \times 10^6 \times 1,19}{1+0,5}$$

$$EI = 0,116 \times 10^{11} \text{ kNm}^2$$

$$(k \cdot l_u)^2 = (2 \times 54)^2 = 104976 \text{ m}^2$$

$$P_{cy} = \text{beban tekuk} = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$$

$$P_{cy} = \frac{\pi^2 0,116 \cdot 10^{11}}{104976} = 1090605,58 \text{ kN}$$

Faktor pembesaran momen

$C_m \geq 1$  (untuk kolom tanpa pengaku lateral)

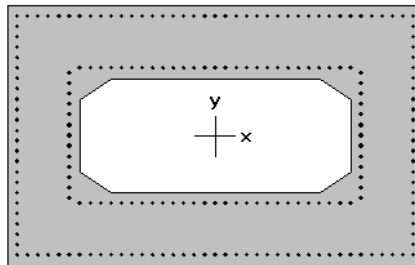
$$\delta_{nsy} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0,75Pcy}} = \frac{1}{1 - \frac{20617,28}{0,75 \times 1090605,58}}$$

$$\delta_{nsy} = 1,026 > 1$$

Momen desain

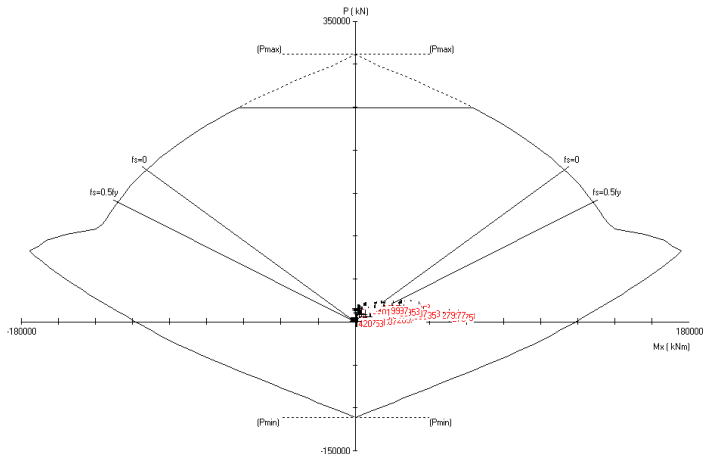
$$\begin{aligned} M_{cy} &= \delta_{nsz} \times M_{uy} \\ &= 1,026 \times 55553,82 \\ &= 56990,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D43 dan tulangan transversal menggunakan D19, dengan mutu baja tulangan  $f_y$  420 Mpa. Kemudian kebutuhan tulangan akan direncanakan dan dianalisa menggunakan *spColumn*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.12 dan Gambar 8.13.



4000 × 2500 mm  
4.04% reinf.

**Gambar 8.12** Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*



**Gambar 8.13** Diagram interaksi *spColumn*

Dari hasil analisa didapat :

202 buah D43 (4,04%)

$A_s = 293225 \text{ mm}^2$

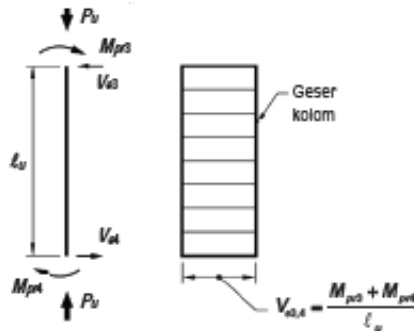
Kontrol jarak antar tulangan

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n - 1} = \frac{2500 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 19 - 24 \cdot 43}{24 - 1} = 58,7 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{n - 1} = \frac{4000 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 19 - 39 \cdot 43}{39 - 1} = 58,03 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

#### 8.1.1.2 Perhitungan tulangan geser kolom pylon

Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser harus di desain dengan gaya geser desain  $V_e$  yang diatur dalam Ps.21.6.5.1 SNI 2847 2013, dimana nilai  $V_e$  tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor dari analisis struktur. Perhitungan  $V_e$  dihitung dengan ketentuan pasal 21.6.2.2 seperti gambar 8.14.



**Gambar 8.14** Gaya geser desain untuk kolom

Nilai  $M_{pr}$  didapat dari diagram interaksi kolom yang menghasilkan momen terfaktor terbesar akibat beban  $P_u$  terfaktor yang bekerja dengan menggunakan  $\phi = 1$ . Perhitungan  $M_{pr}$  dengan beban aksial terfaktor di input berdasarkan hasil dari output midas menggunakan SpColumn. dari gambar didapat nilai  $M_{pr}$  yaitu pada kaki pylon arah x-x 120705,77 kNm dan arah y-y adalah 417727,28 kNm, sehingga dengan cara yang sama nilai  $M_{pr}$  untuk masing-masing arah dapat ditabelkan pada tabel 8.7

**Tabel 8.7** Mpr x-x dan y-y kolom pylon

ARAH	Panjang	Mpr Atas	Mpr Bawah	$\Sigma$ Mpr
	m	KNm	KNm	KNm
x - x	4	51793,69	68912,08	120705,77
y - y	2,5	207084,56	210642,72	417727,28

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$P_u = 20617,28 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 1528 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 4585,19 \text{ kN (menentukan)}$$

$$V_e = \frac{M_{pr \text{ bawah}} + M_{pr \text{ atas}}}{l_n}$$

$$V_{e \text{ x-x}} = \frac{120705,77}{54} = 2235,29 \text{ kN}$$

$$V_e \text{ y-y} = \frac{417727,28}{54} = 7735,69 \text{ kN (menentukan)}$$

• Menghitung Kebutuhan Tulangan Geser

Nilai  $V_c = 0$  untuk daerah sepanjang  $l_0$  dari ujung ujung kolom bila mana syarat keduanya (a) dan (b) terpenuhi (SNI 2847:2013 Ps 21.6.5.2) :

a.  $50\% \cdot V_e > V_u$

$$\begin{aligned} \text{-Arah x-x} &= 50\% \cdot 2235,29 > 4585,19 \text{ kN} \\ &1117,65 \text{ kN} < 4585,19 \text{ kN (NO)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{-Arah y-y} &= 50\% \cdot 7735,69 > 1528 \text{ kN} \\ &3867,85 \text{ kN} > 1321,68 \text{ kN (OKE!)} \end{aligned}$$

b.  $P_u < A_g \cdot f_c / 10$

$$\begin{aligned} 20617,285 \text{ kN} &< 7,26 \times 60/10 \\ 20617,285 \text{ kN} &> 43,56 \text{ kN (NO)} \end{aligned}$$

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.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{20617,28}{14,7,26 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{60} \cdot 4000 \cdot 2419,5 \\ &= 12746714,26 \text{ N} \end{aligned}$$

Besarnya nilai  $V_s$  dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang dari hasil perhitungan confinement.

$$d = 2500 - 40 - 19 - (43/2) = 2419,5 \text{ mm}$$

Spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi dari yang terkecil.

- $0,5 \cdot h_c = 0,5 \cdot (4000 - (2 \cdot 19) - (2 \cdot 40))$   
= 1941 mm
- $7,5 \cdot d_b = 7,5 \cdot 43 \text{ mm}$   
= 322,5 mm
- 300 mm

Dipasang jarak antar tulangan geser sebesar 300 mm, maka dibutuhkan tulangan geser dengan luasan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A_v &= 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \\
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot 19^2 \\
 &= 283,53 \text{ mm}^2 \\
 A_{S \text{ pakai-y}} &= n \cdot A_v \\
 &= 4 \cdot 283,53 \text{ mm}^2 \\
 &= 1134 \text{ mm}^2 \\
 V_{s-y} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{1134 \cdot 420 \cdot 2419,5}{300} \\
 &= 3841604,68 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 \Phi(V_c + V_s) &= 0,75 (12746714,26 \text{ N} + 3841604,68 \text{ N}) \\
 &= 12441,24 \text{ kN} > 7735,69 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser arah y adalah 4D19-300

b. Penulangan geser pada kolom pylon arah sumbu X

Kekuatan geser yang disediakan oleh beton untuk komponen struktur non-prategang berdasarkan SNI 2847 2013 Pasal 11.2.1.2 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{Nu}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,17 \left( 1 + \frac{53023,44}{14,7,26 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{60} \cdot 2500 \cdot 3919,5 \\
 &= 12909865,78 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Besarnya nilai  $V_s$  dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang dari hasil perhitungan confinement.

$$d = 4000 - 40 - 19 - (43/2) = 3919,5 \text{ mm}$$

Spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi dari yang terkecil.



- $0,5 \cdot hc = 0,5 \cdot (4000 - (2 \cdot 19) - (2 \cdot 40))$   
 $= 1941 \text{ mm}$
- $7,5 \cdot db = 7,5 \cdot 43 \text{ mm}$   
 $= 322,5 \text{ mm}$
- $300 \text{ mm}$

Dipasang jarak antar tulangan geser sebesar 300 mm, maka dibutuhkan tulangan geser dengan luasan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A_v &= 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \\
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot 19^2 \\
 &= 283,53 \text{ mm}^2 \\
 A_{S \text{ pakai-y}} &= n \cdot A_v \\
 &= 4 \cdot 283,53 \text{ mm}^2 \\
 &= 1134 \text{ mm}^2 \\
 V_{s-y} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{1134 \cdot 420 \cdot 3919,5}{30} \\
 &= 6223256,68 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 \Phi(V_c + V_s) &= 0,75 (12909865,78 \text{ N} + 6223256,68 \text{ N}) \\
 &= 14349,84 \text{ kN} > 4585,19 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser arah y adalah 4D19-300

### 8.1.1.3 Perhitungan tulangan torsi kolom pylon

Gaya dalam torsi yang bekerja pada kolom *pylon*  $M_t = 4286,6 \text{ kNm}$ . Menurut SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1 untuk penampang berongga,  $A_g$  harus digunakan sebagai pengganti  $A_{cp}$ .

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= 7260000 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= 2(4000 + 2500) \text{ mm} &= 13000 \text{ mm} \\
 x_1 &= 2500 - 2(40 + 0,5 \cdot 19) \text{ mm} &= 2344 \text{ mm} \\
 x_2 &= 4000 - 2(40 + 0,5 \cdot 19) \text{ mm} &= 3844 \text{ mm} \\
 A_{oh} &= 2344 \times 3844 &= 9010336 \text{ mm}^2 \\
 P_h &= 2(2344 + 3844) \text{ mm} &= 12376 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$\emptyset = 45^\circ$  (untuk komponen struktur non-prategang)

$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$  SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1

$$\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \sqrt{60} \left( \frac{7260000^2}{13000} \right)$$

$$\leq 2215657015,8 \text{ Nmm}$$

4286,6 > 2215,66 kNm

Maka diperlukan tulangan torsi.

$T_n = T_u / \phi = 4286,6 \cdot 10^6 / 0,85 = 5043058824 \text{ Nmm}$

$A_o = 0,85 \cdot A_{oh}$

$$= 0,85 \cdot 9010336$$

$$= 7658785,6 \text{ mm}^2$$

$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cot \theta$

$$\text{Maka, } A_t/s = \frac{T_n}{2 \cdot A_o \cdot f_{yv} \cdot \cot \theta} = \frac{5043058824}{2 \cdot 7658785,6 \cdot 420 \cdot \cot 45} = 0,79$$

Tulangan longitudinal tambahan untuk menahan torsi tidak boleh kurang dari :

$A_l = A_t / s \times p_h \times \left( \frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \cot^2 45$

$$= 0,79 \times 12376 \times \left( \frac{420}{420} \right) \cot^2 45 = 9701,42$$

Dipakai D43 ( $A_s = 1452 \text{ mm}^2$ )

$n = A_l / \text{luas tulangan} = 9701,42 / 1452 = 6,7$  buah

Maka dipakai 10D43 ( $A_s = 14520 \text{ mm}^2$ )

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 :

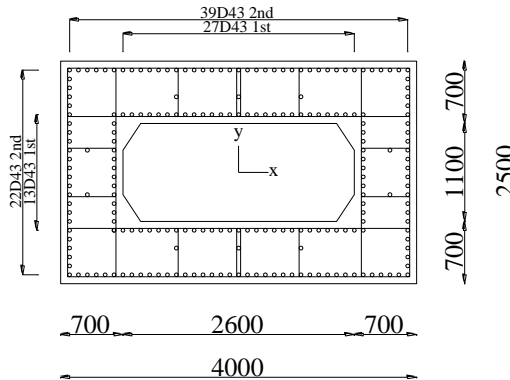
$p_h / 8 = 12376 / 8 = 1547 \text{ mm}$

atau 300 mm

maka digunakan spasi,  $s = 250 \text{ mm}$

$A_t = \frac{5043058824 \cdot 800}{4 \cdot 7658785,6 \cdot 420 \cdot \cot 45} = 313,56 \text{ mm}^2$

Dipakai 4D19-800 untuk sengkang torsi ( $A_s = 1132 \text{ mm}^2$ ) (lihat Gambar 8.15)



**Gambar 8.15** Desain penulangan kolom pylon

### 8.1.3 Analisa penampang pengaku *pylon*

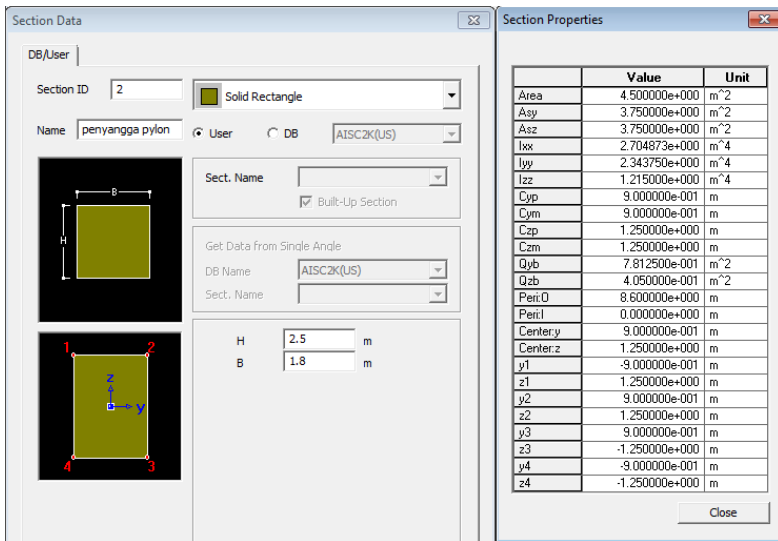
Gaya dalam maksimum dari semua kombinasi yang direncanakan akan digunakan dalam perhitungan penampang *pylon*.

#### 8.1.3.1 Penulangan lentur

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 P_u &= 4925,8 \text{ kN} \\
 V_{uy} &= 2733,43 \text{ kN} \\
 V_{uz} &= 7134,83 \text{ kN} \\
 M_t &= 1015,89 \text{ kNm} \\
 M_{uy} &= 35793,11 \text{ kNm} \\
 M_{uz} &= 11083,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Data berupa *section properties* dari *pylon* didapat dari hasil analisa penampang dengan program MIDAS CIVIL, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.16 sebagai berikut.



**Gambar 8.16** Section properties penampang pylon

- Mutu beton ( $f^c$ ) : 60 Mpa  
 Mutu tulangan ( $f_y$ ) : 420 Mpa  
 Luas penampang ( $A_g$ ) : 4,5 m<sup>2</sup>  
 Inersia arah y ( $I_y$ ) : 2,35 m<sup>4</sup>  
 Inersia arah z ( $I_z$ ) : 1,22 m<sup>4</sup>  
 Modulus elastisitas :  $4700\sqrt{f^c} = 36406,04$  Mpa

Komponen struktur yang mengalami tekan dapat diabaikan apabila gaya tekan yang terjadi kurang dari:

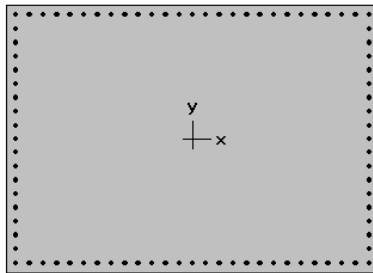
$$P_u < 0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$$

$$4504,57 \cdot 10^3 < 0,1 \cdot 60 \cdot 4,5 \cdot 10^6$$

$$4925,8 \cdot 10^3 < 27000 \cdot 10^3 \dots \text{maka gaya aksial dapat diabaikan}$$

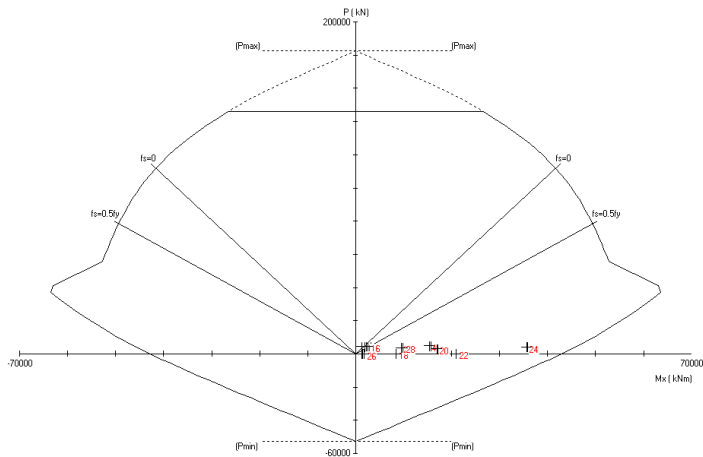
Direncanakan tulangan longitudinal menggunakan D36 dan tulangan transversal menggunakan D19, dengan mutu baja tulangan  $f_y$  420 Mpa. Kemudian kebutuhan tulangan akan direncanakan dan

dianalisa menggunakan *spColumn*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 8.17 dan Gambar 8.18



2500 × 1800 mm  
1.97% reinf.

**Gambar 8.17** Desain penampang dan tulangan longitudinal *pylon* pada program bantu *spColumn*



**Gambar 8.18** Diagram interaksi *spColumn*

Dari hasil analisa didapat :  
88 buah D36 (1,97%)  
 $A_s = 88567,4 \text{ mm}^2$   
Kontrol jarak antar tulangan

$$s = \frac{bw - 2 \cdot h_{selimut} - 2f - nD}{\frac{n-1}{24-1}} = \frac{2500 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 19 - 24 \cdot 36}{24-1} = 66 \text{ mm} > 40 \text{ mm (OK)}$$

### 8.1.3.2 Perhitungan tulangan geser pengaku pylon

Gaya dalam maksimum yang bekerja :

$$P_u = 4925,8 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 2733,43 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = 57134,83 \text{ kN}$$

#### 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.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{4925,8}{14 \cdot 4,5 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{60} \cdot 2500 \cdot 1723 \\ &= 5672621,25 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,85 \times 5672621,25 \text{ N} \\ &= 4821728,07 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \times 4821728,07 \text{ N} \\ &= 2410864,032 \text{ N} = 2410,87 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai  $\phi V_c > V_{uy} = 2733,43 \text{ kN} > \frac{1}{2} \phi V_c$ , maka perlu tulangan geser minimum.

$$\begin{aligned} V_{smin} &= (1/3) \cdot A_g \\ &= (1/3) \cdot 4,5 \cdot 10^6 \\ &= 1,6 \cdot 10^6 \text{ N} \\ &= 1500 \text{ kN} \end{aligned}$$

Spasi antar tulangan geser tidak boleh melebihi dari yang terkecil.

- $0,5 \cdot h_c = 0,5 \cdot (2500 - (2 \cdot 19) - (2 \cdot 40))$   
= 1191 mm
- $7,5 \cdot d_b = 7,5 \cdot 36 \text{ mm}$   
= 270 mm
- 300 mm

Dipasang jarak antar tulangan geser sebesar 200 mm, maka dibutuhkan tulangan geser dengan luasan sebagai berikut :

$$A_v = 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot 19^2 \\
 &= 283,53 \text{ mm}^2 \\
 A_{S \text{ pakai-y}} &= n \cdot A_v \\
 &= 5 \cdot 283,53 \text{ mm}^2 \\
 &= 1417,65 \text{ mm}^2 \\
 V_{s-y} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{1417,65 \cdot 420 \cdot 2423}{200} \\
 &= 7213396,36 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser arah y adalah 5D19-200

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.

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,17 \left( 1 + \frac{4925,8}{14 \cdot 4,5 \cdot 10^6} \right) 1 \sqrt{60} \cdot 1800 \cdot 2423 \\
 &= 5743603,094 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0,85 \times 5743603,094 \text{ N} \\
 &= 4882062,63 \text{ N} \\
 \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \times 4882062,63 \text{ N} \\
 &= 2441031,32 \text{ N} = 2441,031 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai  $V_{uz} = 7134,83 \text{ kN} > \phi V_c > \frac{1}{2} \phi V_c$ , 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 :

$$\begin{aligned}
 d/4 &= 1723/4 &= 430,75 \text{ mm} \\
 8D \text{ tul. Longitudinal} &= 8 \cdot 36 &= 288 \text{ mm} \\
 24D \text{ tul. Transversal} &= 24 \cdot 19 &= 456 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Atau 300 mm

$$V_u \leq V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= (V_u/\phi) - V_c \\
 V_s &= (7134,83 \cdot 10^3 / 0,85) - 5743603,094 = 2650314,55 \text{ N} \\
 A_v &= 0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \\
 &= 0,25 \cdot \pi \cdot 19^2 \\
 &= 283,53 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ pakai-z} &= n \cdot A_v \\
 &= 5 \cdot 283,53 \text{ mm}^2 \\
 &= 1417,65 \text{ mm}^2 \\
 &\quad \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{V_{sz}}{s} \\
 &= \frac{1417,65 \cdot 420 \cdot 1723}{2650314,55} \\
 &= 387,08 \text{ mm} \\
 &= d/2 = 1723/2 = 861,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan geser 5D36-200

### 8.1.3.3 Perhitungan tulangan torsi pengaku pylon

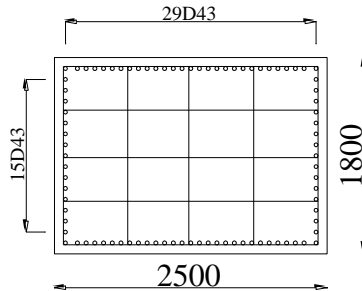
Gaya dalam torsi yang bekerja pada pengaku *pylon*  $M_t = 1015,89 \text{ kNm}$ . Menurut SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1 untuk penampang berongga,  $A_g$  harus digunakan sebagai pengganti  $A_{cp}$ .

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= 4500000 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= 2(2500+1800) \text{ mm} &= 8600 \text{ mm} \\
 x_1 &= 2500 - 2(40+0,5 \cdot 19) \text{ mm} &= 2401 \text{ mm} \\
 x_2 &= 1800 - 2(40+0,5 \cdot 19) \text{ mm} &= 1701 \text{ mm} \\
 A_{oh} &= 2401 \times 1701 &= 4084101 \text{ mm}^2 \\
 p_h &= 2(2401 + 1701) \text{ mm} &= 8204 \text{ mm} \\
 \emptyset &= 45^\circ \text{ (untuk komponen struktur non-prategang)} \\
 T_u &\leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \text{ SNI 2847 2013 Pasal 11.5.1} \\
 &\leq 0,85 \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{60} \left( \frac{4500000^2}{8600} \right) \\
 &\leq 1286764941 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$1015,89 < 1286,77 \text{ kNm}$$

Maka tidak diperlukan tulangan torsi (lihat Gambar 8.19).

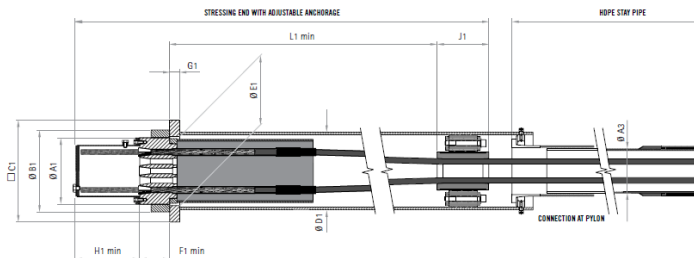




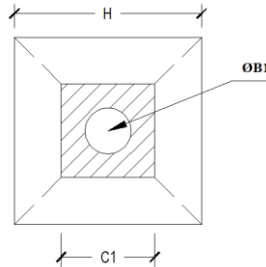
**Gambar 8.19** Desain penulangan pengaku pylon

## 8.2 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 8.20 dan Gambar 8.21. Sedangkan spesifikasi dan data anker yang digunakan dilampirkan pada Tabel 8.8 dan Tabel 8.9.



**Gambar 8.20** Detail anker VSL SSI 2000 untuk box girder



Gambar 8.21 Notasi dimensi angkur

Tabel 8.8 Spesifikasi teknis angkur VSL SSI 2000

Stay

Stressing End

TENDON UNIT	Number of strands n	Minimum breaking load kN <sup>1</sup>	Force at 45% kN	Transverse force kN <sup>2</sup>	TENDON UNIT	Ø A1 mm	Ø B1 mm	C1 mm <sup>3</sup>	Ø D1 mm <sup>4,5</sup>	Ø E1 mm	F1 min mm <sup>6</sup>	G1 mm <sup>7</sup>	H1 min mm <sup>8</sup>	J1 mm	L1 min mm
6-12	12	3,348	1,507	50	6-12	190	230	290	219.1/6.3	196	85	30	235	160	1,500
6-19	19	5,301	2,385	80	6-19	235	285	355	267/6.3	241	100	35	245	180	1,750
6-22	22	6,138	2,762	90	6-22	255	310	385	298.5/7.1	261	110	40	245	210	1,900
6-31	31	8,649	3,892	130	6-31	285	350	440	323.9/7.1	291	130	45	275	210	2,100
6-37	37	10,323	4,645	150	6-37	310	380	485	355.6/8.0	316	140	50	295	210	2,300
6-43	43	11,997	5,399	180	6-43	350	425	540	406.4/8.8	356	145	55	305	210	2,550
6-55	55	15,345	6,905	230	6-55	385	470	585	419/10	391	165	60	325	260	2,650
6-61	61	17,019	7,659	250	6-61	385	470	600	419/10	391	180	65	345	260	2,850
6-73	73	20,367	9,165	300	6-73	440	530	680	508/11	446	180	75	345	290	3,050
6-85	85	23,715	10,672	350	6-85	440	540	710	508/11	446	210	80	375	290	3,150
6-91	91	25,389	11,425	375	6-91	490	590	760	559/12.5	496	195	80	385	320	3,400
6-109	109	30,411	13,685	450	6-109	505	610	795	559/12.5	511	215	90	400	320	3,550
6-127	127	35,433	15,945	525	6-127	560	670	865	610/12.5	566	255	95	410	340	3,950

Contoh perhitungan angkur digunakan S6 dengan tendon 6-73 yang mempunyai gaya paling besar. Adapun data perencanaan sebagai berikut :

$$T = 4517 \text{ kN}$$

$$H = 800 \text{ mm}$$

$$\text{ØB1} = 530 \text{ mm}$$

$$A2 = H \times H$$

$$= 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 C1 &= 680 \text{ mm} \\
 A1 &= C1 \times C1 - \text{Area } \emptyset B1 \\
 &= (680 \times 680) - (0,25 \cdot \pi \cdot 530^2) \\
 &= 241893,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Pemberian gaya tarik dilakukan pada saat beton berusia 14 hari, dengan kuat tekan beton diperkirakan 85% $f_c$ .

$$\begin{aligned}
 f_{ci} &= 0,85 \times 65 \text{ Mpa} \\
 &= 55,25 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{cp} &= 0,8 \cdot f_{ci} \sqrt{\frac{A2}{A1}} - 0,2 \\
 &= 0,8 \cdot 55,25 \sqrt{\frac{640000}{241893,5}} - 0,2 \\
 &= 69,125 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Tegangan dibawah pelat angker :

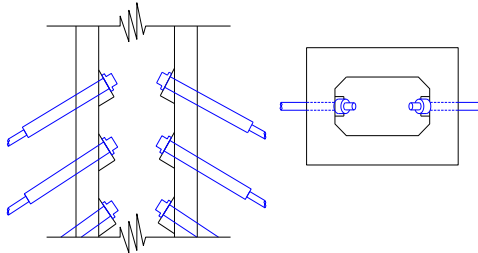
$$f_t = \frac{T}{A1} = \frac{4517}{241893,5} = 18,67 \text{ Mpa} < f_{cp} \dots \text{OK}$$

Untuk perhitungan masing-masing angker ditampilkan pada tabel 8.9.

**Tabel 8.9** Kontrol tegangan beton pada saat *stressing*

No	Gaya	STR pakai	VSL	Gaya	fcp	ft	kontrol
	(kN)	(unit)	(unit)	(N)	(Mpa)	(Mpa)	(ft<fcp)
M1	491.7687	94	109	491768.7	57.33679	1.446691	OK
M2	836.7805	88	91	836780.5	60.97199	2.749479	OK
M3	1585.123	84	85	1585123	64.4416	5.76002	OK
M4	2105.278	80	85	2105278	64.4416	7.650159	OK
M5	3273.542	76	85	3273542	64.4416	11.8954	OK
M6	4051.869	72	73	4051869	69.12451	16.75063	OK
M7	4517	67	73	4517000	69.12451	18.67351	OK
M8	4421.315	63	73	4421315	69.12451	18.27794	OK
M9	3800.735	58	61	3800735	79.43609	20.36906	OK
M10	2373.384	54	55	2373384	83.75933	14.05879	OK
M11	2067.448	51	55	2067448	83.75933	12.24657	OK
M12	224.1253	50	55	224125.3	83.75933	1.327611	OK
S1	1036.14	62	73	1036140	69.12451	4.283455	OK
S2	2590.449	59	61	2590449	79.43609	13.88285	OK
S3	2757.291	57	61	2757291	79.43609	14.777	OK
S4	2778.289	54	55	2778289	83.75933	16.45726	OK
S5	2132.535	52	55	2132535	83.75933	12.63212	OK
S6	607.7121	50	55	607712.1	83.75933	3.599795	OK

kebutuhan tulangan pencar (*bursting*) dan tulangan pecah (*spalling*). Posisi kabel ditunjukkan seperti Gambar 8.22.



**Gambar 8.22** Daerah pengankuran

Kebutuhan tulangan pencar

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \cdot T \cdot \left(1 - \frac{c^1}{H}\right)$$

$$= 0,25 \cdot 4517 \cdot \left(1 - \frac{680}{800}\right) = 169,39 \text{ kN}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5(H-2e)$$

$$= 0,5 \cdot (800-2 \cdot 0) = 400 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang penutup D13 dengan  $A_s = 132,67 \text{ mm}^2$

$$A_s \text{ perlu} = T_{\text{pencar}} / f_y$$

$$= 169390 / 400 = 423,47 \text{ mm}^2$$

$$n = A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai} =$$

$$= 423,47 / 132,67 = 3,192 \sim 4 \text{ sengkang dekat ujung angkur}$$

spasi antar sengkang

$$s = d_{\text{pencar}} / n$$

$$= 400 / 3,192 = 125,31 \sim 100 \text{ mm}$$

maka dipasang sengkang 4D13-100

Untuk mencegah pecah (*spalling*), dipasang tulangan dengan kuat tarik 2%P

$$2\%P = 2\% \cdot 4517 \text{ kN} = 90,34 \text{ kN}$$

$$A_s \text{ perlu} = 2\%P / f_y$$

$$= 90340 / 400 = 225,85 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 dengan  $A_s = 132,67 \text{ mm}^2$

$$n = A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai}$$

$$= 225,85 / 132,67 = 1,704 \sim 2 \text{ buah tulangan U}$$

*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  $1800 \text{ N/mm}^2$ , maka dipakai kabel tipe ASTM A 416-06 Grade 270.

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      *SNI 1725 2016 Tabel 3*

$$\begin{aligned} P &= A \times B_j \text{ beton} \times 1 \times 0,5 \\ &= 8,85 \text{ m}^2 \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 1 \times 0,5 \\ &= 106,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

###### b. Beban mati tambahan

Berat aspal

Faktor beban = 2

$$\begin{aligned} W &= \text{tebal aspal} \times \text{lebar aspal} \times B_j \text{ aspal} \times LF \times 0,5 \\ &= 0,05 \text{ m} \times 7 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 2 \times 0,5 \\ &= 7,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Berat trotoar

$$W = \text{tebal trotoar} \times \text{lebar trotoar} \times B_j \text{ beton} \times n \times 0,5$$

$$= 0,25 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 2 \times 0,5$$

$$= 6 \text{ kN/m}$$

Berat kerb

$$W = \text{tinggi kerb} \times \text{lebar kerb} \times B_j \text{ beton} \times n \times 0,5$$

$$= 0,25 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 2 \times 0,5$$

$$= 0,9 \text{ kN}$$

Berat tiang sandaran

$$W = \frac{b \times h \times t \times B_j \text{ beton} \times \text{jumlah}}{L \text{ jembatan}} \times n \times 0,5$$

$$= \frac{0,25 \times 0,25 \times 1,5 \times 24 \times 182}{180} \times 2 \times 0,5$$

$$= 2,275 \text{ kN/m}$$

Berat perlengkapan

$$W = 20\% \text{ beban trotoar} \times 0,5$$

$$= 20\% \times 6 \text{ kN/m} \times 0,5$$

$$= 0,6 \text{ kN/m}$$

Berat air hujan

$$W = \text{tinggi hujan} \times B_j \text{ air} \times \text{lebar jembatan} \times LF \times 0,5$$

$$= 0,02 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 7 \text{ m} \times 1 \times 0,5$$

$$= 0,7 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{tot}} = 7,7 + 6 + 0,9 + 2,275 + 0,6 + 0,7$$

$$= 18,175 \text{ kN/m}$$

$$P = 115,68 + 18,175$$

$$= 133,855 \text{ kN/m}$$

## 2. Beban hidup

a. Beban terbagi rata (BTR)

$$BTR = 5,25 \text{ kN/m}^2 \quad \text{SNI 1725 2016 pasal 8.3.1}$$

$$\text{Faktor beban} = 1,8 \quad \text{SNI 1725 2016 (Tabel 12)}$$

$$W = BTR \times \text{lebar lantai} \times 1,8 \times 0,5$$

$$= 5,25 \text{ kN/m}^2 \times 7 \text{ m} \times 1,8 \times 0,5$$

$$= 33,075 \text{ kN/m}$$

b. Beban garis terpusat (BGT)

$$BGT = 49 \text{ kN/m} \quad \text{SNI 1725 2016 pasal 8.3.1}$$

$$\text{Faktor beban} = 1,8 \quad \text{SNI 1725 2016 (Tabel 12)}$$

$$DLA = 30\%$$

$$\begin{aligned} W &= \text{BGT} \times \text{lebar lantai} \times 1,8 \times (1 + DLA) \times 0,5 \\ &= 49 \text{ kN/m} \times 7 \text{ m} \times 1,8 \times 1,3 \times 0,5 \\ &= 401,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Beban truk "T" (TT)

$$T = 112,5 \text{ kN} \quad \text{SNI 1725 2016 pasal 8.4.1}$$

$$\text{Faktor beban} = 1,8 \quad \text{SNI 1725 2016 (Tabel 13)}$$

$$\text{FBD} = 30\% \quad \text{SNI 1725 2016 pasal 8.6}$$

$$\begin{aligned} W &= T \times 1,8 \times \text{FBD} \times 0,5 \\ &= 112,5 \text{ kN} \times 1,8 \times (1 + 30\%) \times 0,5 \\ &= 131,625 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Beban pejalan kaki

$$P = 5 \text{ kN/m} \quad \text{SNI 1725 2016 pasal 8.9}$$

$$\text{Faktor beban} = 1 \quad \text{RSNI T 02 2005 (Tabel 16)}$$

$$\begin{aligned} W &= P \times 1 \times 0,5 \\ &= 5 \text{ kN/m} \times 1 \times 0,5 \\ &= 2,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$W = 33,075 \text{ kN/m} + 2,5 \text{ kN/m} = 35,575 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } (P + W) &= 133,855 \text{ kN/m} + 35,575 \text{ kN/m} \\ &= 169,43 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$A_{sc,i} \simeq \frac{(g + p + P/30d)(\lambda_i + \lambda_{i+1})\cos \phi}{2(f_{cbd} \sin \phi \cos \phi - \gamma_{cb} a_i)} \quad \text{Gimsing 2012 3.76}$$

- $A_{sc}$  = luas penampang kabel  
 $g$  = beban hidup merata  
 $p$  = beban mati  
 $P$  = beban terpusat  
 $d$  = tinggi box pratekan  
 $\lambda$  = jarak antar angker kabel pada gelagar  
 $\theta$  = sudut kabel terhadap horizontal  
 $\gamma$  = berat jenis kabel = 77,01 kN/m<sup>3</sup>



$f_{cbd}$  = tegangan putus kabel = 1860 Mpa  
 $a$  = jarak mendatar dari pylon ke angker kabel pada gelagar

Untuk perhitungan jumlah kabel menggunakan rumus sebagai berikut :

$$n = \frac{Asc}{As}$$

Dimana :  $As$  = luas penampang kabel = 140 mm<sup>2</sup>

Berikut dijelaskan perhitungan dimensi kabel seperti pada Tabel 9.1

**Tabel 9.1** Dimensi Kabel dan Jumlah Kabel

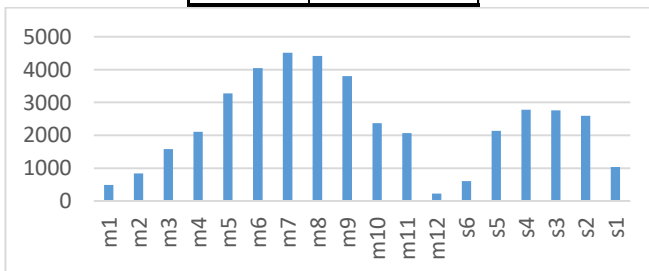
No	sudut	a	panjang	T	Y kabel	oijin	Asc	As pakai	n perlu	n pakai
		(m)	(m)	kN	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(kabel)	(kabel)
m1	32	115	134931	5640.25	77.01	837000	0.013023	0.00014	93.02136	94
m2	34	105	125186	5640.25	77.01	837000	0.012307	0.00014	87.90813	88
m3	36	95	115427	5640.25	77.01	837000	0.011679	0.00014	83.4225	84
m4	38	85	106018	5640.25	77.01	837000	0.011125	0.00014	79.46223	80
m5	40	75	96658	5640.25	77.01	837000	0.010632	0.00014	75.9463	76
m6	43	65	87510	5640.25	77.01	837000	0.010001	0.00014	71.43322	72
m7	47	55	78650	5640.25	77.01	837000	0.009308	0.00014	66.48842	67
m8	51	45	70187	5640.25	77.01	837000	0.008745	0.00014	62.46468	63
m9	57	35	62282	5640.25	77.01	837000	0.008092	0.00014	57.79977	58
m10	64	25	55176	5640.25	77.01	837000	0.007541	0.00014	53.86758	54
m11	73	15	49216	5640.25	77.01	837000	0.007082	0.00014	50.58218	51
m12	75	5	44862	5640.25	77.01	837000	0.006989	0.00014	49.92304	50
s1	53	67.5	90146	5640.25	77.01	837000	0.008548	0.00014	61.05828	62
s2	56	55	78230	5640.25	77.01	837000	0.008218	0.00014	58.69989	59
s3	59	45	66528	5640.25	77.01	837000	0.007936	0.00014	56.68543	57
s4	64	35	55176	5640.25	77.01	837000	0.007559	0.00014	53.99441	54
s5	72	25	44446	5640.25	77.01	837000	0.007141	0.00014	51.00949	52
s6	83	15	34913	5640.25	77.01	837000	0.006868	0.00014	49.05437	50

## 9.2 Gaya Stressing Kabel

Hasil dari analisa atau *output* dengan dibantu program MIDAS CIVIL 2006 adalah *load factor* pada masing-masing kabel. Hal ini berhubungan dengan menu *unknown load factors calculation*. Masing-masing gaya kabel dapat dilihat pada Tabel 9.2. Sedangkan Gambar 9.1 adalah hasil *cable tuning* dari MIDAS.

**Tabel 9.2** Gaya tarik awal masing-masing kabel

Kabel	Force (kN)
m1	491.768672
m2	836.780547
m3	1585.12289
m4	2105.27774
m5	3273.54234
m6	4051.86882
m7	4517.00031
m8	4421.31543
m9	3800.73458
m10	2373.38389
m11	2067.44755
m12	224.125277
s1	1036.13983
s2	2590.44899
s3	2757.29126
s4	2778.28935
s5	2132.53478
s6	607.712066



**Gambar 9.1** Cable force tuning

Dari gaya tarik tersebut dapat diperoleh kekuatan tegangan kabel maksimum dibandingkan dengan kapasitas tegangan yang diijinkan. Untuk lebih jelasnya dari perhitungan kontrol tegangan kabel dapat dilihat pada Tabel 9.3.

$$f_u = 1860 \text{ Mpa} = 1860000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_u \text{ ijin} = 0,45 \times 1860000 \text{ kN/m}^2 = 837000 \text{ kN/m}^2$$

$$P_n = F_u \text{ ijin} \times A_{sc}$$

**Tabel 9.3** Kontrol tegangan kabel

Kabel	Force (kN)	Pn (kN)	Kontrol	
m1	491.768672	10900.2	OK	$P < P_n$
m2	836.780547	10301.1	OK	$P < P_n$
m3	1585.12289	9775.45	OK	$P < P_n$
m4	2105.27774	9311.38	OK	$P < P_n$
m5	3273.54234	8899.39	OK	$P < P_n$
m6	4051.86882	8370.55	OK	$P < P_n$
m7	4517.00031	7791.11	OK	$P < P_n$
m8	4421.31543	7319.61	OK	$P < P_n$
m9	3800.73458	6772.98	OK	$P < P_n$
m10	2373.38389	6312.2	OK	$P < P_n$
m11	2067.44755	5927.22	OK	$P < P_n$
m12	224.125277	5849.98	OK	$P < P_n$
s1	1036.13983	7154.81	OK	$P < P_n$
s2	2590.44899	6878.45	OK	$P < P_n$
s3	2757.29126	6642.4	OK	$P < P_n$
s4	2778.28935	6327.06	OK	$P < P_n$
s5	2132.53478	5977.29	OK	$P < P_n$
s6	607.712066	5748.19	OK	$P < P_n$

### 9.3 Analisa Kabel saat proses pelaksanaan konstruksi

Kontrol kabel saat pelaksanaan sangat diperlukan apabila terjadi tegangan yang melebihi kapasitas tegangan kabel saat proses pelaksanaan.

Apabila kabel dengan desain  $A_{\text{pakai}}$  tersebut mampu untuk menahan gaya kabel  $P$  pada saat pelaksanaan, maka penampang kabel memenuhi syarat kontrol. Berikut akan ditunjukkan contoh perhitungannya pada kabel terbesar.

Kabel M8 :

$$A_{\text{Spakai}} = 8745 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} P_n &= f_{\text{ijin}} \cdot A_{\text{Spakai}} \\ &= 0,837 \text{ kN/mm}^2 \cdot 8745 \text{ mm}^2 \\ &= 7319,611 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P = 3597.99 \text{ kN} < P_n \text{ (OK)}$$

Untuk perhitungan kontrol kemampuan kabel dengan penampang pakai akibat gaya tarik yang terjadi saat pelaksanaan dapat dilihat pada Tabel 9.4 berikut ini.

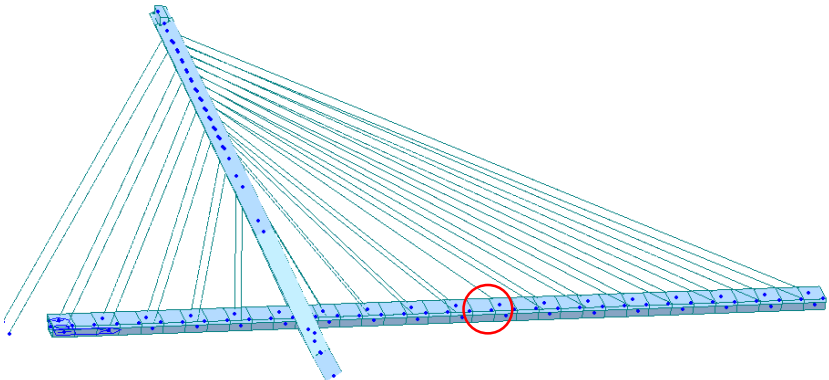
**Tabel 9.4** Kontrol kemampuan kabel saat pelaksanaan

Kabel	Force (kN)	Aspakai (mm <sup>2</sup> )	Pn (kN)	Kontrol	
				OKE	Pn > P
m1	1123.76	0.013023	10900.24	OKE	Pn > P
m2	1694.90	0.012307	10301.08	OKE	Pn > P
m3	1518.94	0.011679	9775.449	OKE	Pn > P
m4	1058.94	0.011125	9311.385	OKE	Pn > P
m5	1682.34	0.010632	8899.387	OKE	Pn > P
m6	2589.32	0.010001	8370.545	OKE	Pn > P
m7	3254.25	0.009308	7791.113	OKE	Pn > P
m8	3597.99	0.008745	7319.611	OKE	Pn > P
m9	3530.37	0.008092	6772.977	OKE	Pn > P
m10	2943.58	0.007541	6312.203	OKE	Pn > P
m11	1785.68	0.007082	5927.22	OKE	Pn > P
m12	1512.53	0.006989	5849.981	OKE	Pn > P

s1	1590.46	0.008548	7154.809	OKE	$P_n > P$
s2	2021.70	0.008218	6878.453	OKE	$P_n > P$
s3	2072.28	0.007936	6642.399	OKE	$P_n > P$
s4	1898.51	0.007559	6327.065	OKE	$P_n > P$
s5	1334.39	0.007141	5977.292	OKE	$P_n > P$
s6	1802.93	0.006868	5748.191	OKE	$P_n > P$

#### 9.4 Analisa kemampuan 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 9.2** Asumsi kabel satu putus pada m8 salah satu sisi

Apabila kabel dengan desain  $A_{pakai}$  tersebut mampu untuk menahan gaya kabel  $P$  pada saat putus, maka penampang kabel memenuhi syarat kontrol. Berikut akan ditunjukkan contoh perhitungannya pada kabel terbesar.

Kabel M8 :

$$A_{Spakai} = 8745 \text{ mm}^2$$

$$P_n = f_{ijin} \cdot A_{Spakai}$$

$$= 0,837 \text{ kN/mm}^2 \cdot 8745 \text{ mm}^2$$

$$= 7319,611 \text{ kN}$$

$$P = 4650,96 \text{ kN} < P_n \text{ (OK)}$$

Untuk perhitungan kontrol kemampuan kabel dengan penampang pakai akibat gaya tarik yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 9.5 berikut ini.

**Tabel 9.5** Kontrol kemampuan kabel putus satu sisi

Kabel	Force (kN)	$A_{Spakai}$ (mm <sup>2</sup> )	Pn (kN)	Kontrol	
				OKE	$P_n > P$
m1	212.57	0.013023	10900.24	OKE	$P_n > P$
m2	476.61	0.012307	10301.08	OKE	$P_n > P$
m3	819.27	0.011679	9775.449	OKE	$P_n > P$
m4	1579.03	0.011125	9311.385	OKE	$P_n > P$
m5	2154.98	0.010632	8899.387	OKE	$P_n > P$
m6	3315.09	0.010001	8370.545	OKE	$P_n > P$
m7	4177.36	0.009308	7791.113	OKE	$P_n > P$
m8	4650.96	0.008745	7319.611	OKE	$P_n > P$
m9	4623.72	0.008092	6772.977	OKE	$P_n > P$
m10	3948.09	0.007541	6312.203	OKE	$P_n > P$
m11	2487.65	0.007082	5927.22	OKE	$P_n > P$
m12	2128.28	0.006989	5849.981	OKE	$P_n > P$
s1	871.73	0.008548	7154.809	OKE	$P_n > P$
s2	2594.71	0.008218	6878.453	OKE	$P_n > P$
s3	2791.69	0.007936	6642.399	OKE	$P_n > P$
s4	2744.70	0.007559	6327.065	OKE	$P_n > P$
s5	2061.70	0.007141	5977.292	OKE	$P_n > P$
s6	440.58	0.006868	5748.191	OKE	$P_n > P$

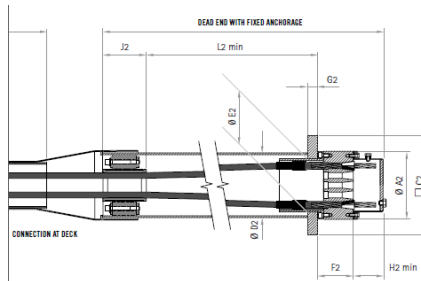
### 9.5 Analisa Blok Angkur Eksternal Pada *Side Span*

Angkur kabel dipasang sesuai jumlah *strand* dan gaya *stressing* yang telah dihitung. Perencanaan ini meliputi cek tegangan beton saat *stressing* serta kebutuhan tulangan pincar (*bursting*) dan tulangan pecah (*spalling*).

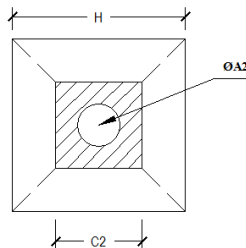
Berikut adalah nilai gaya tarik dan detail serta spesifikasi angkur yang digunakan dapat dilihat pada tabel 9.6 dan tabel 9.7 serta gambar 9.3 dan gambar 9.4.

**Tabel 9.6** Gaya tarik  $A_{pakai}$

No	Gaya
	(kN)
S1	1036.14



**Gambar 9.3** Detail angkur VSL SSI 2000 yang digunakan



**Gambar 9.4** Notasi dimensi angkur

**Tabel 9.7** Spesifikasi angkur VSL SSI 2000 yang digunakan**Dead End****Stay Pipe**

TENDON UNIT	ØA2 mm	C2 mm	ØD2 mm	ØE2 mm	F2 mm	G2 mm	H2 min mm	J2 mm	L2min mm	ØA3 mm	TENDON UNIT
6-12	185	260	177.8/4.5	150	105	35	105	160	900	125/4.9	6-12
6-19	230	335	219.1/6.3	190	120	50	105	180	1,200	140/5.4	6-19
6-22	250	355	219.1/6.3	205	120	50	105	210	1,350	160/6.2	6-22
6-31	280	415	244.5/6.3	230	145	60	105	210	1,550	160/6.2	6-31
6-37	300	455	273/6.3	255	170	70	105	210	1,750	180/5.6	6-37
6-43	340	505	323.9/7.1	285	175	75	105	210	2,000	200/6.2	6-43
6-55	380	550	323.9/7.1	310	195	75	105	260	2,050	200/6.2	6-55
6-61	380	585	355.6/8	330	215	85	105	260	2,250	225/7.0	6-61
6-73	430	650	406.4/8.8	370	215	95	120	290	2,450	250/7.8	6-73
6-85	430	685	406.4/8.8	370	245	110	120	290	2,600	250/7.8	6-85
6-91	480	730	457/10	420	255	110	120	320	2,800	280/8.7	6-91
6-109	495	775	457/10	420	265	120	120	320	3,000	315/9.8	6-109
6-127	550	845	508/11	475	315	130	120	340	3,350	315/9.8	6-127

Contoh perhitungan angkur kabel S1 dengan tendon 6-62

$$T = 1036.14 \text{ kN}$$

$$H = 800 \text{ mm}$$

$$\text{ØA2} = 430 \text{ mm}$$

$$A1 = H \times H = 640000 \text{ mm}^2$$

$$C2 = 650 \text{ mm}$$

$$A2 = (C2 \times C2) - \text{area } \text{ØA2} = 277353.5 \text{ mm}^2$$

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

$$f_{ci} = 85 \% \times 50 \text{ MPa} = 42.5 \text{ MPa}$$

$$f_{cp} = 0.8 \times f_{ci} \times \sqrt{\frac{A1}{A2} - 0.2}$$

$$= 0.8 \times 42.5 \times \sqrt{\frac{640000}{277353.5} - 0.2} = 52.84 \text{ MPa}$$



Tegangan di bawah plat angkur

$$\begin{aligned} f_t &= T/A_2 \\ &= 1036150/277353.5 = 3.73 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Syarat,  $f_t < f_{cp} = 52.84 \text{ MPa}$  (oke)

Perhitungan tulangan daerah pengangkuran berdasarkan SNI 03 2847-2002 Ps 20.13.3.2.

Kebutuhan tulangan pincar :

$$\begin{aligned} T_{\text{pincar}} &= 0.25 \times T \times \left(1 - \frac{c^2}{h}\right) \\ &= 0.25 \times 1036.15 \times \left(1 - \frac{650}{800}\right) = 48.569 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{pincar}} &= 0.5 (h - 2.e) \\ &= 0.5 (800 - 2.0) = 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan sengkang penutup D10 dengan  $A_s = 78.5 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= T_{\text{pincar}} / f_y \\ &= 48569 / 400 = 121.422 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai} \\ &= 121.422 / 78.5 \\ &= 1.54 = 2 \text{ buah sengkang} \end{aligned}$$

Spasi antar sengkang

$$\begin{aligned} s &= d_{\text{pincar}} / n \\ &= 400 / 1.54 = 258 = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang sengkang 2D10-200

Untuk mencegah pecah (spalling), dipasang tulangan dengan kuat tarik 2% T

$$2\% T = 2\% \times 1036.15 = 20.722 \text{ kN}$$

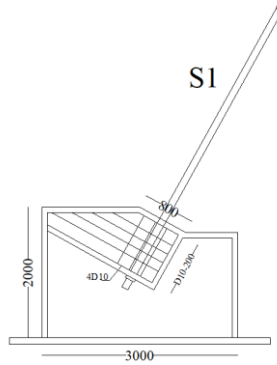
$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= 2\% T / f_y \\ &= 20722 / 400 \\ &= 51.809 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan UD10 dengan  $A_s = 78.5 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} n &= A_s \text{ perlu} / A_s \text{ pakai} \\ &= 51.806 / 78.5 \\ &= 0.65 = 2 \text{ buah tulangan U} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan berikutnya ditabelkan pada lampiran

Berikut gambar desain dan detailing blok angkur seperti terlihat pada gambar 9.5.



**Gambar 9.5** Desain dan detail blok angkur

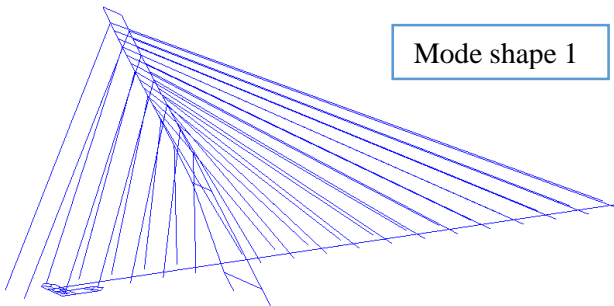
*Halaman ini sengaja dikosongkan*

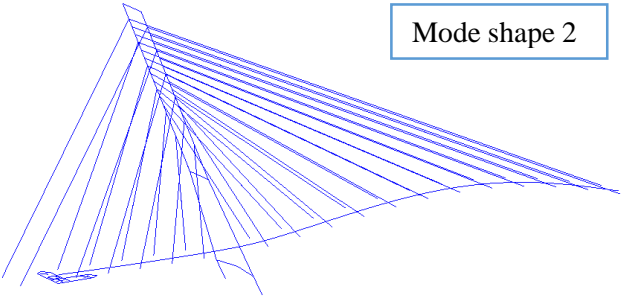
## BAB X KONTROL STABILITAS AERODINAMIS

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).

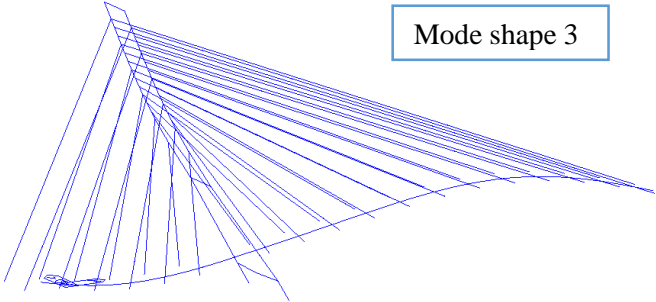
### 10.1 Frekwensi Alami

Frekwensi alami dihitung menggunakan frekwensi lentur balok dan frekwensi alam akibat torsi yang didekati menggunakan 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.

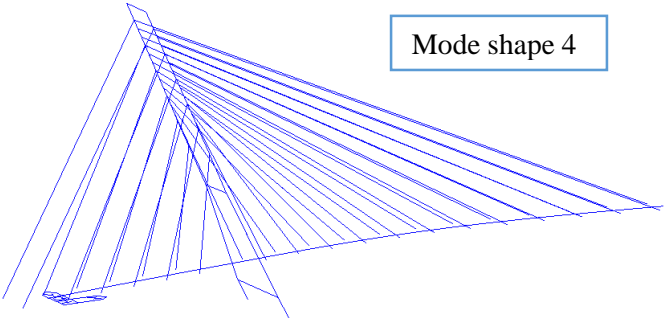




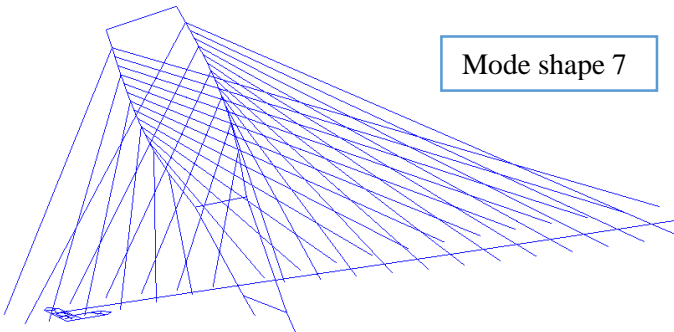
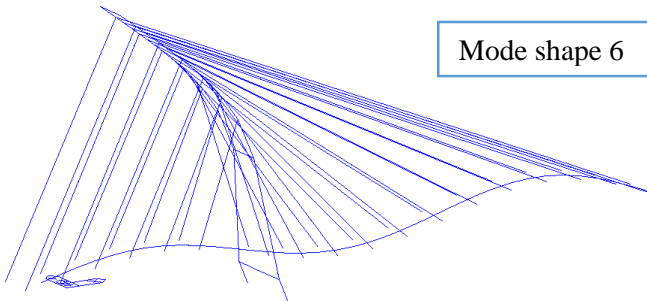
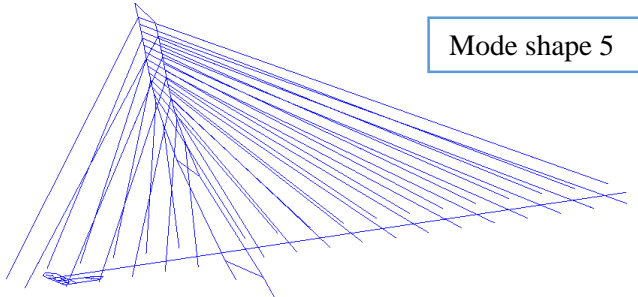
Mode shape 2



Mode shape 3



Mode shape 4



**Gambar 10.1** Mode 1 – 7 frekwensi lentur dan torsi jembatan

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

**Tabel 10.1** Nilai  $f_B$  dan  $f_T$

	Mode	Frequency	Frequency	Period
No	Type	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	Lentur Transversal	3.48072	0.553974	1.80514
2	Lentur Vertikal	4.23735	0.674395	1.48281
3	Lentur Vertikal	5.257359	0.836735	1.195122
4	Lentur Vertikal	5.4459	0.866742	1.153746
5	Lentur Vertikal	9.039301	1.438649	0.695096
6	Lentur Vertikal	9.950625	1.583691	0.631436
7	Torsi	12.010311	1.9115	0.523149

Syarat yang dipakai adalah nilai pada *mode* yang sesuai persamaan berikut  $f_T/f_B \approx 2,5$  (Mathivat).

$$\frac{f_T}{f_B} = \frac{1,91}{0,67} = 2,85 \text{ Hz}$$

## 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 ( $h$ ) = 3 m

$$V = \frac{(f_B \times h)}{s}$$

$$= \frac{(0,67 \times 3)}{0,2}$$

$$V = 10,05 \text{ m/det}$$

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*.

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

Dimana :

$Re$  = angka *Reynold*

$V$  = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka Strouhal

$B$  = lebar lantai kendaraan

$\bar{\nu}$  = viskositas kinematik udara ( $0,15 \text{ cm}^2/\text{dt}$ )

$$Re = \frac{VB}{\nu}$$

$$Re = \frac{10,05 \times 7}{0,15 \times 10^{-4}}$$

$$= 4,69 \times 10^6$$

Nilai bilangan Reynold  $10^5 \leq Re < 10^7$ , 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 :

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

Dimana :

$F_o$  = gaya angkat

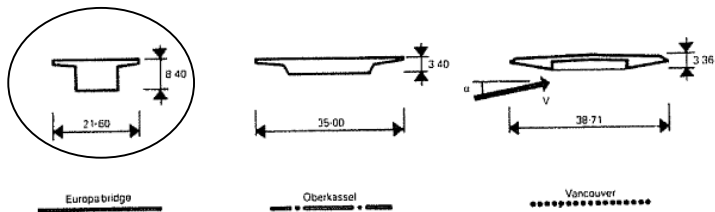
$\rho$  = berat volume udara ( $1,3 \text{ kg/m}^3$ )

$V$  = kecepatan angin yang dihitung berdasarkan angka *Strouhal*

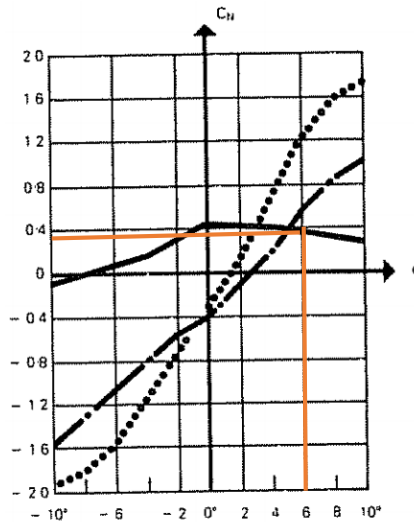
$C$  = koefisien gaya angkat lantai kendaraan

$h$  = tinggi lantai kendaraan

Besarnya nilai koefisien  $C$  dapat dicari dari grafik berikut ini, lihat Gambar 10.2 dan Gambar 10.3 :



**Gambar 10.2** Macam penampang deck



**Gambar 10.3** 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  $\alpha$  diambil sebesar  $0^\circ$ , 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  $\alpha$  dapat berubah berkisar antara  $3^\circ$  sampai dengan  $9^\circ$ , maka sebagai pembanding coba diambil nilai  $\alpha$  rata-rata sebesar  $6^\circ$ . sehingga didapat nilai  $C_N$  sebesar 0,38. Maka dapat diperoleh gaya angkat sebesar :

$$F_o = 1,3 \times \frac{10,05^2}{2} \times 0,38 \times 3 = 74,8 \text{ N/m}$$

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

$\delta$  = penurunan logaritmik (koefisien peredaman)

$F_o$  = gaya angkat

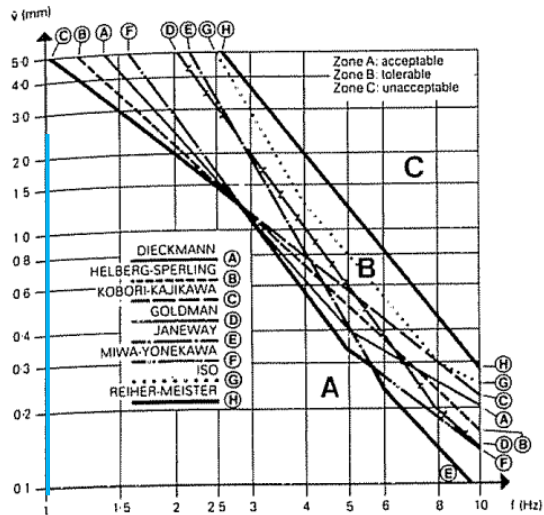
$v_{\max}$  = deformasi statis maksimum karena berat sendiri

$m$  = berat sendiri lantai kendaraan per meter panjang

Dari hasil analisa dengan program MIDAS didapat nilai  $v_{\max}$  yang terjadi akibat berat sendiri struktur sebesar 0,25 m. penurunan logaritmik (koefisien peredam) ditentukan 0,05 (Walther, 1999). Berat sendiri box girder adalah 42,5 kN/m.

$$\hat{v} = \frac{\pi}{0,05} \cdot \frac{74,8}{42,5} \cdot 0,25 = 27,65 \text{ mm}$$

Amplitudo getaran sebesar 27,65 mm dengan frekwensi sebesar 0,67 Hz, masuk dalam zona *acceptable*, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 10.4.

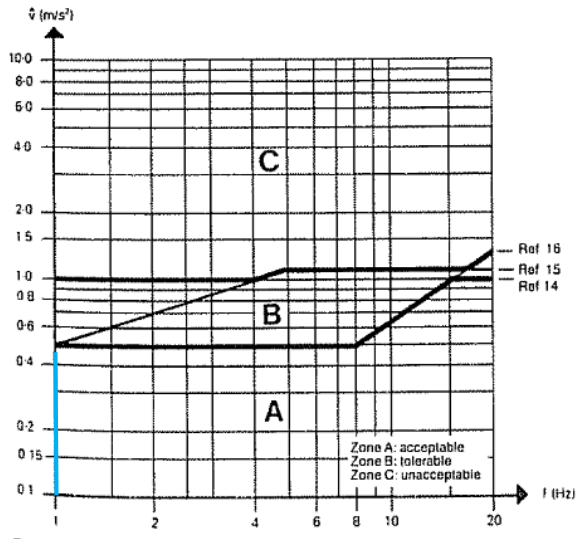


**Gambar 10.4** Klasifikasi efek psikologis berdasarkan amplitudo (Walther, 1999)

Dan dapat pula dilanjutkan dengan pencarian nilai percepatan getaran yang dihasilkan dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\hat{v} &= 4\pi^2 \times f^2 \times \hat{v} \\ &= 4\pi^2 \times 0,67^2 \times 0,02765 \\ &= 0,49 \text{ m/s}^2\end{aligned}$$

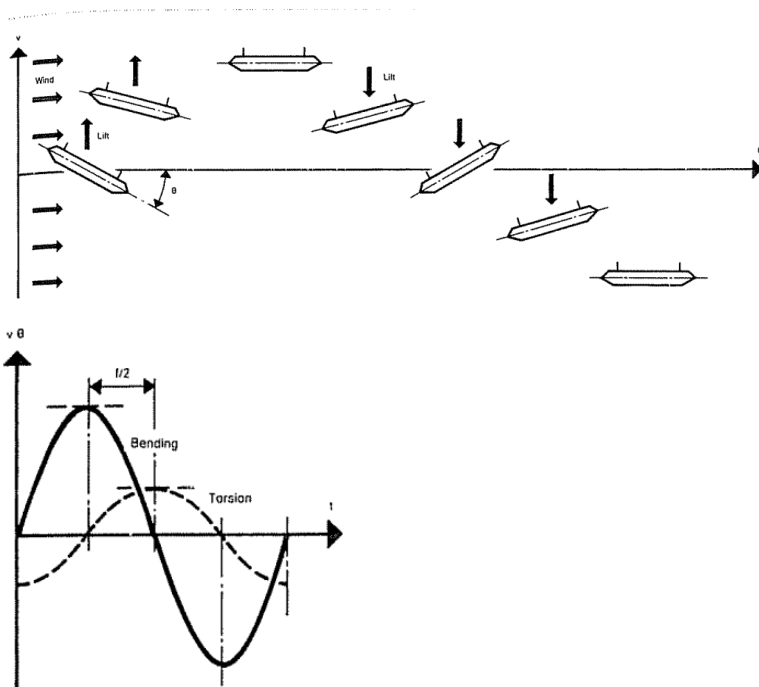
Percepatan sebesar  $0,49 \text{ m/s}^2$  dengan frekwensi  $0,67 \text{ Hz}$  masuk dalam zona *acceptable*. Hal ini dapat dilihat dari grafik berikut (Gambar 10.5).



**Gambar 10.5** 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 10.6 berikut ini.



**Gambar 10.6** 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

$$\begin{aligned}
 &= 42,5 \text{ kN/m} = 4250 \text{ kg/m} \\
 \rho &= \text{berat volume udara} \\
 &= 1,3 \text{ kg/m}^3 \\
 b &= \text{setengah lebar lantai kendaraan} \\
 &= 0,5 \times 7 = 3,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{4250}{\pi \times 1,3 \times 3,5^2} = 424,55$$

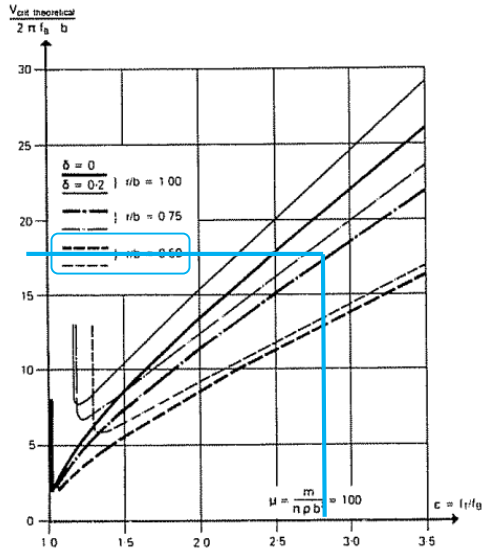
Selain  $\mu$ , diperlukan juga beberapa parameter lain diantaranya  $\varepsilon$ ,  $r/b$ , dan  $\delta$ .  $\varepsilon$  adalah rasio antara  $f_T$  dan  $f_B$ . Telah didapatkan bahwa  $f_T = 1,91$  Hz dan  $f_B = 0,67$  Hz.  $\delta$  adalah penurunan logaritmik (koefisien peredaman) dan ditentukan berkisar 0,05. Dengan melihat grafik di bawah, dapat diketahui nilai kecepatan kritis teoritisnya.

$$\varepsilon = \frac{f_T}{f_B} = 2,85$$

$$\frac{r}{b} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{30,1}{8,85}} = 0,53$$

$$\delta = 0,05$$

Untuk menentukan nilai kecepatan kritis teoritis perlu dicari nilai faktor pengali yang didapatkan dari Gambar 10.7 dengan melakukan plot nilai perbandingan frekwensi torsi dengan frekwensi lentur ( $f_T/f_B$ ).



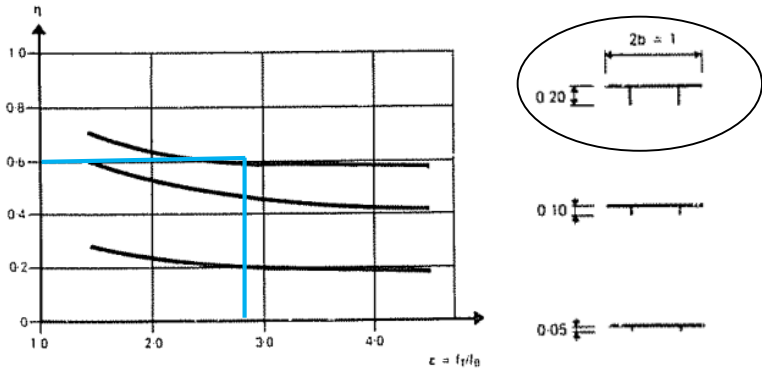
**Gambar 10.7** Kecepatan kritis untuk efek ayunan  
(Walther, 1999)

$$\frac{V_{\text{kritis-teoritis}}}{2\pi f_B b} = 17 \dots \text{(dari Gambar 10.7)}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{kritis teoritis}} &= 17 \cdot (2\pi \cdot f_B \cdot b) \\ &= 17 \cdot (2\pi \cdot 0,67 \cdot 3,5) \\ &= 250,48 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Besar kecepatan kritis teoritis ini harus dikoreksi menjadi kecepatan kritis actual, menggunakan grafik berikut, lihat Gambar 10.8.





**Gambar 10.8** Grafik koefisien koreksi  
(Walther, 1999)

Dari grafik diatas, dengan menyesuaikan bentuk penampang yang paling mendekati didapat nilai  $\eta = 0,6$ .

$$\begin{aligned} V_{\text{kritis actual}} &= 0,6 \cdot 250,48 \text{ m/dt} \\ &= 125,24 \text{ m/dt} \dots (\text{OK}) > V_{\text{DZ}} (\text{lihat bab 6.2.1}) \end{aligned}$$

Hal ini menunjukkan bahwa, apabila pada kondisi nyata dilapangan bertiup angin dengan kecepatan 166,25 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 109,34km/jam atau 31 m/dt. Sehingga analisa efek ayunan memenuhi.

## **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 175 m yang meliputi Main Span 115 m, Side Span 60 m, lantai kendaraan 7 m ddengan total lebar 11 m.
2. Lantai kendaraan berupa box girder pratekan dengan tebal flens atas 300 mm, bawah 300 mm dan tebal web 400 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 D22-200 dan arah transversal dipakai tulangan D22-50. 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. Kaki pylon ukuran 4x2,5 m dengan tulangan terpasang 202 D43 (4,04%) ditambah tulangan geser arah Y 16D 19-90), tulangan geser arah x 10 D19-300, tulangan torsi sejumlah 130 D43 dan tulangan sengkang torsi 6 D19-200.
  - b. Kaki miring pylon ukuran 4x2,5 m dengan tulangan terpasang 202 D43 (4,04%) ditambah tulangan geser arah Y

- 8D 19-250), tulangan geser arah x 4 D19-300, tulangan torsi sejumlah 20 D43 dan tulangan sengkang torsi 6 D19-800.
- c. Kolom pylon ukuran 4x2,5 m dengan tulangan terpasang 202 D43 (4,04%) ditambah tulangan geser arah Y 4D 19-300), tulangan geser arah x 4 D19-300, tulangan torsi sejumlah 10 D43 dan tulangan sengkang torsi 4 D19-800.
  - d. Pengaku pylon ukuran 2,5 x 1,8 m dengan tulangan terpasang 88 D36 (1,47%) ditambah tulangan geser arah Y 5D 19-200), tulangan geser arah x 5 D19-200, dan tidak perlu tulangan torsi.
6. Kabel tendon digunakan dari VSL POT-TENSIONING SOLUTIONS dengan tipe strand unit 6-37-37, sedangkan untuk anker pada box dan pylon juga digunakan VSL SSI 2000 STAY CABLE SYSTEM.
  7. Perletakan direncanakan menggunakan unidirectional pot bearing tipe PU 2000/1400/H2 EN. Desain dari pot bearing merupakan elemen pabrikasi dari VSL CTT POT BEARINGS.
  8. Perencanaan expansion joint mengacu pada brosur MAURER Swivel-Jost Expansion joint. Dari hasil deformasi arah x sebesar 269 mm, maka akan direncanakan modular joint dengan tipe DS 320.
  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 frekuensi alami lentur ( $F_B$ ) = 0,67 Hz dan Torsi ( $F_R$ ) = 1,91 Hz, efek vortex shedding masuk dalam kategori A zona Acceptable (lihat gambar 10.5) dan efek flutter menghasilkan  $V_{kritis\ actual} = 125,24$  m/dt ?  $V_{DZ} = 31$  m/dt yang berarti tidak terjadi ayunan/flutter.

## 11.2 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 :

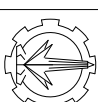
1. Dalam perencanaan jembatan cable stayed yang menggunakan box girder pratekan dengan bentang yang cukup panjang perlu dipelajari lebih lanjut agar analisa jembatan bisa lebih baik kedepannya.
2. Selain dilakukan kontrol stabilitas aerodinamis perlu juga dilakukan uji menggunakan wind tunnel dengan jembatan berskala.

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## DAFTAR PUSTAKA

1. Gimsing, Neils J. . 1983. *Cable Suported Bridge Concept and Design*. Denmark, John Wiley and Sons Ltd.
2. Troitsky, M.S. .1988. *Cable-stayed Bridge Theory and Design*. London, BS<sub>p</sub> Professional Books.
3. Gimsing, Neils J. , dan Christos T. Georgakis. 2012. *Cable Suported Bridge Concept and Design Third Edition*. Denmark, John Wiley and Sons Ltd.
4. Walter, R. , Houriet, Isler, Moia, Klein. 1999. *Cable Stayed Bridge Second Edition*. London, Thomas Telford Publisng.
5. Parke, Gerard, dan Nigel Hewson. 2008. *ICE Manual of Bridge Engineering Second Edition*. London, Thomas Telford Ltd.
6. Karoumi, R. 1999. *Modeling of Cable-Stayed Bridges For Analysis of Traffic Induced Vibrations*. Sweden, SE-100 44 Stockholm.
7. Calvi, Michele G dkk. 2010. *Seismic Design of cable-stayed bridges*. Ecuador, 15 WCEE LISBOA.
8. Standar Nasional Indonesia. Standar Pembebanan untuk Jembatan. SNI 1725-2016. Deartemen PU Dirjen Bina Marga.
9. Standar Nasional Indonesia. Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan. RSNI T-12-2004. Departemen PU Dirjen Bina Marga.
10. Standar Nasional Indonesia. Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa. RSNI 2833-2013. Departemen PU Dirjen Bina Marga.

*Halaman ini sengaja dikosongkan*



### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI JEMBATAN KALI BAMBANG  
KAB. BILITAR MENGGUNAKAN ASYMETRIC  
CABLE STAYED DAN PRESTRESSED  
CONCRETE BOX GIRDER

### DOSEN PEMBIMBING

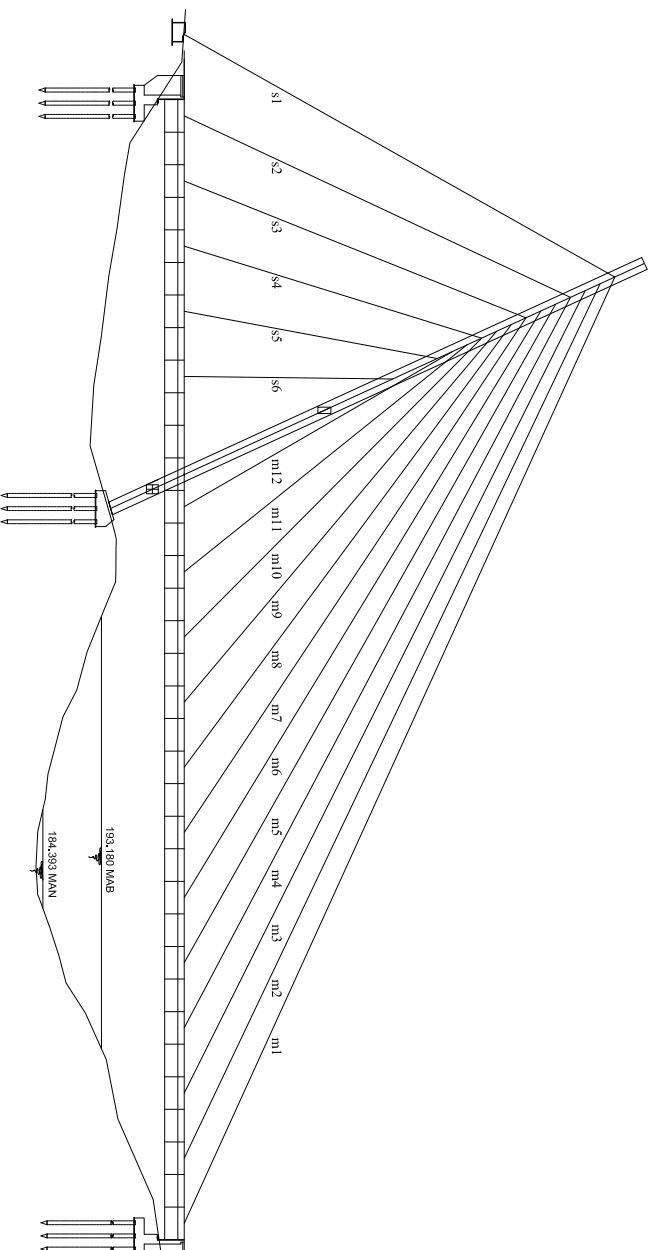
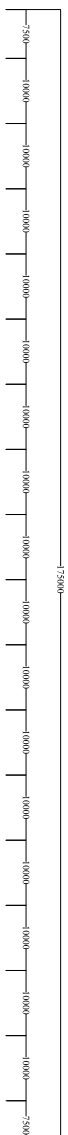
Bambang Pisceca ST. MT.

DR. Ir. Hidayat Soeghardjo M. MS

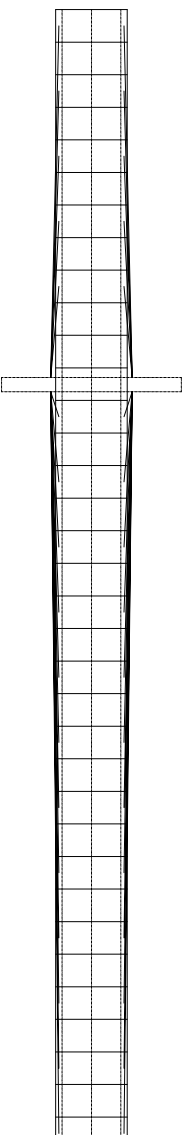
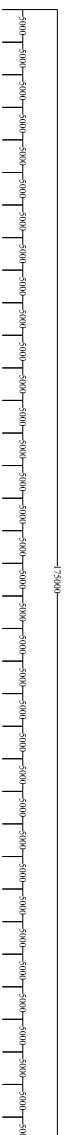
### MAHASISWA

AHMAD RIZAL A.TS  
NRP: 03 111 645 000002

### CATATAN



POTONGAN MEMANJANG RENCANA  
SKALA 1 : 1000

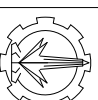


LAYOUT RENCANA JEMBATAN  
SKALA 1 : 1000

LAYOUT RENCANA JEMBATAN  
SKALA 1 : 1000

NO. LEMBAR		JML. GAMBAR	
1		34	





### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI JEMBATAN KALI BAMBANG  
KAB. BLITAR MENGGUNAKAN ASYMETRIC  
CABLE STAYED DAN PRESTRESSED  
CONCRETE BOX GIRDER

### DOSEN PEMBIMBING

Bambang Pisceca ST., MT.

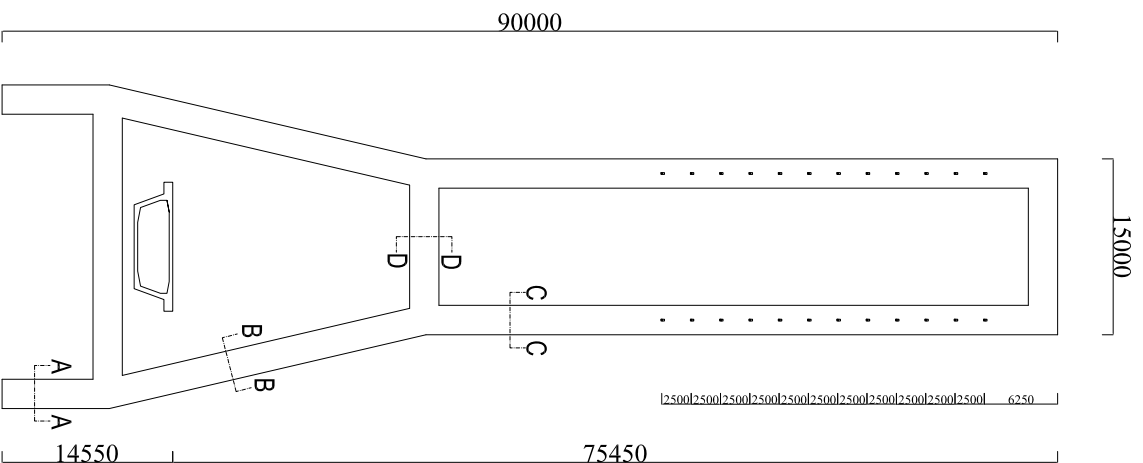
DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M. MS

### MAHASISWA

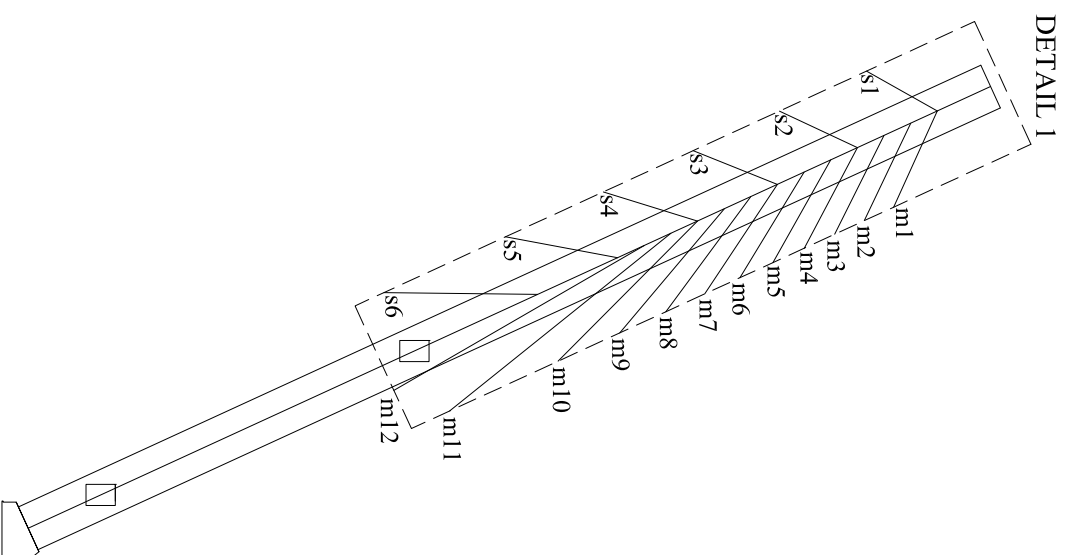
AHMAD RIZAL A.TS  
NRP: 03 111 645 000002

### CATATAN

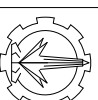
JUDUL GAMBAR	SKALA
<b>KODE GAMBAR</b>	
STR	
<b>NO. LEMBAR</b>	<b>JML. GAMBAR</b>
2	34



○ PYLON TIPE H (tampak depan)  
● SCALE 1:100



○ PYLON TIPE H (tampak samping)  
● SCALE 1:100



### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI JEMBATAN KALI BAMBANG  
KAB. BITAR MENGGUNAKAN ASYMETRIC  
CABLE STAYED DAN PRESTRESSED  
CONCRETE BOX GIRDER

### DOSEN PEMBIMBING

Bambang Pisceca ST. MT.

DR. Ir. Hidayat Soegihardjo M. MS

### MAHASISWA

AHMAD RIZAL A.TS  
NRP: 03 111 645 000002

### CATATAN

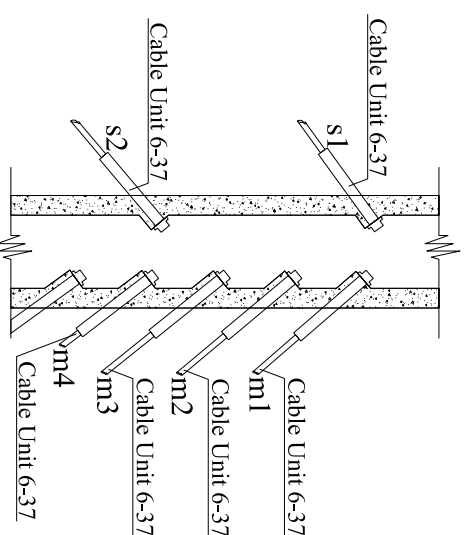
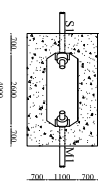
JUDUL GAMBAR SKALA

KODE GAMBAR

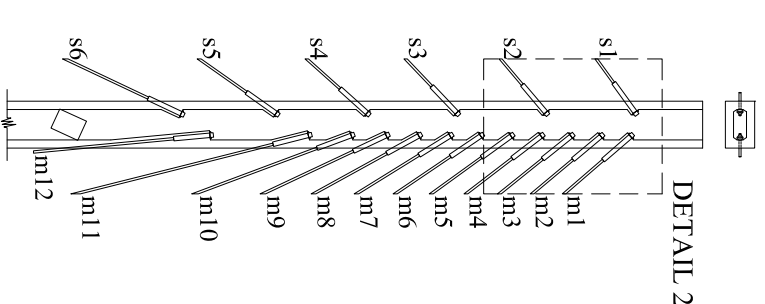
STR

NO. LEMBAR JML. GAMBAR

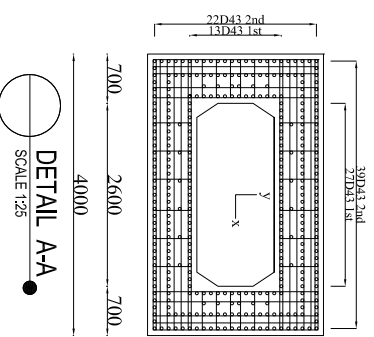
3 34



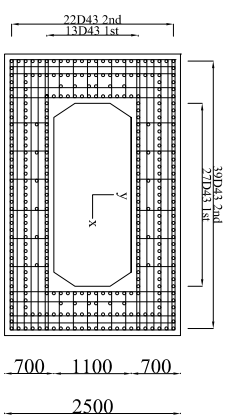
DETAIL 2  
SCALE 1:75



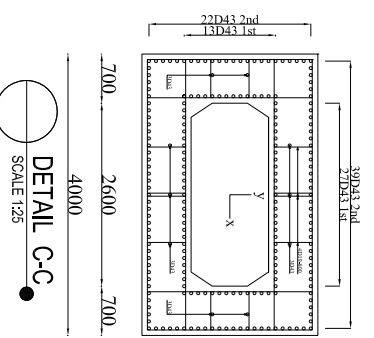
DETAIL 1  
SCALE 1:100



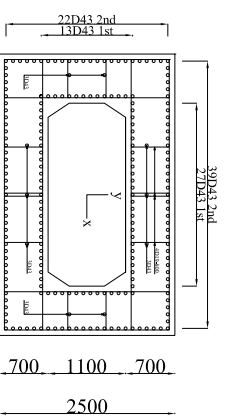
DETAIL A-A  
SCALE 1:25



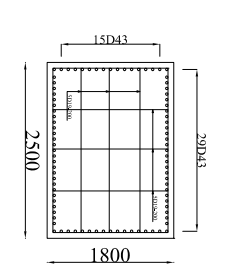
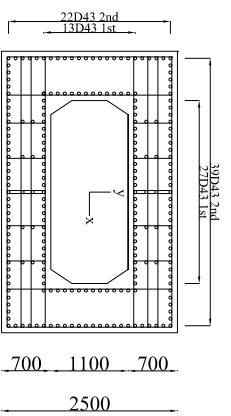
DETAIL B-B  
SCALE 1:25



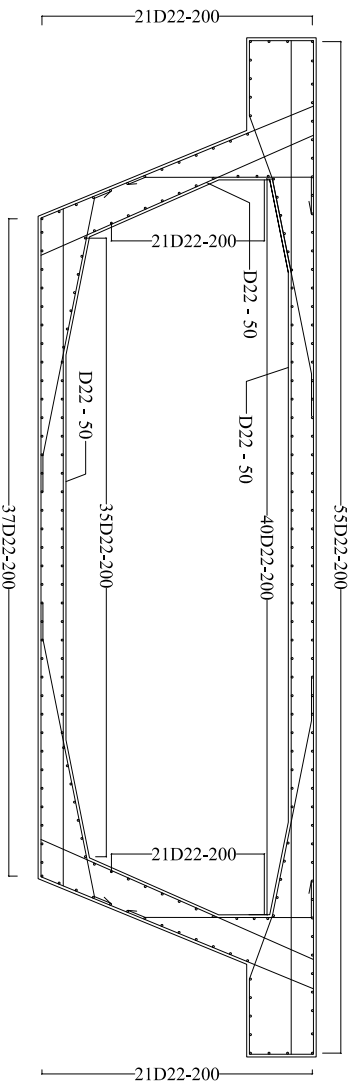
DETAIL C-C  
SCALE 1:25



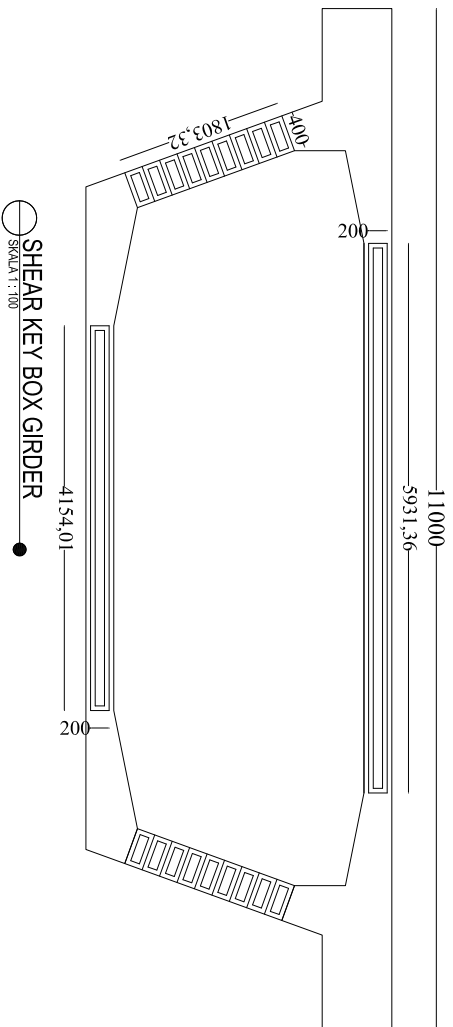
DETAIL D-D  
SCALE 1:25



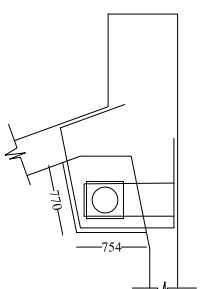




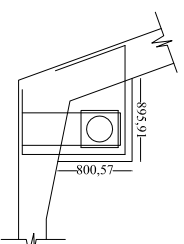
○ TULANGAN BOX GIRDER  
SKALA 1 : 100



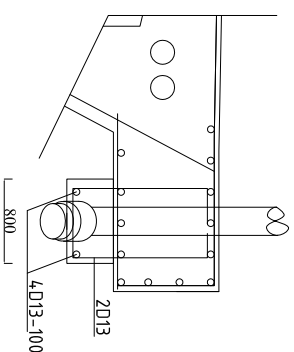
○ SHEAR KEY BOX GIRDER  
SKALA 1 : 100



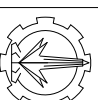
○ TULANGAN BLOK UJUNG ATAS  
SKALA 1 : 50



○ TULANGAN BLOK UJUNG BAWAH  
SKALA 1 : 50



○ TULANGAN ANGKUR KABEL  
SKALA 1 : 50



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER - SURABAYA  
JURUSAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN  
KEPERAWAN

### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI JEMBATAN KALI BAMBANG  
KAB. BITAR MENGGUNAKAN ASYMETRIC  
CABLE STAYED DAN PRESTRESSED  
CONCRETE BOX GIRDER

### DOSEN PEMBIMBING

Bambang Pisceca ST. MT.

DR. Ir. Hidayat Soeghardjo M. MS

### MAHASISWA

AHMAD RIZAL A.TS  
NRP: 03 111 645 000002

### CATATAN

JUDUL GAMBAR SKALA

KODE GAMBAR

STR

NO. LEMBAR JML. GAMBAR

5 34

## BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Kediri pada tanggal 03 Agustus 1993, merupakan anak kedua dari dua bersaudara dengan nama lengkap Ahmad Rizal Ardhiansyah TS. Penulis telah menempuh pendidikan formal pada SDN Tawang I (2000-2006), MTSN 2 Kediri (2006-2009), MAN 3 Kediri (2009-20012), D3 Teknik Sipil ITS (2012-2015) dan terdaftar sebagai mahasiswa Teknik Sipil Lintas Jalur pada tahun 2016/2017 dengan NRP 03111645000002 melalui jalur test Lintas Jalur.

Di jurusan teknik sipil, penulis mendalami bidang studi struktur dengan judul tugas akhir “Desain Modifikasi Jembatan Kali Bambang Kab. Blitar menggunakan *Asymetric Cable Stayed* dan *Prestressed Concrete Box Girder*”. Selama kuliah, penulis pernah bekerja pada General Kontraktor PT Multi Power Abadi.

*email: ahmadrizal0308@gmail.com*

## SPECIAL THANKS TO...

1. Yogi Iwan Febrianto. Orang tergantung dan super baik yang telah bersama dan membantu proses pembuatan Tugas Akhir ini. Juru bantu untuk gambar.
2. Anshar Adi P. Partner Tugas akhir yang sama ambil jembatannya dan sama persis hanya beda bentang jembatan. Yang sudah bersusah payah
3. Zhagita Devie Ariyanti. Sebagai editor daftar isi paling riwuh yang mau dimintai tolong h-1 sidang
4. Dian Apriliana. Juru printer Tugas Akhir yang suka pacaran sendiri.
5. Dining Dwi H.P. Mbak yang baik hati yg sudah mau direpotkan untuk wira-wiri print h-1 sidang.
6. Serta Teman-Teman senasib TA jembatan (Pandu Rizky, Ryan, Reyendra) yang telah sabar untuk memberikan waktu sharing masalah TA Jembatan dan senasib untuk belajar sendiri masalah midas dan lainnya.
7. Tak lupa terima kasih untk semua teman LJ 2016 yang selelu menghiasi waktu dikampus.