



TUGAS AKHIR—RC14-1501

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR *FLYOVER MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX GIRDER DENGAN METODE SPAN-BY-SPAN :* PROYEK JALAN TOL BEKASI-CAWANG- KAMPUNG MELAYU (BECAKAYU) SECTION 1C

VANESSA
NRP. 3113 100 072

Dosen Pembimbing
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD
Endah Wahyuni, ST. MSc. PhD

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



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR *FLYOVER*
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX GIRDER DENGAN
METODE SPAN-BY-SPAN :
PROYEK JALAN TOL BEKASI-CAWANG-KAMPUNG
MELAYU (BECAKAYU) SECTION 1C**

VANESSA
NRP. 3113 100 072

Dosen Pembimbing I
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

Dosen Pembimbing II
Endah Wahyuni, ST. MSc. PhD

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

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”



THESIS (RC14-1501)

**MODIFICATION OF FLYOVER STRUCTURE PLANNING
USING SEGMENTAL BOX GIRDER WITH SPAN-BY-
SPAN METHOD :
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU (BECAKAYU)
TOLL ROAD PROJECT SECTION 1C**

VANESSA
NRP. 3113 100 072

Academic Supervisor I
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

Academic Supervisor II
Endah Wahyuni, ST. MSc. PhD

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
FLYOVER MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN-BY-SPAN :
PROYEK JALAN TOL BEKASI-CAWANG-
KAMPUNG MELAYU (BECAKAYU) SECTION 1C**

TUGAS AKHIR

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

Oleh :
VANESSA
NRP. 3113 100 072

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

2. Endah Wahyuni, ST. MSc. PhD



SURABAYA
JULI, 2017

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
FLYOVER MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN-BY-SPAN :
PROYEK JALAN TOL BEKASI-CAWANG-
KAMPUNG MELAYU (BECAKAYU) SECTION 1C**

Nama Mahasiswa : Vanessa
NRP : 3113 100 072
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : 1. Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD
2. Endah Wahyuni, ST. MSc. PhD

Abstrak

Konstruksi dalam wilayah perkotaan memiliki banyak tantangan dalam segi pelaksanaan, waktu, dan biaya. *Precast segmental box girder* dengan *external prestressing* tendon dianggap dapat menjadi alternatif desain yang efektif dan efisien. Sistem precast memungkinkan efisiensi dalam produksi massal sehingga waktu pelaksanaan dapat berkurang dengan tingkat kontrol kualitas yang tinggi. *External prestressing* memiliki potensi daya tahan struktur yang lebih baik dan dapat dipasang dengan mudah jika terjadi kerusakan ataupun untuk meningkatkan kapasitas struktur. Ini adalah karakteristik yang sangat penting bagi jembatan perkotaan, yang mana gangguan terhadap lalu lintas dapat menimbulkan masalah yang nyata. Penggunaan *precast segmental box girder* perlu didukung dengan sistem erection box girder yang tepat, dimana dalam Tugas Akhir ini digunakan metode *span-by-span* yang pelaksanaannya dapat dilakukan tanpa menutup akses jalan ataupun mengganggu lalu lintas dibawahnya.

Sistem precast juga digunakan dalam desain segmental pier atau pilar dalam tugas akhir ini bertujuan memperpendek waktu kerja dan konstruksi secara in-situ atau ditempat, sehingga mengurangi hambatan lalu lintas dalam pelaksanaan konstruksi.

Dengan penggunaan mutu beton yang tinggi, maka digunakan pilar dengan penampang hollow, dimana dapat mengurangi kebutuhan material, dan mengurangi biaya untuk kebutuhan material.

Dalam tugas akhir ini akan membahas secara lengkap perancangan struktur *flyover* dengan menggunakan sistem precast segmental dengan *prestressing tendon* sehingga menghasilkan perancangan yang sesuai dengan persyaratan yang digunakan.

Kata kunci : beton prategang, *external prestressing*, box girder, metode *span-by-span*, *precast segmental pier*, *post-tensioned column*

**MODIFICATION OF FLYOVER STRUCTURE
PLANNING USING SEGMENTAL BOX GIRDER
WITH SPAN-BY-SPAN METHOD :
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
(BECAKAYU) TOLL ROAD PROJECT SECTION 1C**

Name : Vanessa
NRP : 3113 100 072
Department : Teknik Sipil FTSP-ITS
Academic Supervisor : 1. Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD
 2. Endah Wahyuni, ST. MSc. PhD

Abstract

Construction in urban areas has many challenges in terms of implementation, time, and cost. Precast segmental box girder with external prestressing tendon is considered to be an effective and efficient design alternative. The precast system enables efficiency in mass production so that the execution time can be reduced by a high degree of quality control. External prestressing has the potential for better structural durability and can be easily installed in case of damage or to increase structural capacity. This is a very important characteristic for urban bridges, which disruption of traffic can cause real problems. The use of precast segmental box girder needs to be supported by the right erection system, which in this Final Project is used span-by-span method which its implementation can be done without closing the access road or disturbing the traffic below it.

Precast segmental pier or pillars with precast systems are used in this final project with the aim of shortening work and construction time in-situ or on-site, thereby reducing the traffic constraints in the construction implementation. With the use of high quality concrete, hollow pillars are used, which can reduce material requirements, and reduce the cost for used material.

In this final project will discuss the complete design of flyover structure by using precast segmental system with prestressing tendon to produce design of structure in accordance with the requirements used.

Kata kunci : beton prategang, *external prestressing*, box girder, metode *span-by-span*, *precast segmental pier*, *post-tensioned column*

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Allah SWT, Tuhan Yang Maha Esa, karena atas rahmat-Nya penulis dapat menyelesaikan tugas akhir di masa perkuliahan strata 1 ini dengan lancar dan tepat waktu. Tugas Akhir dengan judul “**Modifikasi Perencanaan Struktur Flyover Menggunakan Segmental Box Girder Dengan Metode Span-By-Span : Proyek Jalan Tol Bekasi-Cawang-Kampung Melayu (Becakayu) Section 1C**” ini diajukan sebagai salah satu syarat kelulusan program S1 teknik di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Selama proses penggeraan Tugas Akhir ini penulis mendapatkan banyak dukungan dan doa dari berbagai pihak, baik secara langsung maupun tidak langsung. Untuk itu, penulis ingin mengucapkan terima kasih kepada:

1. Bapak, Mama, dan Venna yang selalu mencerahkan doa, perhatian, kasih sayang, dan tidak pernah lelah memberi dukungan kepada penulis.
2. Bapak Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD selaku dosen pembimbing yang telah dengan sabar memberikan arahan dan bimbingan dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Endah Wahyuni, ST. MSc. PhD selaku dosen pembimbing yang telah dengan sabar memberikan arahan dan bimbingan dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Ir. Budi Santoso, MT. dan Bapak Ary Pramudito selaku pembimbing di PT. Pratama Daya Cahyamanunggal (PDCM) yang telah dengan sabar memberikan arahan dan bimbingan dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
5. Kusuma Indra Klana sebagai penyemangat dan pemberi motivasi terbesar penulis dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
6. Sahabat terdekat penulis selama masa perkuliahan yaitu Genggez (Safira Nur Afifah, Anindita Hanalestari, Made Gita Pitaloka, Astriawati, Decyntya Puspa Mega, Etza Nandira dan

Nurmala Devianti), yang selalu ada untuk saling membantu dan saling memberi dukungan dalam situasi apapun.

7. M. Samsul Anam selaku sahabat dan senior yang memberikan saran dan interaksi yang bermanfaat.
8. Keluarga CEITS 2013, angkatan diamond, sebagai penolong pertama dalam menghadapi 4 tahun perkuliahan teknik sipil. Terima kasih untuk semua pengalaman dan kenangan pahit-manis bersama kalian.
9. M. Kadri Zamad, Ayu Sholikhah, Mas Seno, dan teman-teman PT.PDCM yang dengan baik hati dan sabarnya menerima serta membantu penulis dalam menyelesaikan tugas pengantar dari Pak Budi dan Pak Tatok.
10. Viena Ananda selaku sahabat dan adik kelas yang selalu memberikan bantuan dalam bentuk semangat dan lainnya.
11. Pak Candra, Pak Dwi, dan dosen Teknik Sipil lainnya yang ikut menyumbangkan saran dan masukkan kepada penulis.
12. Pihak-pihak lain yang tidak dapat disebutkan satu-persatu. Berkat kalian semua, penulis mendapatkan pelajaran hidup yang luar biasa untuk menjadi pribadi yang lebih baik.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran sangat diharapkan untuk pengembangan selanjutnya. Akhir kata, semoga tugas akhir ini bermanfaat bagi pembaca.

Surabaya, 11 Juli 2017

Penulis

DAFTAR ISI

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat.....	3

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pendahuluan	5
2.2 Teori Desain untuk Material Beton	5
2.2.1 Filosofi Desain LRFD	5
2.2.2 Material Struktural	9
2.3 Beton Prategang (<i>Prestressing Steel</i>)	14
2.4 Perletakkan (<i>Bearings</i>)	19
2.5 Pondasi	20
2.5.1 Modulus Reaksi Tanah Dasar (Koefisien Reaksi Tanah Dasar)	22
2.5.1 Efisiensi Kelompok Tiang	24
2.5.2 Pile Cap	25
2.5 Metode Konstruksi	26

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum.....	29
3.2 Data Perencanaan	30
3.3 Data Material.....	30

3.4 Studi Literatur.....	31
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder.....	31
3.6 Preliminari Desain Box Girder	31
3.6.1 Mutu Material yang Digunakan.....	31
3.6.2 Dimensi Penampang	32
3.7 Pembebanan Struktur Utama	33
3.7.1 Beban Permanen.....	33
3.7.2 Beban Lalu Lintas.....	35
3.8 Analisis Struktur Utama	40
3.8.1 Gaya Prategang Awal	40
3.8.2 Modulus Elastisitas (E).....	41
3.8.3 Kehilangan Gaya Prategang	41
3.9 Perletakan (<i>Bearing</i>).....	45
3.10 Perencanaan Pilar	46
3.11 Perencanaan Pondasi	46
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR ATAS.....	51
4.1 Umum	51
4.2 Karakteristik Material.....	52
4.2.1 Beton.....	52
4.2.2 Baja Tulangan.....	52
4.2.3 Baja Tendon Prategang.....	52
4.3 Analisa Penampang Box Girder	53
4.4 Pembebanan Struktur Utama	56
4.4.1 Beban Mati (MS).....	56
4.4.2 Beban Mati Tambahan (MA)	57

4.4.3 Beban Hidup Kendaraan (TD).....	57
4.4.4 Gaya akibat Rem	59
4.4.5 Pengaruh Temperatur	59
4.4.5 Beban Angin pada Struktur (EWs).....	60
4.4.7 Beban Angin Pada Kendaraan.....	62
4.4.8 Kombinasi Pembebanan	62
4.5 Modeling dan Analisa Struktur	64
4.5.1 Analisa Pembebanan Struktur	65
4.6 Tendon Prategang (<i>Prestressing Tendon</i>)	67
4.6.1 Perhitungan Gaya Prategang Awal.....	69
4.6.2 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang	72
4.6.3 Gaya Prategang Efektif	91
4.6.4 Analisa Tegangan Batas pada Penampang	92
4.6.5 Pemilihan Selongsong Tendon Prategang (<i>Duct</i>).....	98
4.6.6 Pemilihan Angkur Tendon Prategang	98
4.7 Analisa dan Desain Longitudinal	101
4.7.1 Analisa dan Desain Ketahanan Lentur	101
4.7.2 Analisa dan Desain Ketahanan Geser.....	114
4.7.3 Analisa dan Desain Ketahanan Torsi.....	126
4.8 Analisa dan Desain Transversal	134
4.8.1 Desain Plat Atas	135
4.8.2 Desain Plat Bawah.....	136
4.8.3 Desain Sayap (<i>Overhang</i>).....	138
4.9 Kontrol Lendutan	139
4.10 Sambungan antar Segmen Box Girder (<i>Shear Key</i>).....	141

4.11 Perletakkan (<i>Bearing</i>).....	144
4.12 Struktur Sekunder.....	148
4.12.1 Perencanaan Pembatas Jalan (<i>Railing</i>)	148
4.12.2 Penulangan Pembatas Jalan	149
4.13 Metode Kontruksi	151
4.13.1 Spesifikasi Gantry.....	151
4.13.2 Sistem Pengangkatan (<i>Lifting System</i>)	153
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH	147
5.1 Umum	147
5.2 Pembebanan pada Struktur Bawah	148
5.2.1 Berat Sendiri (MS).....	148
5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)	148
5.2.3 Beban Hidup Kendaran (TD)	148
5.2.4 Pengaruh Temperatur	149
5.2.5 Beban Angin pada Struktur (EWs)	150
5.2.6 Beban Angin pada Kendaraan (EWI)	151
5.2.7 Beban Gempa	151
5.2.8 Beban Struktur Atas.....	151
5.2.9 Kombinasi Pembebanan	152
5.3 Analisis Gempa	154
5.3.1 Definisi Kelas Situs	154
5.3.2 Penentuan Parameter Respons Spektra.....	156
5.3.3 Faktor Modifikasi Respon (R)	158
5.3.4 Kombinasi Pengaruh Gaya Gempa.....	158
5.4 Desain <i>Pier Head</i>	159

5.4.1 Karakteristik Material.....	159
5.4.2 Analisis Pembebanan	160
5.4.3 Preliminari Kebutuhan Tendon Prategang	161
5.4.4 Kehilangan Gaya Prategang	164
5.4.5 Tegangan Batas pada Penampang	168
5.4.6 Pemilihan Selongsong Tendon Prategang (<i>Duct</i>)....	169
5.4.7 Pemilihan Angkur Tendon Prategang	170
5.4.8 Penulangan Pier Head	172
5.5 Desain Pier (Kolom).....	177
5.5.1 Karakteristik Material.....	178
5.5.2 Desain Sambungan Saat Perakitan	179
5.5.3 Desain Sambungan Utama	182
5.5.4 Pemilihan Tipe Selongsong Tendon Prategang.....	184
5.5.5 Pemilihan Tipe Angkur Tendon Prategang	185
5.5.6 Kapasitas Penampang Pier	187
5.5.7 Perhitungan Kekuatan Penampang.....	189
5.5.8 Desain Tulangan Geser.....	193
5.5.9 Desain Tulangan Vertikal.....	194
5.5.9 Panjang Pengangkuran Stress Bar	195
5.6 Desain Pile Cap	198
5.6.1 Kontrol Gaya Geser 1 Arah.....	198
5.6.2 Kontrol Gaya Geser 2 Arah.....	200
5.6.3 Penulangan Pile Cap.....	201
5.7 Desain Pondasi Tiang.....	203
5.7.1 Daya Dukung Tiang Vertikal	203

5.7.2 Daya Dukung Tiang Horizontal	210
5.7.3 Efisiensi Kelompok Tiang	211
5.7.4 Modulus Reaksi Tanah Dasar (Koefisien Reaksi Tanah Dasar)	214
5.7.5 Pemodelan Tanah dan Pondasi Sebagai Elemen Spring	219
5.7.6 Beban Maksimum Tiang Pada Kelompok Tiang.....	220
5.7.7 Kontrol Defleksi Tiang Vertikal.....	223
5.8.7 Penulangan <i>Bore Pile</i>	224
BAB VI PENUTUP.....	233
6.1 Kesimpulan.....	233
6.2 Saran	234
DAFTAR PUSTAKA.....	235
LAMPIRAN	236

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Grafik representasi beban dan faktor ketahanan desain	6
Gambar 2.2 Peningkatan Kekuatan Beton Sesuai dengan Waktu	9
Gambar 2.3 Kurva Tegangan-Regangan pada Beton	10
Gambar 2.4 Susut (<i>Shrinkage</i>)	11
Gambar 2.5 Rangkak (<i>creep</i>) pada Beton	12
Gambar 2.6 Hubungan Susut (<i>Shrinkage</i>) dalam Berbagai Peraturan.....	12
Gambar 2.7 Hubungan Rangkak (<i>Creep</i>) dalam Berbagai Peraturan	13
Gambar 2.8 Beton Tanpa Tulangan	13
Gambar 2.9 Beton dengan Tulangan	13
Gambar 2.10 Baja Tulangan (<i>Reinforcing Steel</i>)	14
Gambar 2.11 Baja Prategang (<i>Prestressing Steel</i>)	14
Gambar 2.12 Efek Prategang pada Balok <i>Simple-Span</i>	15
Gambar 2.13 Tipikal Tendo Pasca-tarik untuk <i>Simple Span</i>	18
Gambar 2.14 Tipikal Tendon Pasca-tarik untuk <i>Continous Span</i>	18
Gambar 2.15 Anchorage System for Multi-Strand Tendon	19
Gambar 2.16 Guided Steel Pot Bearing	19
Gambar 2.17 Skema <i>Fixed</i> dan <i>Expansion Bearing</i>	19
Gambar 2.18 Tipe <i>Bearing</i>	20
Gambar 2.19 Kekuan Pondasi dan Harga K dari Tanah Pondasi	23
Gambar 2.20 Kelompok Tiang Dibebani Beban Vertikal Dan Momen	25
Gambar 2.21 Ilustrasi <i>Span-by-span</i> dengan <i>Launcher Gantry</i> ..	27
Gambar 3. 1 <i>Flowchart</i> Rencana Desain.....	29
Gambar 3.2 Lokasi: Proyek Jalan Tol Bekasi-Cawang-Kampung Melayu (Becakayu) Section 1C	30
Gambar 3.3 Penampang <i>Single Box Girder</i>	32
Gambar 3. 4 Desain Penampang Awal : <i>Pier Segement</i>	33
Gambar 3.5 Desain Penampang Awal : <i>Standard Segment</i>	33
Gambar 3.6 Susunan pembebanan BTR dan BGT	36

Gambar 3.7 Pembebanan truk "T" (500 kN)	37
Gambar 3.8 Komponen <i>Pot Bearing</i>	45
Gambar 4.1 Tampak Samping PWB 235 dan PWB 236.....	51
Gambar 4.2 Pembagian Segmen Box Girder.....	51
Gambar 4.3 Segmen Tipikal.....	53
Gambar 4.4 Segmen Deviator	53
Gambar 4.5 Segmen Tumpuan	54
Gambar 4.6 Lajur rencana beban hidup kendaraan	56
Gambar 4.7 Distribusi Beban Hidup Kendaraan	56
Gambar 4.8 Truk "T"	57
Gambar 4.9 Perubahan akibat temperatur merata.....	58
Gambar 4.10 Gradien Temperatur (TG).....	58
Gambar 4. 11 Gaya Tekan Angin pada Struktur	59
Gambar 4.12 Jembatan Diatas Perletakan	62
Gambar 4.13 Cross Section Penampang.....	62
Gambar 4.14 Titik Nodal.....	63
Gambar 4.15 Ilustrasi <i>External Prestressed Tendon</i>	65
Gambar 4.16 Tampak samping posisi <i>harped tendon</i>	65
Gambar 4.17 Tampak atas posisi <i>harped tendon</i>	65
Gambar 4.18 Posisi Tendon di Segmen Tengah Bentang dan Segmen Tumpuan.....	68
Gambar 4.19 Diagram Tegangan Penampang di Tengah Bentang	89
Gambar 4.20 Selongsong Tendon Prategang	94
Gambar 4.21 Dimensi Angkur Hidup VSL Tipe GC	95
Gambar 4.22 Angkur Hidup VSL Tipe GC.....	95
Gambar 4.23 Retak rambut pada penampang.....	96
Gambar 4.24 Segmen Tipikal (elemen :16).....	97
Gambar 4.25 Segmen Tipikal (elemen : 7).....	99
Gambar 4.26 Segemen Tumpuan (elemen : 2)	101
Gambar 4.27 Segmen Deviator (elemen :12)	103
Gambar 4.28 Elemen Penampang	105
Gambar 4.29 Aliran gaya geser pada penampang	109
Gambar 4. 30 Segmen Tipikal (elemen : 16).....	109
Gambar 4.31 Segmen Tipikal (elemen : 7).....	111

Gambar 4.32 Segmen Tumpuan (elemen : 2).....	113
Gambar 4.33 Elemen Penampang	116
Gambar 4.34 Momen Torsi Pada <i>Single Cell Box Girder</i>	119
Gambar 4.35 Segmen Tipikal (elemen : 16)	119
Gambar 4.36 Segmen Tipikal (elemen :7)	121
Gambar 4.37 Segmen Tumpuan (elemen :2).....	122
Gambar 4.38 Cross Section Penampang Segmen Tipikal	126
Gambar 4.39 Posisi Truk Pada Lajur Yang Padat.....	126
Gambar 4.40 Momen Yang Terjadi Akibat Beban Terfaktor ...	127
Gambar 4.41 Momen Yang Terjadi Akibat Beban Terfaktor ...	128
Gambar 4.42 Posisi Truk Pada Sayap Box Girder	129
Gambar 4.43 Momen Yang Terjadi Di Sayap Akibat Beban Terfaktor.....	130
Gambar 4.44 Kombinasi Pembebanan (lendutan).....	131
Gambar 4.45 Detail sambungan antar segmen	132
Gambar 4.46 Gigi Kunci Pada Sambungan Antar Segmen.....	134
Gambar 4.47 Posisi <i>Pot Bearing</i>	134
Gambar 4.48 <i>Fixed Pot Bearing (TF)</i>	135
Gambar 4.49 <i>Unilaterally Mobile Pot Bearings (TGe)</i>	136
Gambar 4.50 <i>Unilaterally Mobile Pot Bearings (TGe)</i>	136
Gambar 4.51 <i>Generally Mobile Pot Bearings (TGa)</i>	137
Gambar 4.52 Dimensi Parapet.....	138
Gambar 4. 53 Gaya yang Terjadi pada Parapet.....	139
Gambar 4.54 Spesifikasi <i>Gantry</i>	141
Gambar 4.55 Metode span-by-span.....	142
Gambar 4.56 Pengangkatan Menggunakan <i>Spreader-Beam</i>	143
Gambar 4.57 <i>Lifting Link</i> Sumber : Brosur HALFEN HD <i>Socket Lifting System</i> 2016	145
Gambar 4.58 <i>Lifting Link</i> Sumber : Brosur HALFEN HD <i>Socket Lifting System</i> 2016	146
Gambar 5.1 Desain Pier	147
Gambar 5.2 Lajur rencana beban hidup kendaraan	148
Gambar 5.3 Truk “T”	149
Gambar 5.4 Perubahan akibat temperatur merata	149
Gambar 5.5 Gradien Temperatur (TG).....	150

Gambar 5.6 Lokasi jembatan JORR, Kalimalang, Bekasi.....	154
Gambar 5.7 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 detik (S_s) di Batuan Dasar (S_B) untuk Probabilitas Terlampaui 10% dalam 1000 tahun	156
Gambar 5.8 Peta Respon Spektra Percepatan 0,1 detik (S_1) di Batuan Dasar (S_B) untuk Probabilitas Terlampaui 10% dalam 1000 tahun	156
Gambar 5.9 Grafik Respon Spektra.....	157
Gambar 5.10 Kepala Pilar (<i>Pier Head</i>)	159
Gambar 5.11 Diagram Momen	161
Gambar 5.12 Dimensi Kepala Pilar-I	161
Gambar 5.13 Dimensi Kepala Pilar-II	162
Gambar 5.14 Posisi Tendon prategang (<i>pier head</i>)	163
Gambar 5.15 <i>Output MIDAS: Stress Beam</i>	168
Gambar 5.16 PT-Plus Duct System –VSL	169
Gambar 5.17 Dimensi angkur hidup tipe GC	170
Gambar 5.18 Angkur hidup tipe GC	171
Gambar 5.19 Angkur mati tipe AF -VSL	171
Gambar 5.20 Hasil Perhitungan Regangan dan Keseimbangan Gaya.....	174
Gambar 5.21 Pier	177
Gambar 5.22 Desain Sambungan Kolom Saat Perakitan	179
Gambar 5.23 VSL CT Stress Bar	179
Gambar 5.24 <i>Stressbar Tendon Arrangement</i>	181
Gambar 5.25 VSL Standard <i>Coupler Details</i>	181
Gambar 5.26 VSL Nuts Details.....	181
Gambar 5.27 VSL <i>Bearing Plates</i>	181
Gambar 5.28 Desain Sambungan Kolom-Utama	182
Gambar 5.29 PT-Plus Duct System –VSL	184
Gambar 5.30 Dimensi angkur hidup tipe-GC dari VSL	185
Gambar 5.31 Angkur hidup tipe-GC dari VSL	185
Gambar 5.32 Angkur mati tipe-L dari VSL	186
Gambar 5.33 Input desain pada Response2000.....	187
Gambar 5.34 Grafik Hasil Analisis Response2000	187

Gambar 5.35 Diagram Interaksi M-N terhadap kondisi dengan gaya maksimum.....	188
Gambar 5.36 Momen Curvature (M-Phi) terhadap Momen Maks kondisi ULS dan SLS	189
Gambar 5.37 Regangan dan Gaya pada Penampang	190
Gambar 5.38 Hasil Perhitungan Regangan dan Keseimbangan Gaya	192
Gambar 5. 39 Analisis Geser 1 Arah.....	198
Gambar 5. 40 Analisis Geser 2 Arah.....	200
Gambar 5.41 Pemodelan <i>spring</i> pada program bantu MIDAS .	219
Gambar 5.42 Konfigurasi bore pile	221
Gambar 5.43 Penulangan Bore Pile Bagian I	226
Gambar 5.44 Diagram interaksi P-M, Bagian I bore pile.....	227
Gambar 5.45 Penulangan Bore Pile Bagian II.....	228
Gambar 5.46 Diagram interaksi P-M, Bagian II bore pile	229
Gambar 5. 47 Penulangan Bore Pile Bagian III	230
Gambar 5.48 Diagram interaksi P-M, Bagian III bore pile	231
Gambar 5.49 Detail Tulangan Bored Pile	232

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Kemampuan <i>Fixed dan Expansion Bearing</i>	19
Tabel 2. 2 Perbandingan Metode Pelaksanaan	26
Tabel 2.3 Tipikal Durasi Pelaksanaan Metode Span-by-span.....	27
Tabel 3.1 Faktor beban untuk berat sendiri	34
Tabel 3.2 Faktor beban untuk beban mati tambahan.....	34
Tabel 3.3 Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan.....	35
Tabel 3.4 Faktor beban untuk beban "T".....	36
Tabel 3.5 Nilai Vo dan Zo untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu	39
Tabel 3.6 Tekanan angin dasar.....	39
Tabel 3.7 Nilai koefisien susut, KSH	44
Tabel 3.8 Nilai J dan Kre.....	45
Tabel 4.1 Berat Box Girder	55
Tabel 4.2 Berat Tendon Prategang	55
Tabel 4.3 Beban Mati Tambahan	56
Tabel 4.4 Gaya-gaya yang terjadi pada Struktur	63
Tabel 4.5 Gaya pada Struktur.....	64
Tabel 4.6 Data Tendon	66
Tabel 4.7 Koordinat Tendon	67
Tabel 4. 8 Kehilangan Prategang Akibat Frikси	70
Tabel 4.9 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 1 dan Tendon 10.....	72
Tabel 4.10 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 2 dan Tendon 11.....	73
Tabel 4.11 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 3 dan Tendon 12.....	74
Tabel 4.12 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 4 dan Tendon 13.....	75
Tabel 4.13 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 5 dan Tendon 14.....	76
Tabel 4.14 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 8 dan Tendon 16.....	77

Tabel 4.15 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 9 dan Tendon 17	78
Tabel 4.16 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang Tendon1 dan Tendon 10	81
Tabel 4.17 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang	82
Tabel 4.18 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang	83
Tabel 4.19 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang	84
Tabel 4.20 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang	85
Tabel 4.21 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang	86
Tabel 4.22 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang	87
Tabel 4.23 Gaya Prategang Efektif.....	88
Tabel 4.24 Kombinasi Pembebatan untuk Tegangan Batas	89
Tabel 4.25 Tegangan Batas Pada Penampang (1)	90
Tabel 4.26 Tegangan Batas Pada Penampang (2)	91
Tabel 4.27 Tegangan Batas Pada Penampang (3)	92
Tabel 4.28 Tegangan Batas Pada Penampang (4)	93
Tabel 4.29 Dimensi Selongsong Tendon.....	94
Tabel 4.30 Dimensi Angkur Hidup VSL Tipe GC	94
Tabel 4.31 Kombinasi Pembebatan untuk Kekuatan.....	96
Tabel 4.32 Rekapitulasi Desain Kekuatan Lentur (1)	105
Tabel 4.33 Rekapitulasi Desain Kekuatan Lentur (2)	106
Tabel 4.34 Rekapitulasi Desain Kekuatan Lentur (3)	107
Tabel 4.35 Rekapitulasi Desain Kekuatan Lentur (4)	108
Tabel 4.36 Kombinasi Pembebatan untuk Kekuatan.....	109
Tabel 4.37 Rekapitulasi Desain Ketahanan Geser (1).....	116
Tabel 4.38 Rekapitulasi Desain Kekuatan Geser (2).....	117
Tabel 4.39 Rekapitulasi Desain Kekuatan Geser (3).....	118
Tabel 4.40 Kombinasi Pembebatan untuk Kekuatan.....	119
Tabel 4.41 Rekapitulasi Desain Ketahanan Torsi (1).....	123
Tabel 4.42 Rekapitulasi Desain Kekuatan Torsi (2).....	124
Tabel 4.43 Rekapitulasi Desain Kekuatan Torsi (3).....	125
Tabel 4.44 Kombinasi Pembebatan untuk Kekuatan.....	126
Tabel 4.45 Reaksi Pada Perletakkan.....	135
Tabel 4.46 Parameter Desain Tulangan Angkat	143
Tabel 4.47 Tipe Angkur- <i>Lifting System</i>	145

Tabel 4.48 Spesifikasi <i>Lifting Link</i>	146
Tabel 5.1 Beban Mati Tambahan	148
Tabel 5.2 Kombinasi beban terfaktor	151
Tabel 5.3 Reaksi pada tumpuan (box girder)	151
Tabel 5.4 Reaksi pada tumpuan (I-girder).....	152
Tabel 5.5 Kelas Situs.....	154
Tabel 5.6 Klasifikasi Tanah PWB 235	155
Tabel 5.7 Faktor Modifikasi Respons (R) Untuk Bangunan Bawah	158
Tabel 5. 8 Faktor Mofifikasi Respons (R) untuk Hubungan antar Elmen Struktur	158
Tabel 5.9 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang	167
Tabel 5.10 Dimensi Selongsong Tendon.....	170
Tabel 5.11 Dimensi Angkur Hidup VSL tipe GC	170
Tabel 5.12 Dimensi Angkur Mati tipe AF -VSL.....	171
Tabel 5.13 Dimensi Selongsong Tendon.....	184
Tabel 5.14 Dimensi Angkur Hidup VSL tipe GC	185
Tabel 5.15 Dimensi Angkur Mati VSL tipe L.....	186
Tabel 5. 16 Gaya yang Diterima Pondasi.....	198
Tabel 5. 17 Gaya Yang Diterima Pondasi	203
Tabel 5.18 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang Vertikal (1)	207
Tabel 5.19 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang Vertikal (2)	208
Tabel 5.20 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang Vertikal (3)	209
Tabel 5.21 Daya Dukung Vertikal Tiang Kelompok (1).....	212
Tabel 5.22 Daya Dukung Tiang Vertikal Kelompok (2).....	213
Gambar 5.23 Koefisien Reaksi Tanah (1)	216
Gambar 5.24 Koefisien Reaksi Tanah (2)	217
Gambar 5.25 Koefisien Reaksi Tanah (3)	218

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jalan Tol Becakayu dibangun dengan sistem konstruksi *elevated toll road* yang terbagi menjadi seksi I dan II wilayah konstruksi yang dibangun dengan 2 jalur pada ruas kiri dan kanan (PEB dan PWB) Saluran Tarum Barat, Kalimalang, Bekasi dengan 3 lajur 1 arah. Jalan Tol Becakayu didesain dengan menggunakan balok I-girder dan kombinasi struktur box baja pada beberapa bentang jalan. Pelaksanaan konstruksi Becakayu dilaksanakan pada jalur-jalur eksisting yang sangat sibuk, dan padat penduduk sehingga seringkali metode konstruksi yang telah dilaksanakan tidak efektif dalam waktu dan biaya. Oleh karena itu direncanakan desain Jalan Tol Becakayu yang baru menggunakan struktur berpenampang *box girder* segmental pratekan sehingga dapat meminimalkan gangguan pada lalu lintas sekitarnya.

Profil *box girder* pracetak dipilih karena memberikan gangguan minimal pada lalu lintas, konstruksi hijau, estetik, dan ekonomis. Pada struktur *box girder*, jumlah komponen untuk membentuk satu jalur lebih sedikit dibanding komponen I-girder, sehingga pada saat pelaksanaannya jumlah komponen yang lebih sedikit dapat mempersingkat gangguan selama distribusi atau erection komponen. Untuk konstruksi pracetak menerapkan green construction dengan prinsip konstruksi hijau dalam segi material yaitu 3 R (“reduce”, “reuse”, “recycle”) dimana penggunaan material dalam proses fabrikasi dapat digunakan secara berulang. Secara umum sistem konstruksi *box girder* akan lebih mahal dibanding dengan I-girder, namun dengan kendala seperti sempitnya lahan serta lalulintas yang padat, maka tingkat keekonomisan kedua metode tersebut menjadi terlalu jauh. Pemeliharaan untuk profil *box girder* dengan material beton akan lebih mudah dan ekonomis dibanding dengan material baja. Dengan desain *box girder*, secara estetika akan menambah keindahan Becakayu dikarenakan majoritas profil yang digunakan merupakan I-girder bermaterial beton dan interior dari box dapat

digunakan sebagai jalur pipa gas atau air sehingga pada desain luarnya dapat memiliki nilai estetika yang menambah keindahan struktur itu sendiri.

Metode yang dipilih dalam Tugas Akhir ini menggunakan metode *span by span* dimana konstruksi berlangsung diatas tanpa mengganggu lalu lintas dibawahnya. Metode ini dipilih mempertimbangkan lokasi proyek dengan jalur akses yang sempit dan sulit pengoperasian alat berat. Bentang yang dikerjakan melewati langsung jalur Jakarta Outer Ring Road (JORR) yang merupakan jalan tol dengan kepadatan lalu lintas yang tidak dapat diganggu. Oleh karena itu, pemilihan metode ini diharapkan dapat menjadi salah satu solusi dalam pelaksanaan konstruksi Jalan Tol Bekasi-Cawang-Kampung-Melayu.

1.2 Rumusan Masalah

1. Bagaimana mendesain struktur box girder?
2. Bagaimana analisa dan perhitungan kekuatan box girder untuk menahan gaya-gaya yang bekerja?
3. Bagaimana kehilangan prategang yang terjadi dengan menggunakan *external prestressed tendon*?
4. Bagaimana metode pelaksanaan konstruksi dengan metode *span-by-span*?
5. Bagaimana mendesain struktur *pier* dengan menggunakan penampang *precast segmental hollow* dengan metode prategang?
6. Bagaimana mendesain pondasi untuk struktur jembatan?
7. Bagaimana menuangkan hasil desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik?

1.3 Tujuan

Adapun beberapa tujuan dari Tugas Akhir ini antara lain :

1. Mendesain penampang box girder mengikuti standar peraturan yang ada.
2. Menganalisa kekuatan penampang box girder terhadap gaya-gaya yang bekerja.

3. Menghitung kehilangan prategang yang terjadi pada *external tendon*.
4. Mengetahui metode penggeraan menggunakan *span-by-span method*.
5. Mendesain *pier* dengan metode prategang.
6. Menentukan kebutuhan *pile* dan merencanakan pondasi dengan sistem *bore pile*.
7. Menuangkan hasil desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

1. Perencanaan tidak meninjau analisis waktu dan biaya.
2. Tidak merencanakan perkerasan dan desain jalan.
3. Modifikasi hanya pada PWB 234-235 dengan panjang total 60 meter.

1.5 Manfaat

Sebagai alternatif perencanaan flyover proyek Jalan Tol Bekasi-Cawang-Kampung Melayu sehingga pelaksanaan konstruksi dapat berjalan tanpa mengganggu lalu lintas kendaraan di bawah proyek konstruksi.

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pendahuluan

Desain jembatan harus memenuhi spesifikasi desain yang telah ditentukan untuk mencapai target pembangunan, keamanan, dan aspek layan, dengan memperhatikan kemudahan inspeksi, faktor ekonomi, dan estetika. Spesifikasi standar untuk desain jembatan beton di Indonesia mengacu pada RSNI-T-12-2004, “Perencanaan struktur beton untuk jembatan”, dan SNI-1725-2016, “Pembebanan untuk jembatan”. Tinjauan lain dalam desain jembatan mengacu pada spesifikasi standar untuk pembangunan jembatan dan konstruksi jalan raya di Amerika Serikat, “*Standard Specifications for Highway Bridges and Incidental Structures*” yang dipublikasi oleh American Association of State Highway Officials (AASHTO).

2.2 Teori Desain untuk Material Beton

Material beton merupakan material yang paling umum digunakan dalam dunia konstruksi dengan keuntungan sebagai berikut :

- kemampuan untuk dibuat dalam berbagai bentuk
- biaya pembuatan rendah
- daya tahan yang tinggi
- ketahanan terhadap api
- pembuatan di tempat
- memiliki sifat estetika

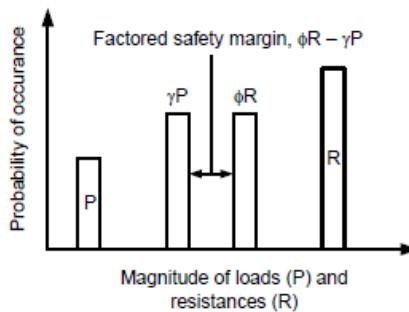
2.2.1 Filosofi Desain LRFD

Filosofi desain menggunakan LRFD (*Load and Resistance Factored Design*) mengutamakan daya tahan dan beban yang umumnya mencapai tingkat keamanan yang seragam dalam mendesain *superstructure* dan *substructure*. Filosofi desain sebelumnya menggunakan variasi tingkat keamanan berdasarkan fungsi, panjang bentang, susunan bentang, dan jenis struktur yang

digunakan (seperti: girder, *pier cap*, atau kolom). Keamanan dalam desain struktural diambil berdasarkan prinsip dimana hasil akibat beban harus kurang dari ketahanan material, sehingga dapat disimpulkan sebagai berikut :

$$\text{Beban} < \text{Daya Tahan Material}$$

Filosofi dari metode LRFD dapat direpresentasi sebagai grafik pada Gambar 2.1. Seperti yang terlihat pada gambar, batas keamanan yang diperhitungkan kecil, namun apabila beban aktual teoritis dan tingkat tahanan nominal diamatai, batas keamanan aktual sebenarnya jauh lebih luas. Metode LRFD juga memperhitungkan kemungkinan atau probabilitas kejadian yang berbeda untuk beban dan ketahanan material.



Gambar 2.1 Grafik representasi beban dan faktor ketahanan desain

Keuntungan desain menggunakan metode LRFD adalah sebagai berikut :

- metode LRFD memperhitungkan kemungkinan dalam ketahanan dan beban
- metode LRFD dipakai di berbagai negara karena pencapaian tingkat keamanan yang relatif seragam
- metode LRFD memberikan tingkat keamanan yang konsisten pada desain *superstructure* dan *substructure* (tidak termasuk pondasi)

2.2.1.1 Keadaan Batas Daya Layan

Berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 5.1, keadaan batas daya layan disyaratkan dalam perencanaan dengan melakukan pembatasan pada tegangan, deformasi, dan lebar retak pada kondisi pembebahan jembatan agar jembatan mempunyai kinerja yang baik selama umur rencana.

Berdasarkan AASHTO 2012, keadaan batas layan digunakan untuk investigasi tegangan beton, deformasi, retak (*crack*), defleksi, dan camber pada saat layan.

- Daya Layan I : kontrol retak dan pembatasan tekanan pada beton prategang
- Daya Layan II : kontrol retak atau tekan pada beton prategang
- Daya Layan IV : perencanaan *post-tensioned precast column*

2.2.1.2 Keadaan Batas Fatik dan Fraktur

Berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 5.2, keadaan batas fatik disyaratkan agar jembatan tidak mengalami kegagalan akibat fatik selama umur rencana. Untuk tujuan ini, perencana harus membatasi rentan tegangan akibat satu beban truk rencana pada jumlah siklus pembebahan yang dianggap dapat terjadi selama umur rencana jembatan. Keadaan batas fraktur disyaratkan dalam perencanaan dengan menggunakan persyaratan kekuatan material sesuai spesifikasi.

Keadaan batas fatik dan fraktur dimaksudkan untuk membatasi penjalaran retak akibat beban siklik yang pada akhirnya akan menyebabkan terjadinya kegagalan fraktur selama umur desain jembatan.

2.2.1.3 Keadaan Batas Kekuatan

Berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 5.3, keadaan batas kekuatan disyaratkan dalam perencanaan untuk memastikan adanya kekuatan dan kestabilan jembatan yang memadai, baik yang sifatnya lokal maupun global, untuk memikul kombinasi

pembebanan yang secara statistik mempunyai kemungkinan cukup besar untuk terjadi selama masa layan jembatan. Pada keadaan batas ini, dapat terjadi kelebihan tegangan ataupun kerusakan struktural, tetapi integritas struktur secara keseluruhan masih terjaga.

Berdasarkan AASHTO 2012, Article 5.5.4.2, keadaan batas kekuatan digunakan untuk investigasi kekuatan aksial, lentur, kuat geser, dan stabilitas komponen beton pada saat keadaan batas kekuatan.

- Kuat I : beban dasar
- Kuat II : beban berdasarkan spesifikasi perencana
- Kuat III : beban angin pada struktur
- Kuat IV : struktur dengan beban mati dan hidup yang besa
- Kuat V : beban angin dan beban hidup

2.2.1.4 Keadaan Batas Ekstrem

Berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 5.4, keadaan batas ekstrem diperhitungkan untuk memastikan struktur jembatan dapat bertahan akibat gempa besar. Keadaan batas ekstrem merupakan kejadian dengan frekuensi kemunculan yang unik dengan periode ulang yang lebih besar secara signifikan dibandingkan dengan umur rencana jembatan.

2.2.1.5 Daktalitas

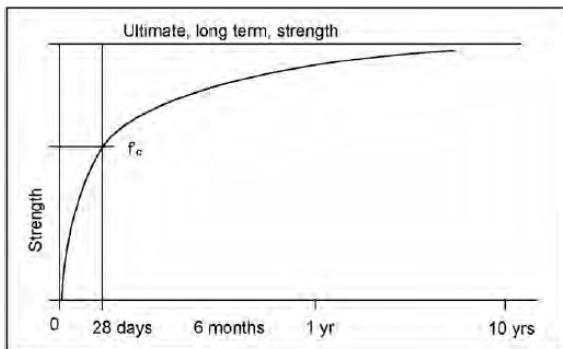
Berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 5.5, sistem struktur jembatan harus diproporsi dan didetailkan agar diperoleh perilaku deformasi inelastik pada keadaan batas ultimit dan ekstrem sebelum mengalami kegagalan. Perangkat disipasi energi gempa dapat digunakan untuk menggantikan sistem pemikul beban gempa konvensional beserta metodologi perencanaan tahan gempa yang dimuat dalam Peraturan Perencanaan Gempa untuk Jembatan.

2.2.2 Material Struktural

2.2.2.1 Beton

Desain jembatan dapat menggunakan beton pracetak maupun *cast-in-situ* dengan mempertimbangkan keuntungan dari menggunakan metode tersebut. Pada tahap perencanaan awal, jenis dan tipe beton, serta persyaratan kekuatannya harus diperhatikan, termasuk kekuatan dan daya tahan jangka panjang.

Sifat dasar beton adalah kekuatan tekannya yang dilambangkan dengan simbol f_c' . Kekuatan tekan, f_c' , ditentukan pada usia 28 hari dengan berdasarkan suatu kriteria perancangan yang telah ditentukan. Beton akan menguat dengan usia, seperti yang diilustrasikan gambar . Kenaikan kekuatan beton meningkat dengan cepat selama beberapa hari pertama, kemudian melambat, dan akhirnya melambat secara bertahap dalam jangka panjang.

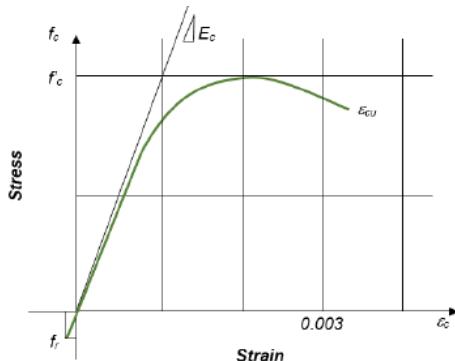


Gambar 2.2 Peningkatan Kekuatan Beton Sesuai dengan Waktu

Karakteristik kekuatan beton secara langsung mempengaruhi perilaku beton yang harus dipahami dan dipertimbangkan dengan cermat selama mendesain struktural. Karakteristik hubungan kekuatan beton juga berhubungan dengan sifat lain, seperti hubungan kekuatan tarik, kekuatan geser, rangkak (*creep*) dan susut (*shrinkage*). Hubungan tersebut bersifat empiris, dan telah ditetapkan oleh eksperimen dan pengalaman.

Modulus Elastisitas (Ec)

Modulus elastisitas beton, Ec, nilainya tergantung pada mutu beton, yang terutama dipengaruhi oleh material dan proporsi campuran beton. Pada beton, kurva tegangan-regangan tidak linier, seperti pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3 Kurva Tegangan-Regangan pada Beton

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.5, untuk analisis perencanaan struktur beton yang menggunakan beton normal dengan kuat tekan tidak melampui 60 MPa, atau beton ringan dengan berat jenis tidak kurang dari 2000 kg/m^3 dan kuat tekan yang tidak melampui 40 MPa, nilai Ec dapat diambil sebagai :

- $\text{Ec} = w_c^{1.5} (0,043 \sqrt{f'_c})$, untuk beton dengan massa jenis sekitar 2400 kg/m^3 , Ec boleh diambil sebesar $4700\sqrt{f'_c}$, dinyatakan dalam MPa, atau
- ditentukan dari hasil pengujian

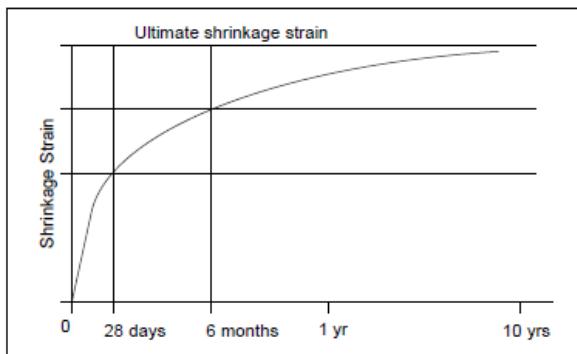
Poisson Ratio (ν)

Berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.6, angka poisson ratio untuk beton, ν , dapat diambil sebesar :

- 0,2 atau
- ditentukan dari hasil pengujian

Susut (*Shrinkage*)

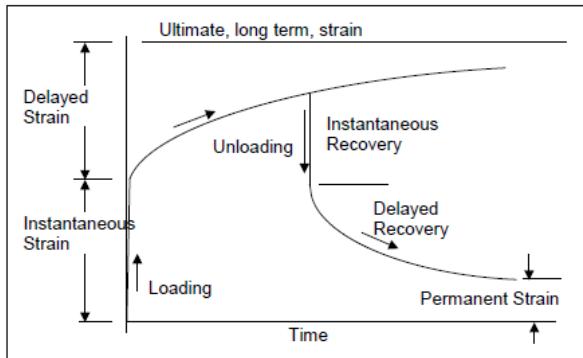
Volume beton dapat berubah akibat susut (*shrinkage*), yang disebabkan oleh pengeringan udara yang berkelanjutan. Penyusutan terjadi dengan cepat dalam beberapa hari pertama namun secara bertahap melambat seiring berjalananya waktu, mendekati namun tidak pernah mencapai batas akhir (seperti Gambar 2.4). Tingkat penyusutan dan bentuk kurva akibat susut berbeda-beda menyesuaikan tipe beton, umur beton, paparan, dan lingkungan.



Gambar 2.4 Susut (*Shrinkage*)

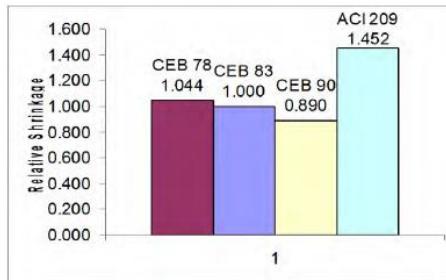
Rangkak (*Creep*)

Perubahan volume pada beton juga dapat terjadi karena rangkak (*creep*), yaitu deformasi berkepanjangan pada beton akibat tekanan yang berkelanjutan. Saat dibebani, beton mengalami regangan elastis awal yang terjadi seketika yang merupakan fungsi dari modulus elastisitas pada saat dibebani. Beton yang dibebani mengalami tegangan dan regangan yang pemulihannya tidak pernah 100% dan sisa regangan permanen tetap ada yang diilustrasikan pada Gambar 2.5.

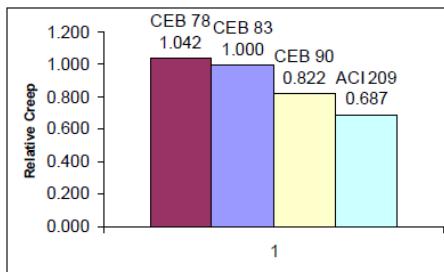


Gambar 2. 5 Rangkak (*creep*) pada Beton

Hasil eksperimen dan perbandingan hasil dari perbedaan kode berbagai proyek mengungkapkan proporsi yang berbeda tentang rangkak (*creep*) dan susut (*shrinkage*). Meskipun komponen untuk tinjauan rangkak dan susut mungkin berbeda, jumlah dari perubahan secara volume cukup dekat untuk menjamin penggunaan dari setiap kode dalam desain.



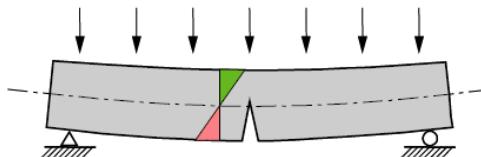
Gambar 2.6 Hubungan Susut (*Shrinkage*) dalam Berbagai Peraturan



Gambar 2.7 Hubungan Rangkak (*Creep*) dalam Berbagai Peraturan

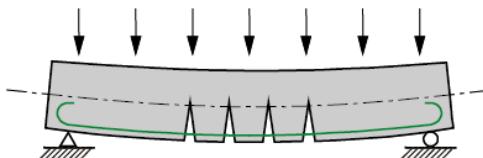
Perilaku Beton

Material beton kuat dalam tekanan namun relatif lemah terhadap tarik. Tegangan tarik yang terjadi akibat beban luar maupun berat sendiri dapat mengakibatkan retak.



Gambar 2.8 Beton Tanpa Tulangan

Ketahanan lentur balok beton dapat meningkat dengan menambahkan tulangan sebagai penguat untuk menahan tegangan yang tidak dapat diterima beton. Tulangan baja menahan tegangan tarik, memberikan peningkatan ketahanan terhadap beban.



Gambar 2.9 Beton dengan Tulangan

2.2.2.2 Baja Tulangan (*Reinforcing Steel*)

Secara umum, tulangan dipakai sebagai penguat dalam praktik di industri konstruksi. Jenis penguatan ringan lainnya, seperti *stainless steel* atau *stainless clad reinforcement*, juga telah

digunakan secara efektif. Sementara menghasilkan peningkatan ketahanan terhadap korosi, baja tulangan ini awalnya tidak memiliki kekuatan leleh atau modulus elastisitas yang sesuai dengan persyaratan peraturan. Namun, sejak diperkenalkannya, produsen jenis batang baja tulangan ini telah mengubah formulasi mereka untuk menghasilkan karakteristik yang dapat diterima.



Gambar 2.10 Baja Tulangan (*Reinforcing Steel*)

2.2.2.3 Baja Prategang (*Prestressing Steel*)

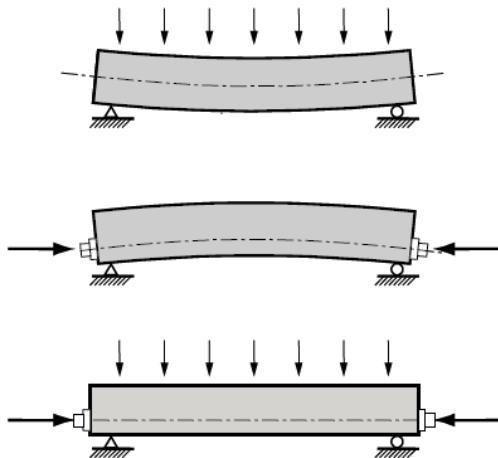
Prestressing strand tersedia dalam diameter nominal berkisar antara $\frac{1}{4}$ inch sampai 0,6 inch, tergantung pada kelas atau jenis *strand*. Diameter nominal yang sering digunakan adalah 0,5 inch atau 0,6 inch.



Gambar 2.11 Baja Prategang (*Prestressing Steel*)

2.3 Beton Prategang (*Prestressing Steel*)

Definisi beton prategang (*prestressed concrete*) menurut SNI 2847-2013 yaitu beton struktural dimana tegangan dalam diberikan untuk mereduksi tegangan tarik potensial dalam beton yang dihasilkan dari beban.



Gambar 2.12 Efek Prategang pada Balok Simple-Span

Terdapat tiga konsep dasar yang dapat digunakan untuk menjelaskan dan menganalisis sifat-sifat dasar beton prategang yang penting untuk dimengerti seorang perancang untuk mendapatkan desain beton prategang dengan sebaik dan seefisien mungkin. Konsep-konsep tersebut adalah (T.Y Lin, 1981):

1. Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi bahan yang elastis.
Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Ini merupakan pemikiran dari Eugene Freyssinet yang memvisualisasikan beton prategang pada dasarnya adalah beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu (prategang) pada bahan tersebut. Beton yang tidak mampu menahan tarikan dan kuat memikul tekanan (umumnya dengan baja mutu-tinggi yang ditarik) diolah sedemikian rupa sehingga beton yang getas dapat memikul tegangan tarik, dari konsep ini lahirlah criteria “tidak ada tegangan tarik” pada beton.
2. Sistem prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton.

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi (gabungan) dari baja dan beton, seperti pada beton bertulang, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan. Dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal. Konsep ini mendasari metode perancangan kuat batas dan juga dipakai pada keadaan elastis.

3. Sistem prategang untuk mencapai tingkat kesetimbangan beban.

Konsep ini terutama menggunakan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Pada keseluruhan desain struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan seperti pelat (*slab*), balok, dan gelagar (*girder*) tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebahan yang terjadi. Ini memungkinkan transformasi dari batang lentur menjadi batang yang mengalami tegangan langsung dan sangat menyederhanakan persoalan baik didalam desain maupun analisis dari struktur yang rumit.

Metode prategang dapat diaplikasikan dengan dua cara, yakni pratarik (*pretensioning*) atau pasca-tarik (*post-tensioning*).

1. Pratarik (*Pretensioning*)

Pada sistem pratarik, tendon ditarik sebelum beton dicor. Beton dicor pada cetakan yang sudah disediakan melingkupi tendon yang sudah ditarik tersebut. Tendon-tendon tersebut pada awalnya diangkurkan pada abutmen untuk sementara dan saat beton sudah mengeras dan mencapai kekuatan yang disyaratkan maka tendon dipotong dan angkurnya dilepas. Pada saat baja yang ditarik berusaha untuk berkontraksi, beton akan tertekan.

Keuntungan pratarik dibandingkan metode *prestressing* lainnya adalah (Hadipratomo, 1988):

- Daya lekat yang bagus dan kuat terjadi antara baja tegangan dan beton pada seluruh panjangnya.
- Supervisi yang memuaskan dapat dikerjakan, sebab biasanya pretensioning dikerjakan di pabrik.

2. Pasca-tarik (*Post-tensioning*)

Sistem pascatarik adalah suatu sistem prategang dimana kabel ditarik setelah beton mengeras. Beton sebelumnya dicor di sekeliling selongsong yang telah disediakan. Posisi selongsong biasanya diatur sesuai dengan bidang momen dari struktur. Baja tendon tetap berada dalam selongsong selama pengecoran dan tendon bisa ditarik disatu sisi dan sisi yang lain diangkur. Atau tendon ditarik di dua sisi dan diangkur secara bersamaan. Beton menjadi tertekan setelah pengangkuran. Untuk sistem pasca tarik saat ini banyak digunakan elemen beton pracetak yang dirancang khusus dengan lubang-lubang tendon yang telah tersedia.

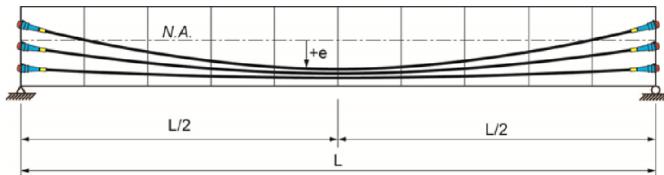
Kelebihan dari sistem pasca tarik adalah posisi tendonnya dapat diatur mengikuti bidang momennya sedangkan pada sistem pratarik hanya terbatas pada penggunaan kawat lurus yang ditarik diantara dua dinding penahan. Selain itu metode ini lebih cepat dalam pengjerjaannya karena menggunakan beton pracetak sehingga tidak perlu setting time beton untuk mengeras seperti halnya pada metode pratarik.

Namun dalam penggunaan sistem pasca tarik, jumlah tendon dan sistem penarikannya sangat berpengaruh terutama kepada kehilangan gaya prategangnya. Presentase kehilangan terbesar terjadi pada tendon yang pertama kali ditegangkan. Penggunaan tendon yang terlalu banyak akan menambah presentase kehilangan gaya prategang dan tidak efisien. Dengan kata lain, diameter tendon yang lebih besar dan jumlah tendon yang lebih sedikit akan lebih efisien dibandingkan diameter kecil tetapi jumlah tendonnya banyak. Pemilihan jumlah tendon dan cara penarikannya harus

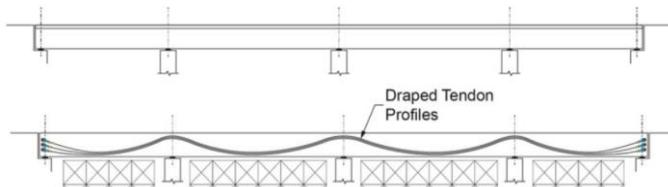
diperhatikan agar kehilangan gaya prategang terjadi seminimum mungkin (Sudarmono, 2004).

Tata Letak Tendon

Struktur *box girder prestressed* yang menggunakan *post-tensioning* biasanya memiliki tata letak tendon berbentuk parabola seperti pada Gambar 2.4 . Letak tendon rendah pada tengah bentang dan semakin naik pada ujung bentang. Pada jembatan dengan *simple-span*, tendon pascatarik diangkur pada diafragma di ujung bentang, yang mentransfer dan mendistribusikan kekuatan tendon ke penampang *box girder*. (*Post-Tensioned Box Girder Design Manual*, 2016)



Gambar 2.13 Tipikal Tendo Pasca-tarik untuk *Simple Span*

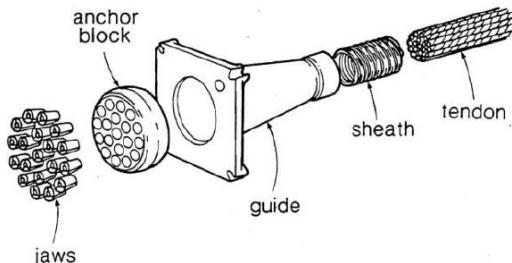


Gambar 2.14 Tipikal Tendo Pasca-tarik untuk *Continuous Span*
Pengangkuran Sistem Pasca-tarik

Pada dasarnya ada tiga prinsip kabel dengan baja atau *strand* (untaian kawat) diangkurkan ke beton : (T.Y Lin, 1988)

1. Dengan prinsip kerja pasak yang menghasilkan penjepit gesek pada kabel
2. Dengan perletakan langsung dari kepala paku-keling atau baut yang dibuat pada ujung kabel
3. Dengan membelitkan kabel ke sekeliling beton

Beberapa sistem prategang yang populer mengangkurkan kabel atau strand dengan kerja pasak. Pengangkuran dengan kerja pasak dapat menggunakan sistem *basic bearing plate anchorages*. Penggunaan *basic bearing plate anchorages* harus memenuhi persyaratan pada AASHTO LRFD, 2015.



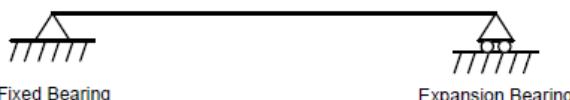
Gambar 2.15 Anchorage System for Multi-Strand Tendon
(Collins and Mitchell, 1997)

2.4 Perletakkan (*Bearings*)

Perletakkan atau *bearing* terletak di antara *superstructure* dan *substructure* dengan fungsi mentransmisikan beban dari *superstructure* ke *substruture* dan juga memfasilitasi translasi dan/atau rotasi.



Gambar 2.16 Guided Steel Pot Bearing



Gambar 2.17 Skema Fixed dan Expansion Bearing

Kemampuan *fixed* dan *expansion bearing* dapat disimpulkan sesuai dengan tabel berikut ini :

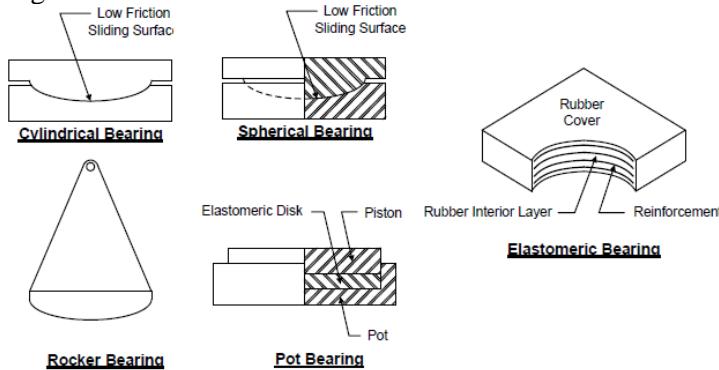
Tabel 2.1 Kemampuan *Fixed* dan *Expansion Bearing*

Capabilities	Fixed Bearings	Expansion Bearings
Resists vertical force	Yes	Yes
Resists horizontal force	Yes	No
Facilitates vertical movement	No	No
Facilitates horizontal movement	No	Yes
Facilitates rotation	Yes	Yes

Bearing dapat digunakan sebagai tipe *fixed* untuk arah longitudinal dan transversal, tetap pada satu sisi dan bergerak di sisi lainnya, atau bergerak di kedua sisinya.

Tipe Bearing

Ada berbagai tipe *bearing* dengan keunikan dalam penggunaannya. Berdasarkan besarnya beban, translasi, dan rotasi dalam berbagai sumbu jembatan, tipe *bearing* diilustrasikan sebagai berikut :



Gambar 2.18 Tipe Bearing

2.5 Pondasi

Pondasi adalah suatu konstruksi yang mampu menahan gaya ortogonal ke sumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan

menyatukan pangkal tiang yang terdapat di bawah konstruksi dengan tumpuan pondasi.

Pemakaian tiang pancang untuk pondasi pada suatu bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung/*bearing capacity* yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mana mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya yang letaknya sangat dalam (Sardjono, 1988 dalam Hardiyatmo, 2010).

Pada sekelompok tiang, jika jarak masing-masing tiang ini cukup besar, maka daya dukung vertikal tiang-tiang ini tidak menimbulkan kesulitan, karena hal ini dianggap sama besar dengan daya dukung sebuah tiang. Jika jarak tiang-tiang terlalu dekat, saat tiang turun akibat beban, tanah diantara tiang-tiang juga ikut bergerak turun. Pada kondisi ini, kelompok tiang dapat dianggap sebagai satu tiang besar dengan lebar yang sama dengan lebar kelompok tiang (Hardiyatmo, 2010). Untuk bekerja sebagai grup, jarak tiang (s) biasanya disesuaikan dengan peraturan-peraturan bangunan pada daerah masing-masing, umumnya $2d < s \leq 6d$.

Di samping itu, bila jarak antara tiang-tiang mengecil sampai suatu batas tertentu, sekelompok tanah di antara tiang-tiang akan menggabung satu sama lain. Ruang minimum antara tiang-tiang untuk keadaan yang hampir mendekati gejala di atas tergantung pada jenis tanah pondasi atau susunan tiang-tiang dan sulit ditentukan dengan suatu patokan yang sederhana. Oleh karena itu, pada suatu cara dimana pondasi tiang secara keseluruhan dianggap sebagai kaisan murni. Hal ini berdasarkan pada pendapat bahwa jika ruangan tengah pada tiang cukup kecil, maka tanah pada bagian yang diapit tiang dan tiang akan berfungsi sebagai suatu kesatuan (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000).

Untuk tiang-tiang yang menahan geser, karena pada ruang antara masing-masing tiang dianggap tidak terjadi tegangan yang saling mempengaruhi, maka dipakai persamaan berikut ini:

$$D_o = 1,5 \sqrt{r l}$$

Keterangan :

D_o = jarak minimum antara pusat tiang sehingga dianggap saling tidak mempengaruhi dalam suatu gabungan tiang.

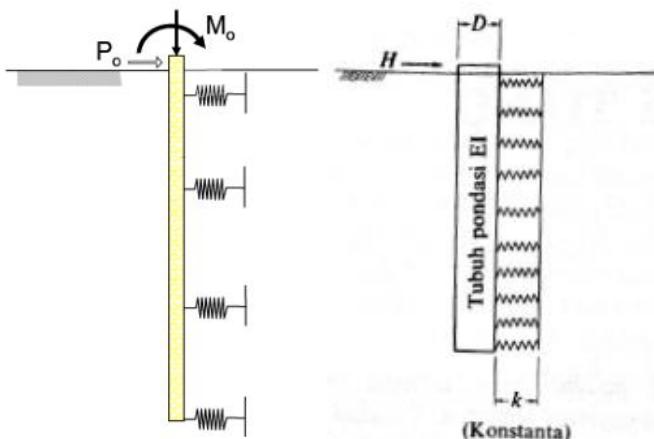
r = jari-jari tiang

l = panjang tiang

2.5.1 Modulus Reaksi Tanah Dasar (Koefisien Reaksi Tanah Dasar)

Modulus reaksi tanah dasar didefinisikan sebagai perbandingan antara tegangan dasar dan deformasi atau lendutan tanah akibat beban tersebut. Faktor-faktor penahan pada tanah pondasi yang bekerja melawan gaya luar adalah intensitas reaksi vertikal tanah dan gaya penahan geser dari tanah di bawah dasar pile cap. Faktor-faktor penahan ini berhubungan erat dengan pergerakan tanah pondasi dan sebagainya.

Oleh karena itu bila faktor-faktor itu diambil berdasarkan perkiraan, maka tanah pondasi dianggap seolah-olah memiliki pegas. Dengan kata lain, gambaran kekuatannya berdasarkan anggapan bahwa tanah pondasi merupakan suatu pegas yang memiliki momen seperti bahan yang elastis. Pegas ini dinamakan koefisien reaksi tanah dasar (*coefficient of subgrade reaction*) yang dapat diperoleh dari modulus perubahan bentuk (deformasi) tanah pondasi (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000).



Gambar 2.19 Kekuan Pondasi dan Harga K dari Tanah Pondasi
Sumber: Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000

Konsep dari koefisien reaksi tanah dasar atau disebut juga *soil modulus* adalah umumnya diterapkan pada studi yang berhubungan dengan tiang yang diberi pembebanan lateral. Koefisien reaksi tanah dasar adalah suatu hubungan konsep pengertian antara tekanan tanah dengan lendutan yang banyak sekali digunakan dalam analisis konstruksi anggota pondasi. Dengan perantara yang disebut koefisien reaksi tanah dasar ini, dapat dihitung besarnya reaksi dan pergeseran tanah pondasi berdasarkan pada keseimbangan antara beban yang bekerja dan tahanan pada tanah pondasi.

Untuk pondasi tiang pancang, perkiraan koefisien reaksi tanah dalam arah mendatar (KH) diberikan dengan persamaan (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000) :

$$k = 0,2 E_o \cdot D^{-3/4}$$

$$k = k_o \cdot y^{-1/2}$$

Dimana :

- k_o = harga k bila pergeseran pada permukaan dibuat sebesar 1 cm (kg/cm^3)
- y = besarnya pergeseran yang akan dicari (cm)
- E_o = modulus deformasi tanah pondasi,
biasanya diperkirakan $E_o = 28\text{N}$, dengan memakai harga N
dari tes SPT
- D = diameter tiang

2.5.1 Efisiensi Kelompok Tiang

Kapasitas dukung tiang kelompok dapat berkurang jika jarak tiang semakin dekat dalam tanah lempung. Jadi, besarnya kapasitas dukung total menjadi tereduksi dengan nilai yang tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak, dan panjang tiangnya. Nilai pengali terhadap kapasitas dukung ultimit tiang tunggal dengan memperhatikan pengaruh kelompok tiang, disebut efisiensi tiang (E_g), yang didefinisikan sebagai persamaan berikut (*Converse-Labarre formula*) (Vesic, 1967):

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn}$$

Dimana :

- E_g = efisiensi kelompok tiang
- m = jumlah baris tiang
- n' = jumlah tiang dalam satu baris
- s = jarak pusat ke pusat tiang (m)
- d = diameter tiang (m)
- θ = arc tg(d/s), dalam derajat

Kapasitas dukung ultimit tiang tunggal dengan memperhatikan faktor efisiensi tiang dinyatakan oleh persamaan:

$$Qu = E_g \times Q_{\text{tiang}}$$

2.5.2 Pile Cap

Pelat penutup tiang berfungsi untuk menyebarluaskan beban dari kolom ke tiang-tiang. Untuk perhitungan reaksi tiang-tiang dalam suatu pelat penutup tiang, jika momen bekerja dua arah, maka persamaan untuk menghitung tekanan aksial pada masing-masing tiang adalah sebagai berikut (Hardiyatmo, 2010):

$$Q_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y^2}$$

Dengan :

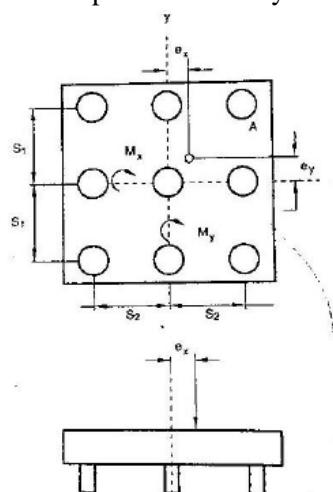
Q_i = beban aksial pada tiang ke-i

n = jumlah tiang

x,y = jarak tiang terhadap sumbu x dan y

V = jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang

M_x, M_y = momen terhadap sumbu x dan y



Gambar 2.20 Kelompok Tiang Dibebani Beban Vertikal Dan Momen

Sumber: Hardiyatmo (2010)

Jika tiang-tiang disusun dalam satu deret dengan jarak yang sama (s), persamaan berikut ini dapat digunakan:

$$\sum x^2 = \frac{1}{12} s^2 n(n - 1)$$

Dengan : n = jumlah tiang dalam satu deret.

2.5 Metode Konstruksi

Konstruksi jembatan *box girder* dapat dilakukan dengan berbagai macam metode, diantaranya adalah dengan metode *balanced cantilever*, *Incremental Launching Method (ILM)*, dan metode *span by span*. Pemilihan metode pelaksanaan dipertimbangkan dari segi sistem struktur, waktu pelaksanaan, peralatan yang digunakan, dan biaya. Perbandingan antara metode konstruksi tersebut bisa dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 2. 2 Perbandingan Metode Pelaksanaan
(Avioffarabella, 2014)

	<i>Balanced Cantilever</i>	<i>ILM</i>	<i>Span by Span</i>
Sistem struktur	Komponen struktur temporer menjadi permanen, tetapi tidak dibutuhkan seluruhnya pada masa layan	Komponen struktur temporer menjadi permanen, tetapi tidak dibutuhkan seluruhnya pada masa layan	Komponen struktur temporer sesuai dengan kebutuhan pada masa layan
Waktu instalasi untuk lalu lintas yang padat	<i>Window time</i> terbatas	<i>Window time</i> tidak terbatas	<i>Window time</i> tidak terbatas
Peralatan yang digunakan	<i>Launching Gantry</i>	<i>Launching Nose</i>	<i>Heavy lifting gantry</i>
Perbandingan biaya	Tidak ada perbedaan yang signifikan	Tidak ada perbedaan yang signifikan	Tidak ada perbedaan yang signifikan

Masing-masing metode memiliki keunggulan dan kelemahan yang harus menjadi bahan pertimbangan dalam pemilihan metode pelaksanaan struktur jembatan pada suatu proyek.

Berikut ini adalah beberapa metode konstruksi yang umum dilaksanakan di lapangan (VSL) :

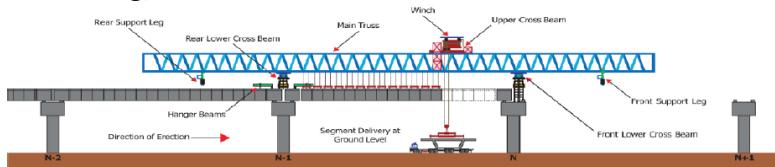
- Sistem Peluncuran (*Launching*)

- Sistem Perancah (*Falsework*)
- Sistem Kantilever (*Balanced Cantilever*)

Dalam pelaksanaannya terdapat beberapa jenis metode konstruksi *box girder*, yaitu (VSL) :

1. Metode *Balanced Cantilever* dengan *Launching Gantry*
2. Metode *Balanced Cantilever* dengan *Lifting Frame*
3. Metode *Balanced Cantilever* dengan *Crane*
4. Metode *Balanced Cantilever* dengan sistem bentang penuh (*full span*)
5. Metode *Balanced Cantilever* dengan *Form Traveler Method*
6. Metode *Span by span* dengan *Launching Gantry*
7. Metode *Span by span* dengan *Falsework*

Dari berbagai metode pelaksanaan *erection box girder*, metode yang dipakai dalam perencanaan tugas akhir ini adalah **metode *Span by span* dengan *Launching Gantry (Overhead or Underslung)***.



Gambar 2.21 Ilustrasi *Span-by-span* dengan *Launcher Gantry*

Tabel 2.3 Tipikal Durasi Pelaksanaan Metode Span-by-span

Description	Duration: 4-Day Cycle							
	1		2		3		4	
	D/S	N/S	D/S	N/S	D/S	N/S	D/S	N/S
Launching of Gantry	■	■						
Segment Placing	■	■	■					
Segment Alignment / Gluing			■	■	■			
Wet Joint Casting					■	■		
Curing (Overnight)						■	■	
Installation of External P.T.					■	■	■	
Stressing of External P.T.					■	■	■	■

Metode *span by span* adalah metode pelaksanaan konstruksi jembatan *precast segmental box girder*, dimana satu bentang jembatan dikerjakan sampai selesai kemudian berlanjut ke bentang berikutnya. Pada metode ini digunakan satu buah *gantry* atau lebih yang digunakan sebagai peluncur dan penopang segmen *box girder* yang ada. Kelebihan metode ini (VSLID):

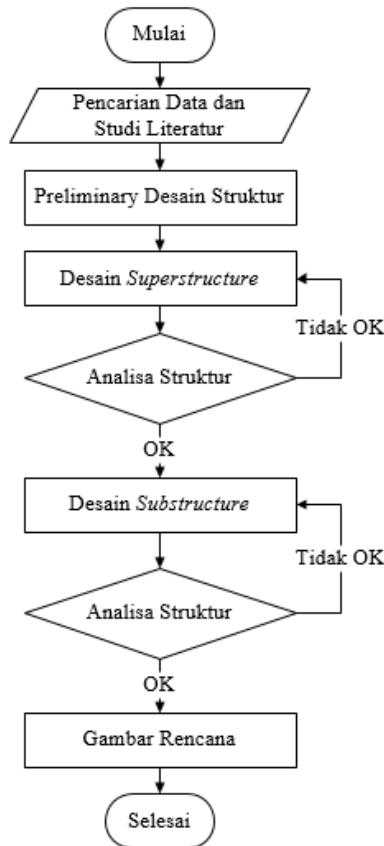
- Tipikal bentang <170 ft
- Fleksibilitas untuk menggunakan *overhead* atau *underslung gantry*
- Pemasangan 1 span umumnya dilakukan selama 2,5 hari dengan *underslung gantry* dan 4 hari dengan *overhead gantry*
- Distribusi segmen dapat dilakukan bersamaan dengan penyelesaian *deck* di belakang *gantry* atau dari permukaan tanah
- Tidak memerlukan banyak tenaga kerja untuk pelaksanaan di lapangan dibandingkan sistem *balanced cantilever*
- Akses yang baik untuk semua bidang pekerjaan

BAB III

METODOLOGI

3.1 Umum

Sistematika metodologi dalam mengerjakan Tugas Akhir ini dapat dilihat seperti diagram *flowchart* pada Gambar 3.1.



Gambar 3. 1 *Flowchart* Rencana Desain

3.2 Data Perencanaan

Data perencanaan diperoleh dari PT. Waskita Karya. Jalan Tol Bekasi-Cawang-Kampung Melayu ini dimodifikasi ulang dengan menggunakan *box girder prestressed*. Adapun data-data yang digunakan dalam perencanaan adalah sebagai berikut :

1. Panjang jembatan : 60 meter
2. Lebar jembatan : 14 meter
3. Lebaga rencana jalan : 1 jalur 3 lajur
4. Gelagat utama : *box girder*



Gambar 3.2 Lokasi: Proyek Jalan Tol Bekasi-Cawang-Kampung Melayu (Becakayu) Section 1C

3.3 Data Material

Beton semen portland harus berupa capuran semen, air, agregat kasar, dan agregat halus. Jenis beton dan penggunaannya adalah seperti dijelaskan berikut ini :

- K-500 - *Segmental prestressed concrete box girders with cantilever method*
 - *Precast prestressed concrete box girders*
 - *Precast prestressed concrete I-girders*
 - *Prestressed concrete hollow slabs, beam and columns of portal pier*
 - *Prestressed concrete pile, Prestressed sheet pile*

3.4 Studi Literatur

Studi literatur yang dilakukan menggunakan tinjauan pustaka atau peraturan-peraturan terkait yang akan sangat membantu dalam penggerjaan Tugas Akhir, diantaranya :

- a. AASHTO LRFD 2012, Bridge Design Specifications 6th Ed (US)
- b. FHWA-HIF-15-016, Post-Tensioned Box Girder Design Manual
- c. FHWA-NHI-15-047, Load and Resistance Factor Design (LRFD) For Highway Bridge Superstructures
- d. RSNI T-03-2005, Perencanaan Struktur Jembatan Beton
- e. SNI 2833-2013, Gempa untuk Jembatan
- f. SNI 1725-2016, Pembebanan untuk Jembatan

3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

Struktur sekunder yang direncanakan meliputi *concrete barrier* (tinag sandaran) dengan mutu beton K-250.

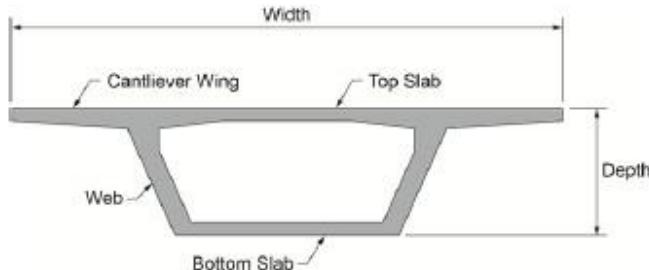
3.6 Preliminari Desain Box Girder

Desain penampang ditentukan dengan mempertimbangkan lokasi proyek, proses penggerjaan, dan beban-beban yang terjadi.

3.6.1 Mutu Material yang Digunakan

Mutu beton yang digunakan dalam perencanaan ini adalah beton mutu tinggi, K500, yang umumnya digunakan untuk beton prategang (Puslitbang Prasarana Transportasi, 2005).

3.6.2 Dimensi Penampang



Gambar 3.3 Penampang *Single Box Girder*

1. Tinggi Penampang

Tinggi penampang ditentukan berdasarkan AASHTO LRFD Tabel 2.5.2.6.3-1 dengan minimal tinggi penampang :

$$D = 0,045 \text{ (simple spans)} \quad (3-1)$$

$$D = 0,040 \text{ (continuous spans)} \quad (3-2)$$

2. Ketebalan Minimum untuk badan

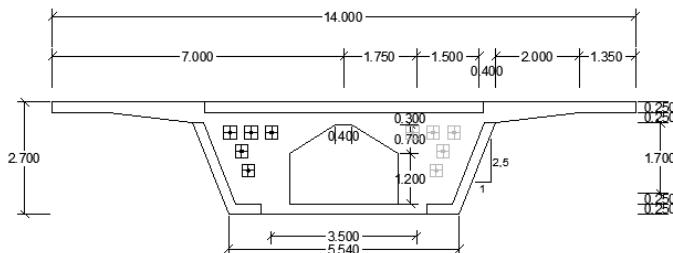
- 200 mm= jika selongsong tendon tidak berada pada box.
- 250 mm= jika terdapat selongsong tendon berukuran kecil yang dipasca tarik secara vertikal maupun longitudinal terjadi di badan box.
- 300 mm= jika terdapat selongsong tendon (12,5 inch) pada badan box.
- 350 mm= jika terdapat angkur tendon (12,5 inch) pada badan box.

3. Ketebalan Minimum untuk sayap

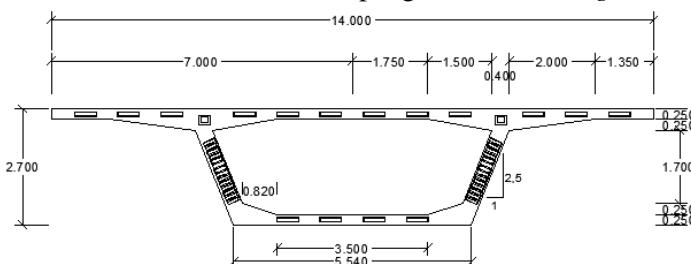
- 175 mm= lebar antar badan kurang dari 3 meter.
- 200 mm= lebar antar badan berkisar 3 – 4,5 meter.
- 250 mm= lebar antar badan berkisar 4,5 – 7,5 meter.

Desain penampang memperhatikan penampang tipikal berdasarkan AASHTO-PCI-ASBI untuk tinggi penampang 2700 mm.

Desain penampang awal yang digunakan dalam perencanaan sebagai berikut :



Gambar 3.4 Desain Penampang Awal : *Pier Segement*



Gambar 3.5 Desain Penampang Awal : *Standard Segment*

3.7 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan yang digunakan dalam tugas akhir ini mengacu pada muatan atau aksi lain (beban perpindahan dan pengaruh lainnya) yang timbul pada suatu jembatan berdasarkan acuan pada SNI 1725-2016 tentang pembebanan untuk struktur jembatan, beban dapat dikategorikan sebagai berikut :

3.7.1 Beban Permanen

a. Berat Sendiri

Berat sendiri adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural lain ditambah dengan elemen non-struktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang

digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat sebagai berikut (SNI 1725-2016, pasal 7.2) :

Tabel 3.1 Faktor beban untuk berat sendiri

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})		
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)
	Bahan	Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10
	Aluminium	1,00	1,10
	Beton pracetak	1,00	1,20
	Beton dicor di tempat	1,00	1,30
	Kayu	1,00	1,40

b. Beban Mati Tambahan/ Utilitas

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban yg merupakan elemen non-struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan.

Adapun faktor beban yang digunakan untuk beban mati tambahan dapat dilihat sebagai berikut (SNI 1725-2016, pasal 7.3) :

Tabel 3.2 Faktor beban untuk beban mati tambahan

Tipe beban	Faktor beban (γ_{ML})		
	Keadaan Batas Layan (γ_{ML}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{ML}^U)
	Keadaan	Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40

Catatan ⁽¹⁾ : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

c. Pengaruh Tetap Pelaksanaan

Pengaruh tetap pelaksanaan adalah beban yang disebabkan oleh metode dan urutan pelaksanaan yang kaitannya dengan aksi-aksi lainnya, seperti pra-penegangan dan berat sendiri. Dalam hal ini, pengaruh faktor tetap harus dikombinasikan dengan aksi-aksi tersebut dengan faktor beban yang sesuai. Adapun faktor beban yang digunakan terhadap pengaruh tetap pelaksanaan adalah sebagai berikut (SNI 1725-2016, pasal 7.5):

Tabel 3.3 Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan

Tipe beban	Faktor beban (γ_{PL})		
	Keadaan Batas Layan (γ_{PL}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{PL}^U)	
		Biasa	Terkurangi
Tetap	1,00	1,00	1,00

3.7.2 Beban Lalu Lintas

a. Beban Lajur “D”

Beban “D” sesuai dengan yang didefinisikan dalam peraturan SNI 1725:2016 pasal 8.3 terdiri dari beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT). Intensitas beban BTR tergantung panjang total yang dibebani, ditentukan berdasarkan hubungan berikut :

$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kPa} \quad (3-3)$$

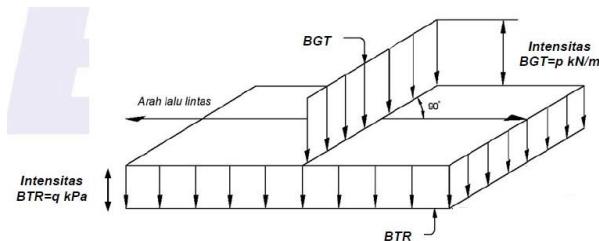
$$\text{Jika } L > 30 \text{ m} : q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa} \quad (3-4)$$

Dimana:

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

L = panjang total yang dibebani (meter)

Sedangkan, beban garis terpusat (BGT) harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan dengan intensitas p adalah 49,0 kN/m. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya. Susunan pembebanan ini dapat dilihat dalam Gambar 2.5.



Gambar 3.6 Susunan pembebatan BTR dan BGT

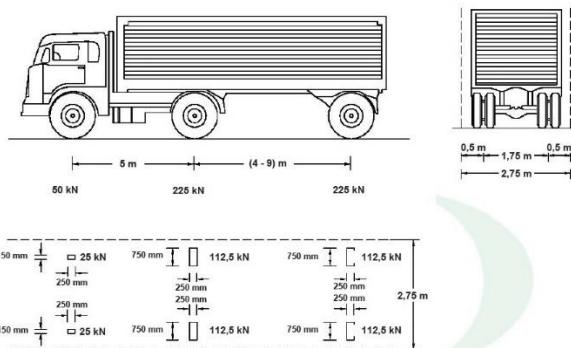
b. Beban Truk "T"

Beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan beban "D". Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Adapun faktor beban untuk beban "T" dapat digunakan pada tabel berikut :

Tabel 3.4 Faktor beban untuk beban "T"

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TT}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TT}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Pembebatan truk "T" terdiri atas kendaraan truk *semi-trailer* yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti terlihat pada Gambar 3.2. Berat dari tiap-tiap gandar disebarluaskan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antar 2 gandar tersebut bisa diubah-ubah dari 4,0 sampai 9,0 meter untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.



Gambar 3.7 Pembebatan truk "T" (500 kN)

c. Aksi Lingkungan

Aksi lingkungan memasukkan pengaruh temperatur, angin, banjir, gempa, dan penyebab-penyebab alamiah lainnya.

1. Pengaruh Susut dan Rangkak (SH)

Pengaruh rangkak dan penyusutan harus diperhitungkan dalam perencanaan jembatan beton. Pengaruh ini 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).

2. Pengaruh Gaya Prategang (PR)

Prategang akan menyebabkan pengaruh sekunder pada komponen-komponen yang terkekang pada bangunan statis tidak tentu. Prategang harus diperhitungkan sebelum (selama pelaksanaan) dan sesudah kehilangan tegangan dalam kombinasinya dengan beban-beban lainnya.

3. Beban Angin (Tekanan Angin Horizontal)

Tekanan angin yang ditentukan disebabkan asumsi angin rencana dengan kecepatan dasar (VB) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan *railing* yang diambil tegak lurus terhadap arah angin. Arah ini harus divariasikan untuk mendapatkan pengaruh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen-komponennya. Luasan yang tidak memberikan kontribusi dapat diabaikan dalam perencanaan.

Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10 meter diatas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana, VDZ, harus dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$VDZ = 2,5 V_O \left(\frac{V_{10}}{V_a} \right) \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad (3-5)$$

Dimana :

- VDZ = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam)
- V10 = kecepatan angin pada elevasi 10 meter di atas permukaan tanah atau di atas permukaan air rencana (km/jam)
- VB = kecepatan angin rencana yaitu 90 – 126 km/jam pada elevasi 1000 mm
- Z = elevasi struktur diukur dari permukaan tanah atau dari permukaan air dimana beban angin dihitung ($Z > 10$ meter)
- Vo = kecepatan gesekan angin
- Zo = panjang gesekan di hulu jembatan

V10 dapat 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 $V10 = VB = 90$ s/d 126 km/jam

Tabel 3.5 Nilai Vo dan Zo untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu

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

Beban Angin pada Struktur (EWs)

Berdasarkan SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.1, tekanan angin rencana dapat digunakan persamaan berikut :

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_a} \right)^2 \quad (3-6)$$

Dimana :

PB = tekanan angin dasar yang ditentukan dalam Tabel 3.7.

Tabel 3.6 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.

4. Pengaruh Gempa

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapa kasus. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekivalen yang

kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R_d) dengan formulasi sebagai berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \quad (3-7)$$

Keterangan :

E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis

R_d = faktor modifikasi respons

W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup (kN)

3.8 Analisis Struktur Utama

3.8.1 Gaya Prategang Awal

Dalam tugas akhir menggunakan tegangan ijin bahan untuk beton prategang yang telah ditentukan dalam SNI T-12-2004 pasal 4.4.1.2 sebagai berikut :

a) Pada saat transfer

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

- $f_{ci}' = 65\% \times f_c'$

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:

- $\sigma_{tekan} = 0,6 \times f_{ci}'$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 8.3 untuk struktur jembatan segmental pracetak tidak ada tegangan tarik yang diijinkan pada setiap sambungan antara segmen-semen selama pelaksanaan.

- $\sigma_{tarik} = 0 \text{ MPa}$

b) Pada saat service

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

- $\sigma_{tekan} = 0,45 \times f_{ci}'$

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 8.3 untuk struktur jembatan segmental pracetak tidak ada tegangan tarik yang diijinkan pada kondisi batas layan.

$$\blacksquare \quad \sigma_{tarik} = 0 \text{ MPa}$$

3.8.2 Modulus Elastisitas (E)

Beton normal dengan massa jenis 2400 kg/m³, Ec diambil sebesar $4700 \times \sqrt{f'c}$ baik saat transfer maupun saat service.

3.8.3 Kehilangan Gaya Prategang

Tegangan pada tendon beton prategang berkurang secara kontinyu seiring dengan waktu. Total pengurangan tegangan ini disebut kehilangan prategang total. Kehilangan prategang total ini adalah faktor utama yang mengganggu perkembangan awal beton prategang. Menurut Raju (1993), kehilangan gaya prategang dapat digolongkan menjadi 2, yaitu kehilangan langsung (*immediate*) dan kehilangan yang bergantung dengan waktu (*time depending lost*).

A. Kehilangan Gaya Prategang Langsung

Kehilangan gaya prategang langsung dapat diakibatkan oleh beberapa hal, antara lain:

1. Perpendekan Elastik Beton (ES)

Pada saat gaya prategang dialihkan ke bton, komponen struktur akan memendek dan baja prategang juga akan ikut memendek, sehingga akan menimbulkan kehilangan prategang. Kehilangan prategang akibat perpendekan elastik beton dapat dihitung dengan rumus :

$$ES = Kes \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cir} \quad (3-8)$$

$$f_{cir} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \cdot e^2}{I} + \frac{M_G \cdot e}{I} \quad (3-9)$$

dengan,

Δf_{pf} : kehilangan prategang akibat perpendekan elastik beton (MPa)

K_{es} : koefisien elastis 0,5 (pascatarik)

E_s : modulus elastis baja (MPa)

E_{ci} : modulus elastis beton saat transfer gaya prategang (MPa)

$f_{c'ir}$: tegangan beton pada c.g.s akibat gaya prategang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton (MPa)

2. Friksi/ Gesekan (FR)

Besarnya kehilangan gaya prategang akibat friksi/ gesekan merupakan fungsi dari formasi tendon atau yang disebut *curvature effect* dan simpangan lokal di dalam *alignment* disebut *wobble effect*.

$$\Delta f_{pf} = f_{pi}(\phi \cdot \alpha + k \cdot L) \quad (3-10)$$

dengan,

Δf_{pf} : kehilangan tegangan akibat gesekan kabel

f_{pi} : tegangan awal tendon

L : panjang kabel yang diukur dari ujung kabel ke lokasi x

K : *wobble effect*

ϕ : koefisien gesek kabel dan material

A : sudut kabel (radian)

3. Pergeseran Angkur (ANC)

Menurut Lin dan Burns (2000), kehilangan gaya prategang karena slip angkur pada komponen paska-tarik diakibatkan adanya blok-blok pada angkur saat pendongkrak disalurkan ke angkur. Cara mudah untuk mengatasi kehilangan ini adalah dengan memberikan kelebihan tegangan.

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta A}{L} \cdot E_s \quad (3-11)$$

dengan,

ΔA : deformasi pengangkuran/ slip

E_s : modulus elastik kabel

L : panjang tendon

B. Kehilangan Gaya Prategang Tidak Langsung

Kehilangan gaya prategang yang bergantung dengan waktu antara lain :

1. Rangkak pada beton (CR)

Deformasi atau aliran lateral akibat tegangan longitudinal disebut rangkak dan kehilangan hanya terjadi akibat beban yang terus menerus selama riwayat pembebanan suatu elemen struktural.

Kehilangan gaya prategang akibat rangkak didapatkan persamaan :

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (fcir - fc_{ds}) \quad (3-12)$$

dengan,

CR : kehilangan prategang akibat rangkak (MPa)

K_{cr} : koefisien elastis 1,6 (pascatarik); 2,0 (pratarik)

E_s : modulus elastisitas baja (MPa)

E_c : modulus elastisitas beton saat transfer gaya prategang (MPa)

$fcir$: tegangan beton pada c.g.s akibat gaya prategang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton (MPa)

fc_{ds} : tegangan beton pada c.g.s akibat seluruh beban mati yang bekerja pada akomponen struktur setelah diberi gaya prategang (MPa)

2. Susut pada beton (SH)

Kehilangan gaya prategang akibat susut beton harus diperhitungkan yang besarnya dari waktu. Kehilangan akibat susut beton pada tendon dapat dihitung dengan rumus:

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s (1 - 0,0236 \frac{V}{S}) (100 - RH) \quad (3-13)$$

dengan,

SH : kehilangan prategang akibat susut beton (MPa)

KSH : koefisien susut, dari Tabel 2.1

Es : modulus elastisitas baja (MPa)

V : luas penampang box (cm^2)

S : keliling penampang box (cm)

RH : kelembaban relative

Tabel 3.7 Nilai koefisien susut, KSH

Jangka waktu setelah perawatan basah sampai penerapan prategang (hari)	1	3	5	7	10	20	30	60
Ksh	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

3. Relaksasi tendon prategang (RE)

Relaksasi pada tendon mengalami tegangan tarik dalam waktu yang cukup lama. Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja dapat dihitung dengan rumus :

$$RE = [Kre - J (SH + CR + ES)] \times C \quad (3-14)$$

dengan,

RE : kehilangan prategang akibat relaksasi baja (MPa)

Kre : didapat dari Tabel 2.2.

J : didapat dari Tabel 2.2.

SH : kehilangan prategang akibat susut beton (MPa)

CR : kehilangan prategang akibat rangkak (MPa)

ES : kehilangan prategang akibat perpendekan elastik beton (MPa)

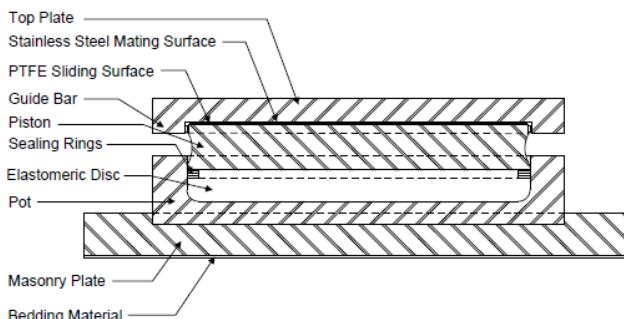
C : didapat dari Tabel 2.2.

Tabel 3.8 Nilai J dan Kre

Tipe tendon	K _{re}	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

3.9 Perletakkan (*Bearing*)

Perletakkan yang digunakan dalam perencanaan ini adalah **Pot Bearing**. *Pot bearing* biasanya digunakan untuk jembatan dengan bentang sedang sampai besar, tipe ini memikul beban vertikal dengan tekanan pada *elastomeric disc* yang terbuat dari silinder baja dan mengakomodasi rotasi akibat deformasi dari piringan bearing.

Gambar 3.8 Komponen *Pot Bearing*

3.10 Perencanaan Pilar

Berdasarkan RSNI T-12-2004, pilar yang direncanakan harus dapat menahan beban mati, beban pelaksanaan, beban hidup akibat lalu lintas, beban angin pada struktur atas, gaya-gaya akibat aliran air, pengaruh suhu dan susut, tekanan lateral tanah, dan tekanan air, gerusan, tumbukan serta beban gempa bumi.

3.11 Perencanaan Pondasi

Perencanaan pondasi tiang pancang dilakukan berdasarkan hasil SPT. Lingkupan dalam perencanaan pondasi adalah sebagai berikut :

a. Daya dukung tiang pondasi berdasarkan hasil SPT

Perhitungan daya dukung berdasarkan hasil SPT dengan metoda Luciano Decourt (1996) :

- Harga N koreksi :

Harga N di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi N' berdasarkan perumusan sebagai berikut: (TERZAGHI & PECK)

$$N' = 15 + 0,5(N-15) \quad (3-26)$$

Dimana:

N = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah muka air tanah

N' = Harga N terkoreksi karena N dibawah muka air tanah

- Metode Lucioano Decourt (1996) :

$$QL = QP + QS \quad (3-27)$$

QL= daya dukung tanah maksimum pada pondasi

QP= daya dukung pada dasar pondasi

QS= daya dukung akibat lekatian lateral

$$Q_p = \alpha q_p A_p = \alpha(N_p K)A_p \quad (3-28)$$

Dimana:

$\check{N}P$ = Harga rata-rata SPT disekitar 4B di atas hingga 4B di bawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi) = $\sum_{i=1}^n \frac{Ni}{n}$.

K = Koefisien karakteristik tanah:

12 t/m², untuk lempung

20 t/m², untuk lanau berlempung

25 t/m², untuk lanau berpasir

40 t/m², untuk pasir

AP = Luas penampang dasar tiang

qP = Tegangan diujung tiang

α = Base coefficient = 1,00 untuk driven pile (tiang pancang)

$$Q_s = \beta q_s A_s = \beta(N_s / 3 + 1)A_s \quad (3-29)$$

Dimana :

Q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

$\check{N}S$ = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 < N < 50$

AP = Keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

B = Shaft coefficient = 1,00 untuk driven pile

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

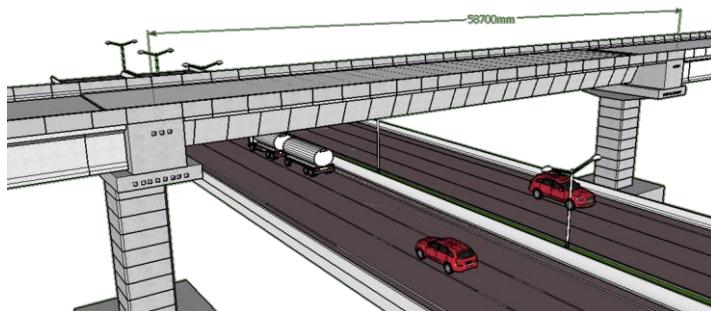
BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR ATAS

4.1 Umum

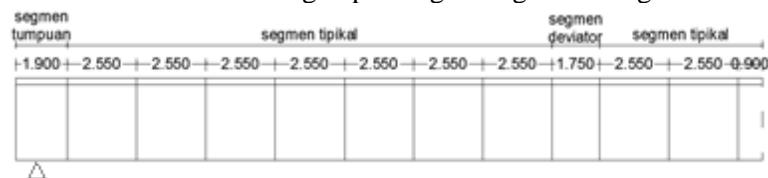
Desain pada elemen struktur box girder mengacu pada AASHTO LRFD 2012, dan peraturan Indonesia (Standar Nasional Indonesia).

Perencanaan desain merupakan modifikasi struktur *flyover* dari proyek Jalan Tol Bekasi-Cawang-Kampung Melayu Seksi 1C dengan bentang total 60 meter dan bentang bersih 55 meter. Jalan tol tersebut terbagi menjadi 3 (tiga) lajur searah dengan lebar masing-masing sebesar 4 meter.



Gambar 4.1 Tampak Samping PWB 235 dan PWB 236

Desain direncanakan dengan pembagian segmen sebagai berikut :



Gambar 4.2 Pembagian Segmen Box Girder
Segmen deviator diletakkan pada 3/8 dan 5/8 dari panjang bentang, yaitu pada 20,625 meter dan 34,375 meter.

4.2 Karakteristik Material

Material yang digunakan dalam perencanaan struktur ini adalah beton mutu K-500 dengan karakteristik sebagai berikut :

4.2.1 Beton

Kekuatan Tekan Beton :

- Kuat tekan rencana (28 hari) : $f'c = 41,5 \text{ MPa}$
- Kuat tekan beton awal (7 hari) : $fci = 75\% f'c = 31,125 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton (Ec) :

$$Ec = 4700 \times (f'c)^{0.5} = 4700 \times (41,5)^{0.5} = 30277,632 \text{ MPa}$$

Poisson ratio = 0,2 untuk beton

Tegangan ijin pada saat transfer :

Teg. ijin tekan saat transfer : $0,6 fci = 18,675 \text{ MPa}$

Teg. ijin tarik ujung komponen struktur : $0,5 \sqrt{fci} = 2,789 \text{ MPa}$

Teg. ijin tarik antar segmen : 0 MPa

Tegangan ijin pada saat servis :

Teg. ijin tekan saat servis : $0,45 f'c = 18,675 \text{ MPa}$

Teg. ijin tarik ujung komponen struktur : $0,5 \sqrt{f'c} = 3,221 \text{ MPa}$

Teg. ijin tarik antar segmen : 0 MPa

4.2.2 Baja Tulangan

Baja tulangan yang dipakai harus memenuhi SNI 2847-2013

Pasal 21.1.5 dengan komponen sebagai berikut :

- Mutu tulangan : $f_u = 390 \text{ MPa}$
- Modulus elastisitas : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

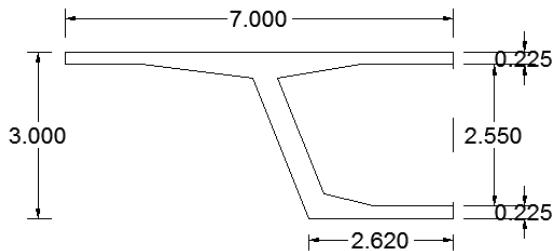
4.2.3 Baja Tendon Prategang

Baja prategang yang digunakan adalah *7-wire Grade 270, low relaxation strand* berdasarkan ASTM A416-74. Gaya jacking maksimum dibatasi saat tegangan mencapai 75% f_{pu} .

- Diameter : $d = 15,24 \text{ mm}$
- *Ultimate Tensile Strength* : $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$
- *Yield strength* : $f_{py} = 1674 \text{ MPa}$

4.3 Analisa Penampang Box Girder

Segmen Tipikal :



Gambar 4.3 Segmen Tipikal

Karakteristik Penampang :

$$h = 3 \text{ meter}$$

$$A = \text{luas penampang} = 7,765 \text{ m}^2$$

$$Y_b = \text{titik berat bawah} = 1,958 \text{ m}$$

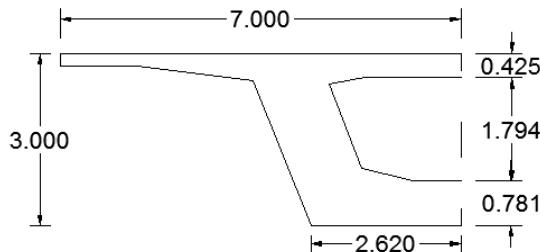
$$Y_a = \text{titik berat atas} = 1,042 \text{ m}$$

$$I_x = \text{momen inersia thd titik berat} = 9,5632 \text{ m}^4$$

$$W_a = \text{tahanan momen sisi atas} = 9,179 \text{ m}^3$$

$$W_b = \text{tahanan momen sisi bawah} = 4,884 \text{ m}^3$$

Segmen Deviator

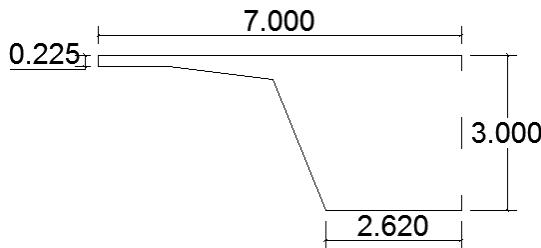


Gambar 4.4 Segmen Deviator

Karakteristik Penampang :

h	= tinggi penampang	= 3 meter
A	= luas penampang	= $14,3472 \text{ m}^2$
Y_b	= titik berat bawah	= 1,6879 m
Y_a	= titik berat atas	= 1,3121 m
I_x	= momen inersia thd titik berat	= $15,346 \text{ m}^4$
W_a	= tahanan momen sisi atas	= $11,696 \text{ m}^3$
W_b	= tahanan momen sisi bawah	= $9,092 \text{ m}^3$

Segmen Tumpuan



Gambar 4.5 Segmen Tumpuan

Karakteristik Penampang :

h	= tinggi penampang	= 3 meter
A	= luas penampang	= $17,1059 \text{ m}^2$
Y_b	= titik berat bawah	= 1,2786 m
Y_a	= titik berat atas	= 1,7214 m
I_x	= momen inersia thd titik berat	= $7,8136 \text{ m}^4$
W_a	= tahanan momen sisi atas	= $4,539 \text{ m}^3$
W_b	= tahanan momen sisi bawah	= $6,111 \text{ m}^3$

4.4 Pembebaan Struktur Utama

Desain pembebaan yang dapat mempengaruhi desain struktur ditentukan sebagai berikut :

4.4.1 Beban Mati (MS)

Beban mati yang dihitung merupakan berat sendiri penampang box girder dan tendon prategang. Berat penampang box yang digunakan yang terbagi menjadi beberapa segmen sebagai berikut :

Tabel 4.1 Berat Box Girder

No	Segmen	A (m ²)	Berat jenis (kN/m ³)	Berat (kN/m)
1	Tipikal	7,765	24,5	190,252
2	Deviator	14,3	24,5	350,35
3	Tumpuan	21,261	24,5	520,894

Tabel 4.2 Berat Tendon Prategang

Tendon No	Luas (m ²)	Panjang (m)	Berat Jenis (kN/m ³)	Total Berat (kN)
1	0.003468	55.099	77.09	14.729
2	0.003468	55.068	77.09	14.72
3	0.003468	55.172	77.09	14.748
4	0.003468	55.201	77.09	14.756
5	0.003468	55.201	77.09	14.756
8	0.002635	55.001	77.09	11.174
9	0.002635	55.001	77.09	11.174
10	0.003468	55.099	77.09	14.729
11	0.003468	55.068	77.09	14.72
12	0.003468	55.172	77.09	14.748
13	0.003468	55.201	77.09	14.756
14	0.003468	55.201	77.09	14.756
16	0.002635	55.001	77.09	11.174
17	0.002635	55.001	77.09	11.174
Total	-	771.486	-	192.11

4.4.2 Beban Mati Tambahan (MA)

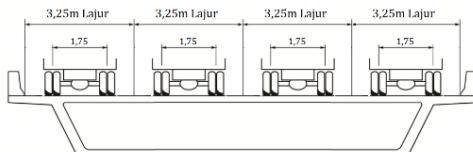
Beban mati tambahan yang dihitung merupakan berat dari parapet dan aspal yang menjadi beban merata pada struktur.

Tabel 4.3 Beban Mati Tambahan

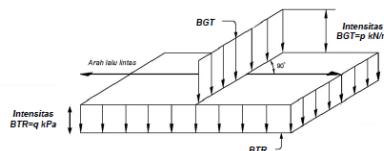
No	Jenis	Lebar (m)	Tinggi (m)	A (m ²)	Berat jenis (kN/m ³)	Berat (kN/m)
1	Parapet	0.5	1	1	24	24
2	Aspal	13	0.08	1.040	22	22.88

4.4.3 Beban Hidup Kendaraan (TD)

Jumlah lajur lalu lintas rencana ditentukan berdasarkan SNI 1725-2016 Pasal 8.2 dengan pembagian dari lebar bersih jembatan (w) dengan lebar lajur rencana sebesar 2750 mm, maka ditentukan jumlah lajur lalu lintas rencana sebesar : 4 lajur dengan lebar masing-masing lajur sebesar 3250 mm.



Gambar 4.6 Lajur rencana beban hidup kendaraan



Gambar 4.7 Distribusi Beban Hidup Kendaraan

Beban Terbagi Rata (BTR)

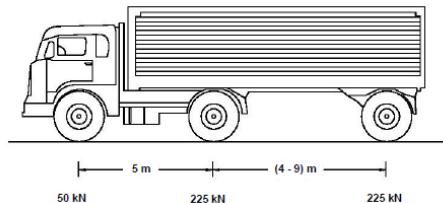
$$\begin{aligned} \text{untuk } L > 30\text{m, maka } q &= 9(0,5 + 15/L) \\ &= 9(0,5 + 15/54) = 7 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Beban yang bekerja, } Q &= q \times b \times \text{jumlah lajur} \\ &= 7 \times 3,25 \times 4 = 91 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Garis Terpusat (BGT)

Intensitas beban, $p = 49 \times 1,4 = 68,6 \text{ kN/m}$

Beban yang bekerja, $P = p \times b = 68,6 \times 3,25 \times 4 = 891,8 \text{ kN}$

4.4.4 Gaya akibat Rem



Gambar 4.8 Truk “T”

Beban rem arah horizontal dengan titik tangkap setinggi 1,8 meter dari muka lantai kendaraan dan dipilih yang terbesar dari perhitungan berikut ini :

- (1) Gaya rem = 25% berat gandar truk desain x jumlah lajur
 $= 25\% \times (50+225+225) \times 4 = 500 \text{ kN}$
- (2) Gaya rem = 5% dari (berat truk rencana x n lajur + BTR)
 $= 5\% \times ((50+225+225) \times 4 + 891,8) = 144,59 \text{ kN}$

Maka gaya akibat rem yang digunakan sebesar **500 kN**.

4.4.5 Pengaruh Temperatur

Efek perubahan temperatur ditinjau berdasarkan SNI 1725-2016 dengan memperhitungkan akibat temperatur merata (TU) dan akibat temperatur gradien (TG). Temperatur dasar diambil sebesar 30°C.

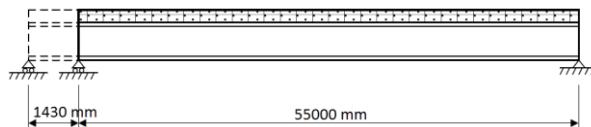
Simpangan akibat beban temperatur (Δ_T) :

Temperatur minimum $= 15^\circ\text{C}$

Temperatur maksimum $= 40^\circ\text{C}$

Koefisien muai temperatur (α) $= 11 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$

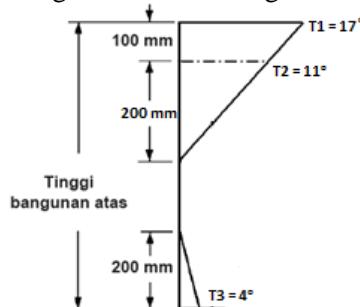
$$\begin{aligned}\Delta_T &= \alpha \cdot L (T_{\max} - T_{\min}) \\ &= 11 \times 10^{-6} \cdot 52 \times 10^3 \cdot (40-15) \\ &= 1430 \text{ mm}\end{aligned}$$



Gambar 4.9 Perubahan akibat temperatur merata

Variasi Temperatur (TG) :

Gradien temperatur digunakan menurut grafik berikut :



Gambar 4.10 Gradien Temperatur (TG)

4.4.5 Beban Angin pada Struktur (EWs)

Pengaruh tekanan angin terhadap struktur ditentukan berdasarkan SNI 1725-2016 dengan persamaan berikut :

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

dimana :

Kecepatan Gesek Angin	$V_0 =$	19,3	km/jam
Kecepatan Dasar Angin	$V_B =$	90	km/jam
Kecepatan angin elv. 1000 m	$V_{10} =$	90	km/jam
Panjang Gesekan di hulu	$Z_0 =$	2500	mm
Elevasi struktur dari perm. tanah	$Z =$	15000	mm

$$\begin{aligned}
 V_{DZ} &= 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \\
 &= 2,5 \times 19,3 \times \left(\frac{90}{90} \right) \ln \left(\frac{15000}{2500} \right) \\
 &= 86,452 \text{ km/jam}
 \end{aligned}$$

Beban Angin pada Struktur Atas

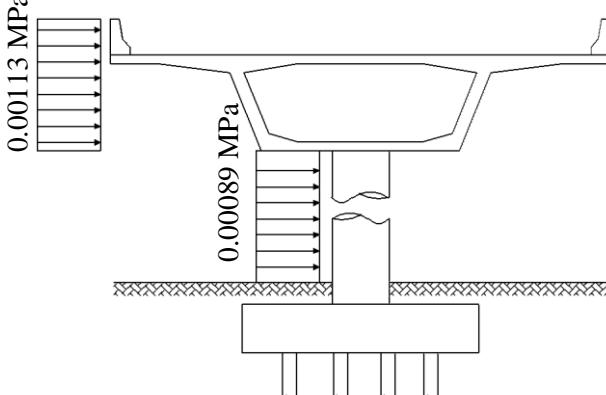
$$P_B = 0,0024 \text{ (SNI 1725-2016, Tabel 29)}$$

$$\begin{aligned} P_D &= P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0024 \times \left(\frac{86,452}{90} \right)^2 \\ &= 0,002214523 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Beban Angin pada Kolom

$$P_B = 0,0019 \text{ (SNI 1725-2016, Tabel 29)}$$

$$\begin{aligned} P_D &= P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0019 \times \left(\frac{86,45}{90} \right)^2 \\ &= 0,001753164 \text{ MPa} \end{aligned}$$



Gambar 4. 11 Gaya Tekan Angin pada Struktur

Beban angin yang mempengaruhi struktur atas dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_{EW} &= P_D \cdot (\text{tinggi box} + \text{tinggi railing}) \\ &= 0,002214523 \times (3000 + 1000) \\ &= 8,858 \text{ N/mm} \\ &= 8,858 \text{ kN/m} > 4,4 \text{ kN/m (syarat)} \end{aligned}$$

maka nilai yang digunakan $T_{EW} = 8,854 \text{ kN/m}$

4.4.7 Beban Angin Pada Kendaraan

Tekanan angin pada kendaraan diasumsikan berdasarkan SNI 1725-2016 sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan.

4.4.8 Kombinasi Pembebatan

Kombinasi pembebatan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban – beban yang bekerja pada struktur hanya beban – beban mati saja dan beban hidup sementara akibat pekerja konstruksi. Sedangkan pada masa layan, beban – beban hidup permanen dari aktivitas pemakai gedung dan barang – barang yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebatan terbesar akibat penjumlahan beban – beban yang bekerja dengan faktor beban *Load Resistance Factor Design (LRFD)*

Kombinasi pembebatan yang dipakai pada struktur jembatan ini mengacu pada SNI 1725:2016 tentang Pembebatan untuk Jembatan sebagai berikut:

Kombinasi pada Keadaan Batas : Kuat (*Strength*)

Kuat-I : 1,2MS + 2MA + 1,8TD + 1,8 TB ± 0,5TU + 1PR

Kuat-III : 1,2MS + 2MA ± 1,4EWs ± 0,5TU + 1PR

Kuat-V : 1,2MS + 2MA ± 0,4EWs ± 1EWl ± 0,5TU + 1PR

Kombinasi pada Keadaan Batas : Ekstrem

Ekstrem-Ix: DL + 0,3 LL + EQx + 0,3 EQy

Ekstrem-Iy: DL + 0,3 LL + EQy + 0,3 EQx

Kombinasi pada Keadaan Batas : Layan (*Service*)

Layan-I : 1MS + 1MA + 1TD + 1TB ± 0,3EWs ± 1EWl ± 1,2TU + 1PR

Layan-III : 1MS + 1MA + 0,8TD + 1TB ± 1,2TU + 1PR

Keterangan :

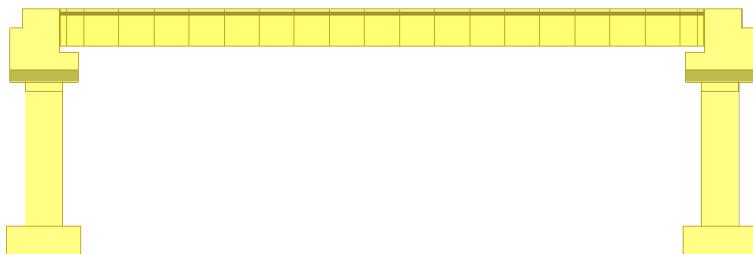
- MS : Beban mati komponen struktural dan non struktural
- MA : Beban mati perkerasan dan utilitas
- TD : Beban lajur "D"
- TB : Gaya akibat rem
- EWs : Beban angin pada struktur
- EWl : Beban angin pada kendaraan
- TU : Gaya akibat temperatur seragam
- TG : Gaya akibat temperatur gradien
- PR : Gaya akibat tendon prategang
- EQx : Gaya gempa arah-x
- EQy : Gaya gempa arah-y

4.5 Modeling dan Analisa Struktur

Desain struktur dimodelkan dengan program bantu MIDAS 2011 dengan analisa struktur berdasarkan AASHTO LRFD dan Standar Peraturan Indonesia (SNI).

Desain *flyover* Jalan Tol Bekasi-Cawang-Kampung Melayu direncanakan sebagai jembatan lurus dengan tumpuan (*simple supported span*) dengan metode *span-by-span*.

Modeling



Gambar 4.12 Jembatan Diatas Perletakan



Gambar 4.13 Cross Section Penampang

Nodal (Nodes)

Penentuan titik-titik nodal berdasarkan koordinat didalam orthogonal koordinat sistem, dimana koordinat-x sebagai arah memanjang dan koordinat-y sebagai arah vertikal.

4.5.1 Analisa Pembebanan Struktur



Gambar 4.14 Titik Nodal

Perhitungan gaya-gaya yang terjadi pada struktur telah dihitung secara konvensional dan dengan program bantu MIDAS 2011.

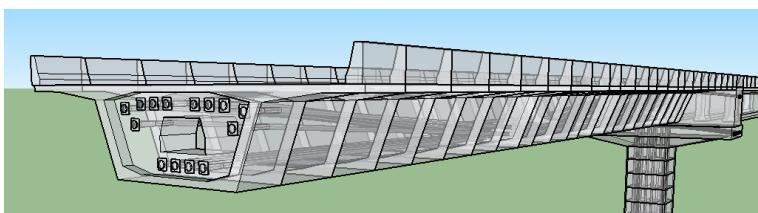
Tabel 4.4 Gaya-gaya yang terjadi pada Struktur

No	x (m)	Berat Sendiri (MS)			Mati Tambahan (MA)			Beban Hidup Kendaraan (TD)		
		Shear (kN)	Torsi (kNm)	Momen (kNm)	Shear (kN)	Torsi (kNm)	Momen (kNm)	Shear (kN)	Torsi (kNm)	Momen (kNm)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0.5	-5511.59	10347.65	-59.28	-1265.76	2320.56	-5.86	-3349.01	12626.12	-457.27
3	1.5	-5037.38	10347.65	5215.21	-1218.88	2320.56	1236.46	-3242.34	12486.44	3286.79
4	1.9	-4959.88	10347.65	7214.66	-1200.13	2320.56	1720.26	-3200.14	12430.99	4566.77
5	4.45	-4465.83	10347.65	19232.44	-1080.58	2320.56	4628.17	-2937.47	12083.2	12260.17
6	7	-3971.77	10347.65	29990.37	-961.04	2320.56	7231.24	-2685.76	11750.85	19147.07
7	9.55	-3477.71	10347.65	39488.46	-841.5	2320.56	9529.47	-2445.01	11441.74	25227.47
8	12.1	-2983.66	10347.65	47726.71	-721.95	2320.56	11522.87	-2215.22	11142.5	30501.37
9	14.65	-2489.6	10347.65	54705.1	-602.41	2320.56	13211.43	-1996.38	10853.11	34968.75
10	17.2	-1995.54	10347.65	60423.66	-482.86	2320.56	14595.15	-1788.5	10573.59	38629.65
11	19.75	-1501.48	10347.65	64882.37	-363.32	2320.56	15674.04	-1591.58	10303.92	41484.03
12	20.225	-1409.45	10347.65	65573.71	-341.05	2320.56	15841.32	-1556.11	10254.78	41926.63

Tabel 4.5 Gaya pada Struktur

4.6 Tendon Prategang (*Prestressing Tendon*)

Pada perencanaan ini tipe model tendon prategang yang digunakan adalah *external prestressing tendon*, tendon diposisikan diluar badan penampang sehingga desain rencana tebal penampang dapat dibuat lebih tipis dan mengurangi berat penampang itu sendiri. *External prestressing tendon* memiliki keuntungan dalam penerapannya seperti rehabilitasi struktur yang paling murah dibanding model lain dalam sistem prategang, berat struktur menjadi lebih ringan, dan mudah untuk pemugaran dan perbaikan.

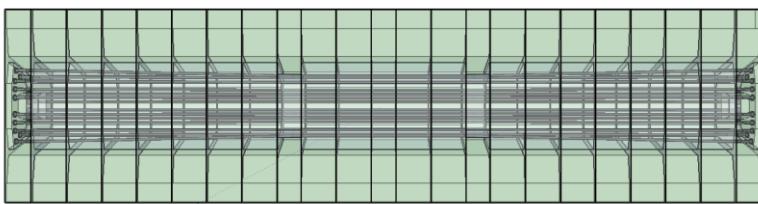


Gambar 4.15 Ilustrasi *External Prestressed Tendon*

Profil tendon yang dipakai berbentuk *harped* dengan deviator pada diletakkan pada 3/8 dan 5/8 dari panjang bentang, yaitu pada 20,625 meter dan 34,375 meter dari ujung bentang.



Gambar 4.16 Tampak samping posisi *harped tendon*



Gambar 4.17 Tampak atas posisi *harped tendon*

4.6.1 Perhitungan Gaya Prategang Awal

Gaya prategang awal dihitung untuk mencari kebutuhan gaya tarik tendon yang dibutuhkan.

Profil Tendon

Kabel prategang yang digunakan adalah *7-wire Grade 270, low relaxation strand* berdasarkan ASTM A416-74.

Diameter strand, dia = 15,24 mm

Luas penampang, A = 140 mm²

Modulus elastisitas, Es = 197000 MPa

Ultimate Tensile Strength, fu = 1860 MPa

Yield Strength, fy = 0,9 x fu = 1674 MPa

Penentuan Jumlah Tendon

Tabel 4.6 Data Tendon

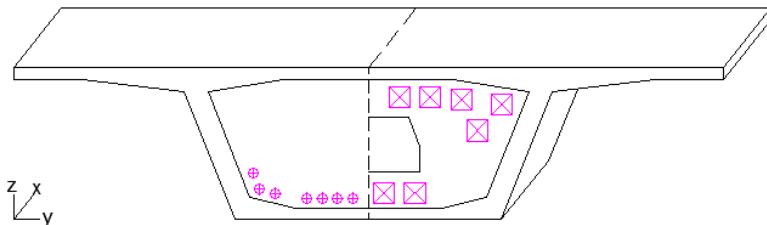
Tendon	Strand	Ast (mm)	<i>fu</i> (MPa)	Besar penarikan	
				%	kN
1	25	140	1860	75%	4882,5
2	25	140	1860	75%	4882,5
3	25	140	1860	75%	4882,5
4	25	140	1860	75%	4882,5
5	25	140	1860	75%	4882,5
6	19	140	1860	75%	3710,7
7	19	140	1860	75%	3710,7
8	25	140	1860	75%	4882,5
9	25	140	1860	75%	4882,5
10	25	140	1860	75%	4882,5
11	25	140	1860	75%	4882,5
12	25	140	1860	75%	4882,5
13	19	140	1860	75%	3710,7
14	19	140	1860	75%	3710,7
Total		326			63667,8

Koordinat Tendon

Tendon dipasang diluar penampang (*external tendon*) dengan koordinat tendon ditinjau dari titik pusat penampang yang berada pada *center-top* penampang sebagai berikut :

Tabel 4.7 Koordinat Tendon

No	x	y	z
1	0	2.622	-0.729
	20.625	2.269	-2.082
	34.375	2.269	-2.082
	55	2.622	-0.729
2	0	2.149	-1.243
	20.625	2.149	-2.4
	34.375	2.149	-2.4
	55	2.149	-1.243
3	0	1.83	-0.633
	20.625	1.83	-2.475
	34.375	1.83	-2.475
	55	1.83	-0.633
4	0	1.22	-0.58
	20.625	1.22	-2.575
	34.375	1.22	-2.575
	55	1.22	-0.58
5	0	0.61	-0.58
	20.625	0.61	-2.575
	34.375	0.61	-2.575
	55	0.61	-0.58
8	0	0.915	-2.47
	20.625	0.915	-2.575
	34.375	0.915	-2.575
	55	0.915	-2.47
9	0	0.305	-2.47
	20.625	0.305	-2.575
	34.375	0.305	-2.575
	55	0.305	-2.47
10	0	-2.622	-0.729
	20.625	-2.269	-2.082
	34.375	-2.269	-2.082
	55	-2.622	-0.729
11	0	-2.149	-1.243
	20.625	-2.149	-2.4
	34.375	-2.149	-2.4
	55	-2.149	-1.243
12	0	-1.83	-0.633
	20.625	-1.83	-2.475
	34.375	-1.83	-2.475
	55	-1.83	-0.633
13	0	-1.22	-0.58
	20.625	-1.22	-2.575
	34.375	-1.22	-2.575
	55	-1.22	-0.58
14	0	-0.61	-0.58
	20.625	-0.61	-2.575
	34.375	-0.61	-2.575
	55	-0.61	-0.58
16	0	-0.915	-2.47
	20.625	-0.915	-2.575
	34.375	-0.915	-2.575
	55	-0.915	-2.47
17	0	-0.305	-2.47
	20.625	-0.305	-2.575
	34.375	-0.305	-2.575
	55	-0.305	-2.47



Gambar 4.18 Posisi Tendon di Segmen Tengah Bentang dan Segmen Tumpuan

Eksentrisitas Tendon (e) pada x = 27,5 m :

$$\begin{aligned} e &= Y_b - Y_s \\ &= Y_b - (\sum(\text{strand } \times g) / \text{total strand}) \\ &= 1958 - 539,177 = 1418,923 \text{ mm} \end{aligned}$$

dimana :

Y_b = pusat gravitasi penampang beton ke alas (mm)

Y_s = pusat gravitasi luas baja tendon prategang (mm)

g = jarak tendon ke alas (mm)

Perkiraan Gaya Prategang Awal

(saat transfer di tengah bentang), $x=27,5 \text{ m}$

Serat atas,

$$\begin{aligned} (1) \quad f_{\text{top}} &= \frac{-F_o}{A} + \frac{F.e Y_b}{I_x} - \frac{MDL.Y_b}{I_x} \\ 0 &= \frac{-F_o}{7,765} + \frac{F.1418,923.x1,958}{9,5632} - \frac{MDL.x1,958}{9,5632} \\ F_o &= 271984,26 \text{ kN} \end{aligned}$$

Serat bawah,

$$\begin{aligned} (2) \quad f_{\text{bot}} &= \frac{-F_o}{A} - \frac{F.e Y_b}{I_x} + \frac{MDL.Y_b}{I_x} \\ -15,6 &= \frac{-F_o}{7,765} - \frac{F.1418,923.x1,958}{9,5632} + \frac{MDL.x1,958}{9,5632} \\ F_o &= 70317,387 \text{ kN} \end{aligned}$$

(saat servis di tengah bentang) , x= 27,5 m

Serat atas,

$$(3) \begin{aligned} f_{top} &= \frac{-F}{A} + \frac{F.e Y_b}{I_x} - \frac{M_{total} Y_b}{I_x} \\ 0 &= \frac{-F_o}{7,765} + \frac{F.1418,923.x1,958}{9,5632} - \frac{MDL.x1,958}{9,5632} \\ F_o &= 10921973 \text{ kN} \end{aligned}$$

Serat bawah,

$$(4) \begin{aligned} f_{bot} &= \frac{-F}{A} - \frac{F.e Y_b}{I_x} + \frac{M_{BS} Y_b}{I_x} \\ -18 &= \frac{-F}{7,765} - \frac{F.1418,923.x1,958}{9,5632} + \frac{MDL.x1,958}{9,5632} \\ F_o &= 21902917 \text{ kN} \end{aligned}$$

maka diambil F_o dari persamaan (2) sebesar **70317,387 kN.**

4.6.2 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

Penarikan tendon prategang direncanakan dilakukan dua arah pada ujung bentang untuk mencapai gaya tarik yang diharapkan secara merata pada seluruh bentang. Kehilangan gaya prategang dapat terjadi secara langsung dan jangka panjang. Kehilangan prategang secara langsung terbagi menjadi :

1. akibat friksi (*friction*)
2. akibat slip dari pengangkuran
3. akibat perpendekan elastik beton (*elastic shortening*)

Sedangkan kehilangan prategang yang terjadi secara jangka panjang terbagi menjadi :

1. akibat susut (*shrinkage*)
2. akibat rangkak (*creep*)
3. akibat relaksasi baja.

Kehilangan prategang secara langsung :

1. Akibat Friksi

Kehilangan akibat gesekan sepanjang tendon dihitung berdasarkan analisis dari gaya tendon pada selongsong.

$$F_{px} = F_o \cdot e^{-\sum(\mu\alpha+k.L)}$$

Digunakan *smooth plastic ducts* dari VSL dengan :
 koefisien friksi, $\mu = 0,06$
 koefisien wobble, $k = 0,0005$

Dengan profil tendon prategang berbentuk *harped* maka persamaan lintasan tendon prategang dapat menggunakan persamaan garis sebagai berikut :

untuk $x = 0 - 20,675$ m dan $34,375 - 55$ m,
 maka digunakan $\rightarrow y = -0,062x + 1,273$
 $\text{tg } \alpha = -0,062$

Tabel 4. 8 Kehilangan Prategang Akibat Friksi

x	20,675	m	x	27,5	m	x	55	m
Fo	195,3	kN	Fo	189,894	kN	Fo	188,602	kN
α	0,123		α	0		α	0,123	
Px	189,894	kN	Px	188,602	kN	Px	182,134	kN

2. Slip dari pengangkuran

Kehilangan gaya prategang saat transfer gaya prategang dari alat penegang ke angkur. Akibat adanya friksi, besarnya kehilangan prategang tidak merata, bahkan pengaruhnya relatif tidak sepenuh bentang.

$$d = 8 \text{ mm}$$

$$L = 55000 \text{ mm}$$

$$A_s = 140 \text{ mm}^2$$

$$E_s = 197000 \text{ MPa}$$

$$m = (F_o - F) / L = (195,3 - 181,836) * 1000 / 55000 = 0,2448 \text{ N/mm}$$

$$x = \sqrt{d \cdot A_s \cdot E_s / m} = 7349 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} F_{pa} &= F_o - (x/L * (F_o - F_p)) \\ &= 195,3 - (7,349/55 * (195,3 - 181,836)) \\ &= 195,501 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Perpendekan elastik beton

Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis beton sendirinya.

Untuk komponen pasca-tarik :

$$\begin{aligned}f_{pci} &= (f_{bottom} - f_{top}) \cdot (H-ed)/H + f_{top} \\&= (4,84 - (6,72)) \cdot (3000-539,18) + (6,72) \\&= 5,178 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{es} &= 0,5 \cdot (E_s/E_c) f_{pci} \cdot A_{st} \\&= 0,5 \cdot (197000 / 33592,446) \cdot 5,178 \cdot 140 \\&= 2,126 \text{ kN}\end{aligned}$$

Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang Secara Langsung :

Tabel 4.9 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 1 dan Tendon 10

Node	x (m)	Yp (m)	Zp (m)	α	Friction Loss (kN)	After Immediate Loss (kN)	Elastic Deform. (kN)	Final Force (kN)
1	0	2.622	0.538	0.027	4874.71375	4588.3546	4.791	4583.564
2	0.5	2.619	0.524	0.066	4861.8712	4608.249	4.740	4603.509
3	1.5	2.601	0.233	0.066	4859.44087	4608.249	19.110	4589.140
4	1.9	2.594	0.206	0.066	4858.46908	4608.249	18.966	4589.283
5	4.45	2.550	0.037	0.066	4852.27848	4608.249	19.556	4588.693
6	7	2.506	-0.133	0.066	4846.09576	4608.249	22.566	4585.683
7	9.55	2.461	-0.303	0.066	4839.92093	4608.249	27.773	4580.476
8	12.1	2.417	-0.473	0.066	4833.75396	4608.249	34.925	4573.324
9	14.65	2.373	-0.642	0.066	4827.59485	4608.249	43.794	4564.455
10	17.2	2.329	-0.812	0.066	4821.44359	4608.249	54.225	4554.024
11	19.75	2.284	-0.982	0.066	4815.30017	4608.249	66.166	4542.083
12	20.225	2.276	-1.014	0.033	4823.72709	4608.249	68.570	4539.679
13	21.025	2.269	-1.0401	0	4831.44156	4628.0615	71.081	4556.981
14	21.5	2.269	-1.0401	0	4830.29423	4628.0615	71.115	4556.947
15	24.05	2.269	-1.0401	0	4824.13953	4628.0615	71.263	4556.799
16	26.6	2.269	-1.0401	0	4817.99267	4628.0615	71.331	4556.730
17	28.4	2.269	-1.0401	0	4813.65843	4628.0615	71.331	4556.730
18	30.95	2.269	-1.0401	0	4807.52493	4628.0615	71.263	4556.799
19	33.5	2.269	-1.0401	0	4801.39924	4628.0615	71.115	4556.947
20	33.975	2.269	-1.0401	0	4800.25904	4628.0615	71.081	4556.981
21	34.775	2.276	-1.0118	0.035	4788.15847	4604.5462	68.384	4536.163
22	35.25	2.285	-0.9782	0.071	4776.92189	4604.5462	65.838	4538.708
23	37.8	2.332	-0.7978	0.071	4770.8352	4604.5462	53.277	4551.270
24	40.35	2.379	-0.6174	0.071	4764.75626	4604.5462	42.420	4562.127
25	42.9	2.426	-0.437	0.071	4758.68507	4604.5462	33.315	4571.232
26	45.45	2.473	-0.2566	0.071	4752.62161	4604.5462	26.132	4578.415
27	48	2.521	-0.0762	0.071	4746.56588	4604.5462	21.121	4583.425
28	50.55	2.568	0.1042	0.071	4740.51786	4604.5462	18.557	4585.990
29	53.1	2.615	0.2846	0.071	4734.47756	4604.5462	18.671	4585.876
30	53.5	2.622	0.3129	0.071	4733.53075	4604.5462	18.947	4585.599
31	54.5	2.622	0.5375	0	4751.2483	4583.4106	4.793	4578.618
32	55	2.622	0.5375	0	4750.06064	4583.4106	4.787	4578.623

Tabel 4.10 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 2 dan Tendon 11

Node	x (m)	Yp (m)	Zp (m)	α	Friction Loss (kN)	After Immediate Loss (kN)	Elastic Deform. (kN)	Final Force (kN)
1	0	2.149	0.024	0.0228	4875.82531	4596.3921	4.442	4591.950
2	0.5	2.149	0.012	0.0568	4864.67244	4612.8675	4.426	4608.441
3	1.5	2.149	-0.269	0.0568	4862.24071	4612.8675	21.944	4590.923
4	1.9	2.149	-0.292	0.0568	4861.26836	4612.8675	22.412	4590.455
5	4.45	2.149	-0.437	0.0568	4855.07419	4612.8675	26.543	4586.324
6	7	2.149	-0.583	0.0568	4848.88792	4612.8675	32.448	4580.419
7	9.55	2.149	-0.728	0.0568	4842.70953	4612.8675	39.911	4572.957
8	12.1	2.149	-0.873	0.0568	4836.53901	4612.8675	48.720	4564.147
9	14.65	2.149	-1.018	0.0568	4830.37635	4612.8675	58.717	4554.151
10	17.2	2.149	-1.163	0.0568	4824.22154	4612.8675	69.828	4543.040
11	19.75	2.149	-1.308	0.0568	4818.07458	4612.8675	82.093	4530.775
12	20.225	2.149	-1.335	0.0285	4825.11652	4612.8675	84.525	4528.342
13	21.025	2.149	-1.3581	0	4831.44156	4629.2868	87.164	4542.123
14	21.5	2.149	-1.3581	0	4830.29423	4629.2868	87.245	4542.042
15	24.05	2.149	-1.3581	0	4824.13953	4629.2868	87.585	4541.702
16	26.6	2.149	-1.3581	0	4817.99267	4629.2868	87.742	4541.545
17	28.4	2.149	-1.3581	0	4813.65843	4629.2868	87.742	4541.545
18	30.95	2.149	-1.3581	0	4807.52493	4629.2868	87.585	4541.702
19	33.5	2.149	-1.3581	0	4801.39924	4629.2868	87.245	4542.042
20	33.975	2.149	-1.3581	0	4800.25904	4629.2868	87.164	4542.123
21	34.775	2.149	-1.3339	0.0302	4789.65261	4609.7937	84.330	4525.464
22	35.25	2.149	-1.3052	0.0604	4779.84626	4609.7937	81.758	4528.035
23	37.8	2.149	-1.1509	0.0604	4773.75584	4609.7937	68.878	4540.916
24	40.35	2.149	-0.9967	0.0604	4767.67318	4609.7937	57.330	4552.464
25	42.9	2.149	-0.8424	0.0604	4761.59827	4609.7937	47.061	4562.732
26	45.45	2.149	-0.6881	0.0604	4755.53111	4609.7937	38.151	4571.643
27	48	2.149	-0.5339	0.0604	4749.47167	4609.7937	30.776	4579.018
28	50.55	2.149	-0.3796	0.0604	4743.41995	4609.7937	25.167	4584.627
29	53.1	2.149	-0.2253	0.0604	4737.37594	4609.7937	21.554	4588.240
30	53.5	2.149	-0.2011	0.0604	4736.42856	4609.7937	21.187	4588.607
31	54.5	2.149	0.0235	0	4751.2483	4592.2888	4.441	4587.847
32	55	2.149	0.0235	0	4750.06064	4592.2888	4.439	4587.850

Tabel 4.11 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 3 dan Tendon 12

Node	x (m)	Yp (m)	Zp (m)	α	Friction Loss (kN)	After Immediate Loss (kN)	Elastic Deform. (kN)	Final Force (kN)
1	0	1.830	0.634	0.0362	4871.90672	4573.6918	4.856	4568.836
2	0.5	1.830	0.615	0.0903	4854.90427	4599.8519	4.796	4595.056
3	1.5	1.830	0.300	0.0903	4852.47742	4599.8519	18.731	4581.121
4	1.9	1.830	0.264	0.0903	4851.50703	4599.8519	18.568	4581.284
5	4.45	1.830	0.033	0.0903	4845.3253	4599.8519	19.613	4580.239
6	7	1.830	-0.198	0.0903	4839.15144	4599.8519	24.000	4575.852
7	9.55	1.830	-0.429	0.0903	4832.98546	4599.8519	31.389	4568.463
8	12.1	1.830	-0.661	0.0903	4826.82733	4599.8519	41.402	4558.450
9	14.65	1.830	-0.892	0.0903	4820.67704	4599.8519	53.696	4546.156
10	17.2	1.830	-1.123	0.0903	4814.5346	4599.8519	68.031	4531.821
11	19.75	1.830	-1.354	0.0903	4808.39998	4599.8519	84.313	4515.539
12	20.225	1.830	-1.397	0.0453	4820.25525	4599.8519	87.575	4512.277
13	21.025	1.830	-1.4331	0	4831.44156	4625.8705	90.957	4534.914
14	21.5	1.830	-1.4331	0	4830.29423	4625.8705	91.049	4534.821
15	24.05	1.830	-1.4331	0	4824.13953	4625.8705	91.434	4534.436
16	26.6	1.830	-1.4331	0	4817.99267	4625.8705	91.612	4534.259
17	28.4	1.830	-1.4331	0	4813.65843	4625.8705	91.612	4534.259
18	30.95	1.830	-1.4331	0	4807.52493	4625.8705	91.434	4534.436
19	33.5	1.830	-1.4331	0	4801.39924	4625.8705	91.049	4534.821
20	33.975	1.830	-1.4331	0	4800.25904	4625.8705	90.957	4534.914
21	34.775	1.830	-1.3946	0.0481	4784.51128	4595.0073	87.334	4507.674
22	35.25	1.830	-1.3488	0.0959	4769.67603	4595.0073	83.884	4511.123
23	37.8	1.830	-1.1032	0.0959	4763.59857	4595.0073	66.772	4528.236
24	40.35	1.830	-0.8576	0.0959	4757.52885	4595.0073	51.864	4543.143
25	42.9	1.830	-0.612	0.0959	4751.46686	4595.0073	39.250	4555.757
26	45.45	1.830	-0.3664	0.0959	4745.4126	4595.0073	29.191	4565.816
27	48	1.830	-0.1208	0.0959	4739.36606	4595.0073	22.063	4572.945
28	50.55	1.830	0.1248	0.0959	4733.32722	4595.0073	18.276	4576.732
29	53.1	1.830	0.3704	0.0959	4727.29607	4595.0073	18.186	4576.822
30	53.5	1.830	0.4089	0.0959	4726.35071	4595.0073	18.529	4576.478
31	54.5	1.830	0.6335	0	4751.2483	4567.2203	4.859	4562.362
32	55	1.830	0.6335	0	4750.06064	4567.2203	4.852	4562.368

Tabel 4.12 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 4 dan Tendon 13

Node	x (m)	Yp (m)	Zp (m)	α	Friction Loss (kN)	After Immediate Loss (kN)	Elastic Deform. (kN)	Final Force (kN)
1	0	-1.220	0.687	0.0392	4871.02985	4568.6732	4.892	4563.781
2	0.5	-1.220	0.667	0.0977	4852.74917	4596.9865	4.827	4592.159
3	1.5	-1.220	0.344	0.0977	4850.3234	4596.9865	18.483	4578.504
4	1.9	-1.220	0.305	0.0977	4849.35344	4596.9865	18.285	4578.702
5	4.45	-1.220	0.055	0.0977	4843.17445	4596.9865	19.292	4577.694
6	7	-1.220	-0.196	0.0977	4837.00334	4596.9865	23.944	4573.043
7	9.55	-1.220	-0.446	0.0977	4830.84009	4596.9865	31.864	4565.123
8	12.1	-1.220	-0.696	0.0977	4824.68469	4596.9865	42.637	4554.350
9	14.65	-1.220	-0.947	0.0977	4818.53714	4596.9865	55.882	4541.104
10	17.2	-1.220	-1.197	0.0977	4812.39742	4596.9865	71.329	4525.657
11	19.75	-1.220	-1.447	0.0977	4806.26552	4596.9865	88.871	4508.116
12	20.225	-1.220	-1.494	0.049	4819.18528	4596.9865	92.383	4504.604
13	21.025	-1.220	-1.5331	0	4831.44156	4625.1342	96.014	4529.120
14	21.5	-1.220	-1.5331	0	4830.29423	4625.1342	96.121	4529.013
15	24.05	-1.220	-1.5331	0	4824.13953	4625.1342	96.567	4528.567
16	26.6	-1.220	-1.5331	0	4817.99267	4625.1342	96.772	4528.362
17	28.4	-1.220	-1.5331	0	4813.65843	4625.1342	96.772	4528.362
18	30.95	-1.220	-1.5331	0	4807.52493	4625.1342	96.567	4528.567
19	33.5	-1.220	-1.5331	0	4801.39924	4625.1342	96.121	4529.013
20	33.975	-1.220	-1.5331	0	4800.25904	4625.1342	96.014	4529.120
21	34.775	-1.220	-1.4914	0.0521	4783.36313	4591.7531	92.126	4499.627
22	35.25	-1.220	-1.4418	0.1038	4767.41574	4591.7531	88.413	4503.341
23	37.8	-1.220	-1.1758	0.1038	4761.34115	4591.7531	69.979	4521.774
24	40.35	-1.220	-0.9098	0.1038	4755.27431	4591.7531	53.917	4537.836
25	42.9	-1.220	-0.6438	0.1038	4749.2152	4591.7531	40.329	4551.425
26	45.45	-1.220	-0.3778	0.1038	4743.16381	4591.7531	29.508	4562.245
27	48	-1.220	-0.1118	0.1038	4737.12013	4591.7531	21.873	4569.880
28	50.55	-1.220	0.1542	0.1038	4731.08415	4591.7531	17.874	4573.879
29	53.1	-1.220	0.4202	0.1038	4725.05586	4591.7531	17.904	4573.849
30	53.5	-1.220	0.4619	0.1038	4724.11095	4591.7531	18.298	4573.455
31	54.5	-1.220	0.6865	0	4751.2483	4561.6811	4.895	4556.786
32	55	-1.220	0.6865	0	4750.06064	4561.6811	4.888	4556.793

Tabel 4.13 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 5 dan Tendon 14

Node	x (m)	Yp (m)	Zp (m)	α	Friction Loss (kN)	After Immediate Loss (kN)	Elastic Deform. (kN)	Final Force (kN)
1	0	0.610	0.687	0.0392	4871.02985	4568.6732	4.892	4563.781
2	0.5	0.610	0.667	0.0977	4852.74917	4596.9865	4.827	4592.159
3	1.5	0.610	0.344	0.0977	4850.3234	4596.9865	18.483	4578.504
4	1.9	0.610	0.305	0.0977	4849.35344	4596.9865	18.285	4578.702
5	4.45	0.610	0.055	0.0977	4843.17445	4596.9865	19.292	4577.694
6	7	0.610	-0.196	0.0977	4837.00334	4596.9865	23.944	4573.043
7	9.55	0.610	-0.446	0.0977	4830.84009	4596.9865	31.864	4565.123
8	12.1	0.610	-0.696	0.0977	4824.68469	4596.9865	42.637	4554.350
9	14.65	0.610	-0.947	0.0977	4818.53714	4596.9865	55.882	4541.104
10	17.2	0.610	-1.197	0.0977	4812.39742	4596.9865	71.329	4525.657
11	19.75	0.610	-1.447	0.0977	4806.26552	4596.9865	88.871	4508.116
12	20.225	0.610	-1.494	0.049	4819.18528	4596.9865	92.383	4504.604
13	21.025	0.610	-1.5331	0	4831.44156	4625.1342	96.014	4529.120
14	21.5	0.610	-1.5331	0	4830.29423	4625.1342	96.121	4529.013
15	24.05	0.610	-1.5331	0	4824.13953	4625.1342	96.567	4528.567
16	26.6	0.610	-1.5331	0	4817.99267	4625.1342	96.772	4528.362
17	28.4	0.610	-1.5331	0	4813.65843	4625.1342	96.772	4528.362
18	30.95	0.610	-1.5331	0	4807.52493	4625.1342	96.567	4528.567
19	33.5	0.610	-1.5331	0	4801.39924	4625.1342	96.121	4529.013
20	33.975	0.610	-1.5331	0	4800.25904	4625.1342	96.014	4529.120
21	34.775	0.610	-1.4914	0.0521	4783.36313	4591.7531	92.126	4499.627
22	35.25	0.610	-1.4418	0.1038	4767.41574	4591.7531	88.413	4503.341
23	37.8	0.610	-1.1758	0.1038	4761.34115	4591.7531	69.979	4521.774
24	40.35	0.610	-0.9098	0.1038	4755.27431	4591.7531	53.917	4537.836
25	42.9	0.610	-0.6438	0.1038	4749.2152	4591.7531	40.329	4551.425
26	45.45	0.610	-0.3778	0.1038	4743.16381	4591.7531	29.508	4562.245
27	48	0.610	-0.1118	0.1038	4737.12013	4591.7531	21.873	4569.880
28	50.55	0.610	0.1542	0.1038	4731.08415	4591.7531	17.874	4573.879
29	53.1	0.610	0.4202	0.1038	4725.05586	4591.7531	17.904	4573.849
30	53.5	0.610	0.4619	0.1038	4724.11095	4591.7531	18.298	4573.455
31	54.5	0.610	0.6865	0	4751.2483	4561.6811	4.895	4556.786
32	55	0.610	0.6865	0	4750.06064	4561.6811	4.888	4556.793

Tabel 4.14 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 8 dan Tendon 16

Node	x (m)	Yp (m)	Zp (m)	α	Friction Loss (kN)	After Immediate Loss (kN)	Elastic Deform. (kN)	Final Force (kN)
1	0	0.915	-1.204	0.0021	3710.23248	3520.2371	2.742	3517.495
2	0.5	0.915	-1.205	0.0052	3708.61517	3521.3764	2.797	3518.579
3	1.5	0.915	-1.434	0.0052	3706.76133	3521.3764	21.673	3499.703
4	1.9	0.915	-1.436	0.0052	3706.02005	3521.3764	23.045	3498.332
5	4.45	0.915	-1.450	0.0052	3701.29789	3521.3764	31.512	3489.864
6	7	0.915	-1.463	0.0052	3696.58174	3521.3764	39.371	3482.005
7	9.55	0.915	-1.476	0.0052	3691.87116	3521.3764	46.581	3474.796
8	12.1	0.915	-1.489	0.0052	3687.16746	3521.3764	53.172	3468.204
9	14.65	0.915	-1.502	0.0052	3682.46932	3521.3764	59.246	3462.130
10	17.2	0.915	-1.515	0.0052	3677.77716	3521.3764	64.969	3456.407
11	19.75	0.915	-1.529	0.0052	3673.09099	3521.3764	70.559	3450.817
12	20.225	0.915	-1.531	0.0026	3672.79164	3521.3764	71.612	3449.764
13	21.025	0.915	-1.5331	0	3671.89559	3522.5153	72.971	3449.545
14	21.5	0.915	-1.5331	0	3671.02362	3522.5153	73.052	3449.463
15	24.05	0.915	-1.5331	0	3666.34605	3522.5153	73.391	3449.125
16	26.6	0.915	-1.5331	0	3661.67443	3522.5153	73.547	3448.968
17	28.4	0.915	-1.5331	0	3658.38041	3522.5153	73.547	3448.968
18	30.95	0.915	-1.5331	0	3653.71895	3522.5153	73.391	3449.125
19	33.5	0.915	-1.5331	0	3649.06342	3522.5153	73.052	3449.463
20	33.975	0.915	-1.5331	0	3648.19687	3522.5153	72.971	3449.545
21	34.775	0.915	-1.5309	0.0027	3646.14716	3521.162	71.503	3449.659
22	35.25	0.915	-1.5283	0.0055	3644.66895	3521.162	70.393	3450.769
23	37.8	0.915	-1.5143	0.0055	3640.02496	3521.162	64.550	3456.612
24	40.35	0.915	-1.5003	0.0055	3635.38688	3521.162	58.620	3462.542
25	42.9	0.915	-1.4863	0.0055	3630.75472	3521.162	52.363	3468.799
26	45.45	0.915	-1.4723	0.0055	3626.12846	3521.162	45.597	3475.566
27	48	0.915	-1.4583	0.0055	3621.50809	3521.162	38.213	3482.949
28	50.55	0.915	-1.4443	0.0055	3616.89361	3521.162	30.183	3490.979
29	53.1	0.915	-1.4303	0.0055	3612.28501	3521.162	21.559	3499.603
30	53.5	0.915	-1.4281	0.0055	3611.56262	3521.162	20.165	3500.997
31	54.5	0.915	-1.2035	0	3610.94871	3519.9513	2.738	3517.214
32	55	0.915	-1.2035	0	3610.04608	3519.9513	2.741	3517.210

Tabel 4.15 Kehilangan Prategang secara Langsung Tendon 9 dan Tendon 17

Node	x (m)	Yp (m)	Zp (m)	α	Friction Loss (kN)	After Immediate Loss (kN)	Elastic Deform. (kN)	Final Force (kN)
1	0	0.305	-1.204	0.0021	3710.23248	3520.2371	2.742	3517.495
2	0.5	0.305	-1.205	0.0052	3708.61517	3521.3764	2.797	3518.579
3	1.5	0.305	-1.434	0.0052	3706.76133	3521.3764	21.673	3499.703
4	1.9	0.305	-1.436	0.0052	3706.02005	3521.3764	23.045	3498.332
5	4.45	0.305	-1.450	0.0052	3701.29789	3521.3764	31.512	3489.864
6	7	0.305	-1.463	0.0052	3696.58174	3521.3764	39.371	3482.005
7	9.55	0.305	-1.476	0.0052	3691.8716	3521.3764	46.581	3474.796
8	12.1	0.305	-1.489	0.0052	3687.16746	3521.3764	53.172	3468.204
9	14.65	0.305	-1.502	0.0052	3682.46932	3521.3764	59.246	3462.130
10	17.2	0.305	-1.515	0.0052	3677.77716	3521.3764	64.969	3456.407
11	19.75	0.305	-1.529	0.0052	3673.09099	3521.3764	70.559	3450.817
12	20.225	0.305	-1.531	0.0026	3672.79164	3521.3764	71.612	3449.764
13	21.025	0.305	-1.5331	0	3671.89559	3522.5153	72.971	3449.545
14	21.5	0.305	-1.5331	0	3671.02362	3522.5153	73.052	3449.463
15	24.05	0.305	-1.5331	0	3666.34605	3522.5153	73.391	3449.125
16	26.6	0.305	-1.5331	0	3661.67443	3522.5153	73.547	3448.968
17	28.4	0.305	-1.5331	0	3658.38041	3522.5153	73.547	3448.968
18	30.95	0.305	-1.5331	0	3653.71895	3522.5153	73.391	3449.125
19	33.5	0.305	-1.5331	0	3649.06342	3522.5153	73.052	3449.463
20	33.975	0.305	-1.5331	0	3648.19687	3522.5153	72.971	3449.545
21	34.775	0.305	-1.5309	0.0027	3646.14716	3521.162	71.503	3449.659
22	35.25	0.305	-1.5283	0.0055	3644.66895	3521.162	70.393	3450.769
23	37.8	0.305	-1.5143	0.0055	3640.02496	3521.162	64.550	3456.612
24	40.35	0.305	-1.5003	0.0055	3635.38688	3521.162	58.620	3462.542
25	42.9	0.305	-1.4863	0.0055	3630.75472	3521.162	52.363	3468.799
26	45.45	0.305	-1.4723	0.0055	3626.12846	3521.162	45.597	3475.566
27	48	0.305	-1.4583	0.0055	3621.50809	3521.162	38.213	3482.949
28	50.55	0.305	-1.4443	0.0055	3616.89361	3521.162	30.183	3490.979
29	53.1	0.305	-1.4303	0.0055	3612.28501	3521.162	21.559	3499.603
30	53.5	0.305	-1.4281	0.0055	3611.56262	3521.162	20.165	3500.997
31	54.5	0.305	-1.2035	0	3610.94871	3519.9513	2.738	3517.214
32	55	0.305	-1.2035	0	3610.04608	3519.9513	2.741	3517.210

Kehilangan Pratengang Jangka Panjang :

1. Akibat susut (*shrinkage*)

$$SH = Ep \cdot \varepsilon_{cs} \cdot As$$

$$\text{dimana } \varepsilon_{cs} = \lambda_{cs} \times 780.10^{-6}$$

$$\lambda_{cs} = K^h K^d K^s K^f K^b K^{ac}$$

Dalam hal ini, kondisi standar yang digunakan berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.9.

$$\text{Kelembaban relatif : } H = 70\% \rightarrow K^h = 0,7$$

$$\text{Ketebalan minimum beton : } d = 15 \text{ cm} \rightarrow K^d = 0,9125$$

$$\text{Slump : } s = 7,5 \text{ cm} \rightarrow K^s = 1,01$$

$$\text{Kadar agregat halus : } F = 50\% \rightarrow K^f = 1$$

$$\text{Jumlah semen : } 500 \text{ kg/m}^3 \rightarrow K^b = 0,87$$

$$\text{Kadar udara dalam beton : } AC = 6\% \rightarrow K^{ac} = 0,56$$

$$\lambda_{cs} = 0,7 \times 0,912 \times 1,01 \times 1 \times 0,87 \times 0,56 = 0,56015$$

$$\varepsilon_{cs} = 0,56015 \times 780.10^{-6} = 0,0004369$$

$$SH = 197000 \times 0,0004369 \times 140 = 1,205 \text{ kN}$$

2. Akibat rangkak (*creep*)

$$CR = Ep \cdot \varepsilon_{cc} \cdot As$$

$$\text{dimana } \varepsilon_{cc} = \phi_{cc} (f_{pci} / E_c)$$

Dalam hal ini, kondisi standar yang digunakan berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.9.

$$\text{Kelembaban relatif : } H = 70\% \rightarrow K^h = 0,7$$

$$\text{Ketebalan minimum beton : } d = 15 \text{ cm} \rightarrow K^d = 0,9125$$

$$\text{Slump : } s = 7,5 \text{ cm} \rightarrow K^s = 1,01$$

$$\text{Kadar agregat halus : } F = 50\% \rightarrow K^f = 1$$

$$\text{Kadar udara dalam beton : } AC = 6\% \rightarrow K^{ac} = 0,56$$

$$\text{Umur saat pembebahan : } t_0 = 28 \text{ hari} \rightarrow K^{t_0} = 0,844$$

$$\gamma_{cc} = 0,7 \times 0,912 \times 1,01 \times 1 \times 0,56 \times 0,844 = 0,687$$

$$Cu = 2,35 \times \gamma_{cc} = 1,6142$$

$$\phi_{cc}(t) = (t^{0.6} / (10 + t^{0.6})) Cu = 0,685$$

$$\varepsilon_{cc} = 0,685 \cdot (2,126 / 33592,446) = 0,0001057$$

$$CR = 2,915 \text{ kN}$$

3. Akibat relaksasi baja

$$R_t = 2\%$$

$$f_{pi} = 186,277 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pi} = SH + CR = 4,1198 \text{ kN}$$

$$FR = R_t (1 - \Delta f_{pi}/f_{pi}) \cdot f_{pi}$$

$$= 2 (1 - 4,1198/186,277) \cdot 186,277$$

$$= 1,821 \text{ kN}$$

Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang Secara Jangka Panjang :

Tabel 4.16 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang Tendon1 dan Tendon 10

Node	x (m)	Creep & Shrinkage	Relaxation (kN)	Final Force (kN)
1	0	-222.577	-79.327	4281.659
2	0.5	-221.713	-79.671	4302.126
3	1.5	-474.487	-79.671	4034.982
4	1.9	-475.759	-79.671	4033.854
5	4.45	-479.316	-79.671	4029.706
6	7	-477.151	-79.671	4028.861
7	9.55	-472.210	-79.671	4028.596
8	12.1	-467.464	-79.671	4026.190
9	14.65	-465.850	-79.671	4018.934
10	17.2	-470.204	-79.671	4004.149
11	19.75	-483.216	-79.671	3979.196
12	20.225	-486.791	-79.671	3973.218
13	21.025	-491.769	-80.013	3985.198
14	21.5	-489.241	-80.013	3987.692
15	24.05	-478.950	-80.013	3997.836
16	26.6	-474.211	-80.013	4002.506
17	28.4	-474.211	-80.013	4002.506
18	30.95	-478.950	-80.013	3997.836
19	33.5	-489.241	-80.013	3987.692
20	33.975	-491.769	-80.013	3985.198
21	34.775	-485.812	-79.607	3970.744
22	35.25	-481.879	-79.607	3977.222
23	37.8	-467.548	-79.607	4004.115
24	40.35	-462.834	-79.607	4019.686
25	42.9	-464.890	-79.607	4026.735
26	45.45	-470.700	-79.607	4028.108
27	48	-477.132	-79.607	4026.686
28	50.55	-481.019	-79.607	4025.364
29	53.1	-479.235	-79.607	4027.034
30	53.5	-478.237	-79.607	4027.755
31	54.5	-222.361	-79.241	4277.015
32	55	-222.435	-79.241	4276.947

Tabel 4.17 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang

Tendon 2 dan Tendon 11

Node	x (m)	Creep & Shrinkage (kN)	Relaxation (kN)	Final Force (kN)
1	0	-215.846	-79.466	4296.639
2	0.5	-215.832	-79.751	4312.859
3	1.5	-483.646	-79.751	4027.526
4	1.9	-483.040	-79.751	4027.664
5	4.45	-476.884	-79.751	4029.690
6	7	-468.657	-79.751	4032.012
7	9.55	-460.906	-79.751	4032.300
8	12.1	-456.164	-79.751	4028.232
9	14.65	-456.894	-79.751	4017.506
10	17.2	-465.438	-79.751	3997.851
11	19.75	-483.983	-79.751	3967.041
12	20.225	-488.695	-79.751	3959.896
13	21.025	-494.569	-80.035	3967.520
14	21.5	-491.222	-80.035	3970.785
15	24.05	-477.598	-80.035	3984.070
16	26.6	-471.326	-80.035	3990.185
17	28.4	-471.326	-80.035	3990.185
18	30.95	-477.598	-80.035	3984.070
19	33.5	-491.222	-80.035	3970.786
20	33.975	-494.569	-80.035	3967.520
21	34.775	-487.499	-79.698	3958.267
22	35.25	-482.290	-79.698	3966.048
23	37.8	-461.577	-79.698	3999.641
24	40.35	-451.668	-79.698	4021.099
25	42.9	-450.253	-79.698	4032.782
26	45.45	-454.845	-79.698	4037.100
27	48	-462.819	-79.698	4036.501
28	50.55	-471.473	-79.698	4033.456
29	53.1	-478.101	-79.698	4030.442
30	53.5	-478.777	-79.698	4030.133
31	54.5	-215.731	-79.395	4292.722
32	55	-215.737	-79.395	4292.719

Tabel 4.18 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang

Tendon 3 dan Tendon 12

Node	x (m)	Creep & Shrinkage (kN)	Relaxation (kN)	Final Force (kN)
1	0	-223.835	-79.073	4265.928
2	0.5	-222.760	-79.526	4292.771
3	1.5	-473.263	-79.526	4028.333
4	1.9	-474.919	-79.526	4026.839
5	4.45	-479.296	-79.526	4021.417
6	7	-475.919	-79.526	4020.407
7	9.55	-468.842	-79.526	4020.095
8	12.1	-462.159	-79.526	4016.766
9	14.65	-459.907	-79.526	4006.723
10	17.2	-465.987	-79.526	3986.309
11	19.75	-484.089	-79.526	3951.924
12	20.225	-489.060	-79.526	3943.692
13	21.025	-495.229	-79.976	3959.709
14	21.5	-491.689	-79.976	3963.157
15	24.05	-477.279	-79.976	3977.182
16	26.6	-470.645	-79.976	3983.638
17	28.4	-470.645	-79.976	3983.638
18	30.95	-477.279	-79.976	3977.182
19	33.5	-491.689	-79.976	3963.157
20	33.975	-495.229	-79.976	3959.709
21	34.775	-487.817	-79.442	3940.415
22	35.25	-482.345	-79.442	3949.337
23	37.8	-462.384	-79.442	3986.410
24	40.35	-455.761	-79.442	4007.940
25	42.9	-458.570	-79.442	4017.745
26	45.45	-466.664	-79.442	4019.710
27	48	-475.736	-79.442	4017.767
28	50.55	-481.425	-79.442	4015.865
29	53.1	-479.426	-79.442	4017.954
30	53.5	-478.136	-79.442	4018.900
31	54.5	-223.599	-78.962	4259.801
32	55	-223.686	-78.962	4259.720

Tabel 4.19 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang

Tendon 4 dan Tendon 13

Node	x (m)	Creep & Shrinkage (kN)	Relaxation (kN)	Final Force (kN)
1	0	-224.529	-78.987	4260.266
2	0.5	-223.351	-79.476	4289.332
3	1.5	-472.462	-79.476	4026.566
4	1.9	-474.321	-79.476	4024.905
5	4.45	-479.408	-79.476	4018.811
6	7	-475.967	-79.476	4017.599
7	9.55	-468.400	-79.476	4017.247
8	12.1	-461.147	-79.476	4013.727
9	14.65	-458.596	-79.476	4003.033
10	17.2	-464.979	-79.476	3981.202
11	19.75	-484.309	-79.476	3944.331
12	20.225	-489.634	-79.476	3935.494
13	21.025	-496.110	-79.963	3953.048
14	21.5	-492.312	-79.963	3956.738
15	24.05	-476.854	-79.963	3971.751
16	26.6	-469.738	-79.963	3978.661
17	28.4	-469.738	-79.963	3978.661
18	30.95	-476.854	-79.963	3971.751
19	33.5	-492.312	-79.963	3956.739
20	33.975	-496.109	-79.963	3953.048
21	34.775	-488.324	-79.386	3931.917
22	35.25	-482.462	-79.386	3941.494
23	37.8	-461.156	-79.386	3981.232
24	40.35	-454.224	-79.386	4004.227
25	42.9	-457.422	-79.386	4014.617
26	45.45	-466.245	-79.386	4016.614
27	48	-476.018	-79.386	4014.477
28	50.55	-482.005	-79.386	4012.489
29	53.1	-479.537	-79.386	4014.927
30	53.5	-478.081	-79.386	4015.989
31	54.5	-224.283	-78.866	4253.637
32	55	-224.377	-78.866	4253.550

Tabel 4.20 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang

Tendon 5 dan Tendon 14

Node	x (m)	Creep & Shrinkage (kN)	Relaxation (kN)	Final Force (kN)
1	0	-224.529	-78.987	4260.266
2	0.5	-223.351	-79.476	4289.332
3	1.5	-472.462	-79.476	4026.566
4	1.9	-474.321	-79.476	4024.905
5	4.45	-479.408	-79.476	4018.811
6	7	-475.967	-79.476	4017.599
7	9.55	-468.400	-79.476	4017.247
8	12.1	-461.147	-79.476	4013.727
9	14.65	-458.596	-79.476	4003.033
10	17.2	-464.979	-79.476	3981.202
11	19.75	-484.309	-79.476	3944.331
12	20.225	-489.634	-79.476	3935.494
13	21.025	-496.110	-79.963	3953.048
14	21.5	-492.312	-79.963	3956.738
15	24.05	-476.854	-79.963	3971.751
16	26.6	-469.738	-79.963	3978.661
17	28.4	-469.738	-79.963	3978.661
18	30.95	-476.854	-79.963	3971.751
19	33.5	-492.312	-79.963	3956.739
20	33.975	-496.109	-79.963	3953.048
21	34.775	-488.324	-79.386	3931.917
22	35.25	-482.462	-79.386	3941.494
23	37.8	-461.156	-79.386	3981.232
24	40.35	-454.224	-79.386	4004.227
25	42.9	-457.422	-79.386	4014.617
26	45.45	-466.245	-79.386	4016.614
27	48	-476.018	-79.386	4014.477
28	50.55	-482.005	-79.386	4012.489
29	53.1	-479.537	-79.386	4014.927
30	53.5	-478.081	-79.386	4015.989
31	54.5	-224.283	-78.866	4253.637
32	55	-224.377	-78.866	4253.550

Tabel 4.21 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang

Tendon 8 dan Tendon 16

Node	x (m)	Creep & Shrinkage (kN)	Relaxation (kN)	Final Force (kN)
1	0	-151.829	-60.861	3304.805
2	0.5	-153.413	-60.880	3304.286
3	1.5	-383.710	-60.880	3055.113
4	1.9	-379.811	-60.880	3057.641
5	4.45	-358.485	-60.880	3070.499
6	7	-343.534	-60.880	3077.591
7	9.55	-335.157	-60.880	3078.758
8	12.1	-333.462	-60.880	3073.862
9	14.65	-338.465	-60.880	3062.785
10	17.2	-350.098	-60.880	3045.429
11	19.75	-368.220	-60.880	3021.717
12	20.225	-372.289	-60.880	3016.595
13	21.025	-377.043	-60.900	3011.601
14	21.5	-374.157	-60.900	3014.406
15	24.05	-362.409	-60.900	3025.816
16	26.6	-357.001	-60.900	3031.068
17	28.4	-357.001	-60.900	3031.068
18	30.95	-362.409	-60.900	3025.816
19	33.5	-374.157	-60.900	3014.407
20	33.975	-377.043	-60.900	3011.602
21	34.775	-371.284	-60.876	3017.499
22	35.25	-366.753	-60.876	3023.139
23	37.8	-346.129	-60.876	3049.607
24	40.35	-331.998	-60.876	3069.668
25	42.9	-324.522	-60.876	3083.401
26	45.45	-323.784	-60.876	3090.905
27	48	-329.767	-60.876	3092.305
28	50.55	-342.353	-60.876	3087.749
29	53.1	-361.319	-60.876	3077.408
30	53.5	-364.849	-60.876	3075.272
31	54.5	-151.926	-60.856	3304.432
32	55	-151.807	-60.856	3304.548

Tabel 4.22 Kehilangan Prategang secara Jangka Panjang

Tendon 9 dan Tendon 17

Node	x (m)	Creep & Shrinkage (kN)	Relaxation (kN)	Final Force (kN)
1	0	-151.829	-60.861	3304.805
2	0.5	-153.413	-60.880	3304.286
3	1.5	-383.710	-60.880	3055.113
4	1.9	-379.811	-60.880	3057.641
5	4.45	-358.485	-60.880	3070.499
6	7	-343.534	-60.880	3077.591
7	9.55	-335.157	-60.880	3078.758
8	12.1	-333.462	-60.880	3073.862
9	14.65	-338.465	-60.880	3062.785
10	17.2	-350.098	-60.880	3045.429
11	19.75	-368.220	-60.880	3021.717
12	20.225	-372.289	-60.880	3016.595
13	21.025	-377.043	-60.900	3011.601
14	21.5	-374.157	-60.900	3014.406
15	24.05	-362.409	-60.900	3025.816
16	26.6	-357.001	-60.900	3031.068
17	28.4	-357.001	-60.900	3031.068
18	30.95	-362.409	-60.900	3025.816
19	33.5	-374.157	-60.900	3014.407
20	33.975	-377.043	-60.900	3011.602
21	34.775	-371.284	-60.876	3017.499
22	35.25	-366.753	-60.876	3023.139
23	37.8	-346.129	-60.876	3049.607
24	40.35	-331.998	-60.876	3069.668
25	42.9	-324.522	-60.876	3083.401
26	45.45	-323.784	-60.876	3090.905
27	48	-329.767	-60.876	3092.305
28	50.55	-342.353	-60.876	3087.749
29	53.1	-361.319	-60.876	3077.408
30	53.5	-364.849	-60.876	3075.272
31	54.5	-151.926	-60.856	3304.432
32	55	-151.807	-60.856	3304.548

4.6.3 Gaya Prategang Efektif

Gaya prategang efektif dihitung setelah kehilangan prategang terjadi dan ditinjau pada tengah bentang yaitu $x = 27,5$ meter sebagai berikut :

Tabel 4.23 Gaya Prategang Efektif

Tendon	Strands	Jacking Force (kN)	Transfer (kN)	Service (kN)
1	25	4882.5	4556.730	4002.506
2	25	4882.5	4541.545	3990.185
3	25	4882.5	4534.259	3983.638
4	25	4882.5	4528.362	3978.661
5	25	4882.5	4528.362	3978.661
8	19	3710.7	3448.968	3031.068
9	19	3710.7	3448.968	3031.068
10	25	4882.5	4556.730	4002.506
11	25	4882.5	4541.545	3990.185
12	25	4882.5	4534.259	3983.638
13	25	4882.5	4528.362	3978.661
14	25	4882.5	4528.362	3978.661
16	19	3710.7	3448.968	3031.068
17	19	3710.7	3448.968	3031.068
Summation	326	63667.8	59174.3882	51991.5722
Dalam Persen :		75%	70%	61%

Kehilangan gaya prategang yang terjadi sebesar :

$$100 - \left(\frac{51991,5722}{63667,8} \right) \cdot 100 = 18,339\%$$

4.6.4 Analisa Tegangan Batas pada Penampang

Pengecekan batas tegangan pada penampang menggunakan kombinasi terbesar dari dua kombinasi pembebahan pada saat service, yakni kombinasi Daya Layan I atau Daya Layan III.

Tabel 4.24 Kombinasi Pembebaan untuk Tegangan Batas

Kombinasi	MS	MA	TD	TU	TG	PS
Daya Layan I	1	1	1	± 1	0.5	1
Daya Layan III	1	1	0.8	± 1	0.5	1

Contoh perhitungan :

Tegangan pada serat terluar penampang dapat diketahui berdasarkan hasil perhitungan berikut ini :

(saat servis di tengah bentang), $x = 27,5 \text{ m}$

Serat atas,

$$(1) f_{\text{top}} = \frac{-F}{A} + \frac{F.e Y_b}{I_x} - \frac{M_{\text{total}} Y_b}{I_x}$$

$$f_{\text{top}} = \frac{-51991572,2}{7765000} + \frac{51991572,2 \times 1418,92 \times 1958}{9,56E+12} - \frac{9,56E+10 \times 1958}{9,56E+12}$$

$$f_{\text{top}} = -6,696 + 15,10 - 19,569$$

$$f_{\text{top}} = -14,498 \text{ MPa (tekan)}$$

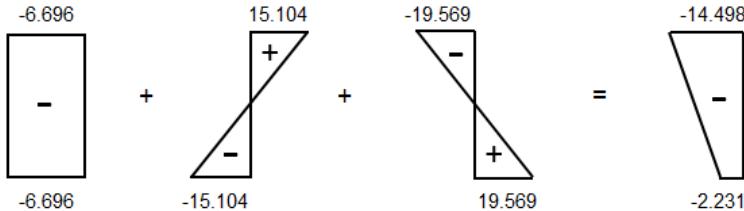
Serat bawah,

$$(2) f_{\text{bot}} = \frac{-F}{A} - \frac{F.e Y_b}{I_x} + \frac{M_{\text{BS}} Y_b}{I_x}$$

$$f_{\text{bot}} = \frac{-51991572,2}{7765000} - \frac{51991572,2 \times 1418,92 \times 1958}{9,56E+12} + \frac{9,56E+10 \times 1958}{9,56E+12}$$

$$f_{\text{bot}} = -6,696 - 15,10 + 19,569$$

$$f_{\text{bot}} = -2,231 \text{ MPa (tekan)}$$



Gambar 4.19 Diagram Tegangan Penampang di Tengah Bentang

Tabel 4.25 Tegangan Batas Pada Penampang (1)

x (m)	Comp./ Tens.	FT	FB	FTL	FBL	FTR	FBR	FMAX	ALW	Check
0	Comp.	4.724	1.941	4.724	1.941	4.724	1.941	4.724	18.675	OK
	Tens.	4.724	1.941	4.724	1.941	4.724	1.941	1.941	0	OK
0.5	Comp.	4.668	2.027	4.668	2.027	4.668	2.027	4.668	18.675	OK
	Tens.	4.668	2.027	4.668	2.027	4.668	2.027	2.027	0	OK
1.5	Comp.	9.140	7.678	9.140	7.678	9.140	7.678	9.140	18.675	OK
	Tens.	9.140	7.678	9.140	7.678	9.140	7.678	7.678	0	OK
1.9	Comp.	9.380	7.227	9.380	7.227	9.380	7.227	9.380	18.675	OK
	Tens.	9.380	7.227	9.380	7.227	9.380	7.227	7.227	0	OK
4.45	Comp.	10.766	4.626	10.766	4.626	10.766	4.626	10.766	18.675	OK
	Tens.	10.766	4.626	10.766	4.626	10.766	4.626	4.626	0	OK
7	Comp.	11.895	2.506	11.895	2.506	11.895	2.506	11.895	18.675	OK
	Tens.	11.895	2.506	11.895	2.506	11.895	2.506	2.506	0	OK
9.55	Comp.	12.769	0.866	12.769	0.866	12.769	0.866	12.769	18.675	OK
	Tens.	12.769	0.866	12.769	0.866	12.769	0.866	0.866	0	OK
12.1	Comp.	13.387	0.294	13.387	0.294	13.387	0.294	13.387	18.675	OK
	Tens.	13.387	0.294	13.387	0.294	13.387	0.294	0.294	0	OK
14.65	Comp.	13.748	0.973	13.748	0.973	13.748	0.973	13.748	18.675	OK
	Tens.	13.748	0.973	13.748	0.973	13.748	0.973	0.973	0	OK

Tabel 4.26 Tegangan Batas Pada Penampang (2)

x (m)	Comp./ Tens.	FT	FB	FTL	FBL	FTR	FBR	FMAX	ALW	Check
17.2	Comp.	13.854	1.172	13.854	1.172	13.854	1.172	13.854	18.675	OK
	Tens.	13.854	1.172	13.854	1.172	13.854	1.172	1.172	0	OK
19.75	Comp.	13.704	0.890	13.704	0.890	13.704	0.890	13.704	18.675	OK
	Tens.	13.704	0.890	13.704	0.890	13.704	0.890	0.890	0	OK
20.225	Comp.	13.648	0.785	13.648	0.785	13.648	0.785	13.648	18.675	OK
	Tens.	13.648	0.785	13.648	0.785	13.648	0.785	0.785	0	OK
21.025	Comp.	13.689	0.713	13.689	0.713	13.689	0.713	13.689	18.675	OK
	Tens.	13.689	0.713	13.689	0.713	13.689	0.713	0.713	0	OK
21.5	Comp.	13.806	0.932	13.806	0.932	13.806	0.932	13.806	18.675	OK
	Tens.	13.806	0.932	13.806	0.932	13.806	0.932	0.932	0	OK
24.05	Comp.	14.280	1.822	14.280	1.822	14.280	1.822	14.280	18.675	OK
	Tens.	14.280	1.822	14.280	1.822	14.280	1.822	1.822	0	OK
27.5	Comp.	14.498	2.231	14.498	2.231	14.498	2.231	14.498	18.675	OK
	Tens.	14.498	2.231	14.498	2.231	14.498	2.231	2.231	0	OK
30.95	Comp.	14.280	1.822	14.280	1.822	14.280	1.822	14.280	18.675	OK
	Tens.	14.280	1.822	14.280	1.822	14.280	1.822	1.822	0	OK
33.5	Comp.	13.806	0.932	13.806	0.932	13.806	0.932	13.806	18.675	OK
	Tens.	13.806	0.932	13.806	0.932	13.806	0.932	0.932	0	OK

Tabel 4.27 Tegangan Batas Pada Penampang (3)

x (m)	Comp./ Tens.	FT	FB	FTL	FBL	FTR	FBR	FMAX	ALW	Check
33.975	Comp.	13.689	0.713	13.689	0.713	13.689	0.713	13.689	18.675	OK
	Tens.	13.689	0.713	13.689	0.713	13.689	0.713	0.713	0	OK
34.775	Comp.	13.660	0.831	13.660	0.831	13.660	0.831	13.660	18.675	OK
	Tens.	13.660	0.831	13.660	0.831	13.660	0.831	0.831	0	OK
35.25	Comp.	13.728	0.959	13.728	0.959	13.728	0.959	13.728	18.675	OK
	Tens.	13.728	0.959	13.728	0.959	13.728	0.959	0.959	0	OK
37.8	Comp.	13.943	1.362	13.943	1.362	13.943	1.362	13.943	18.675	OK
	Tens.	13.943	1.362	13.943	1.362	13.943	1.362	1.362	0	OK
40.35	Comp.	13.901	1.284	13.901	1.284	13.901	1.284	13.901	18.675	OK
	Tens.	13.901	1.284	13.901	1.284	13.901	1.284	1.284	0	OK
42.9	Comp.	13.604	0.726	13.604	0.726	13.604	0.726	13.604	18.675	OK
	Tens.	13.604	0.726	13.604	0.726	13.604	0.726	0.726	0	OK
45.45	Comp.	13.051	0.312	13.051	0.312	13.051	0.312	13.051	18.675	OK
	Tens.	13.051	0.312	13.051	0.312	13.051	0.312	0.312	0	OK
48	Comp.	12.242	1.831	12.242	1.831	12.242	1.831	12.242	18.675	OK
	Tens.	12.242	1.831	12.242	1.831	12.242	1.831	1.831	0	OK
50.55	Comp.	11.177	3.830	11.177	3.830	11.177	3.830	11.177	18.675	OK
	Tens.	11.177	3.830	11.177	3.830	11.177	3.830	3.830	0	OK

Tabel 4.28 Tegangan Batas Pada Penampang (4)

x (m)	Comp./ Tens.	FT	FB	FTL	FBL	FTR	FBR	FMAX	ALW	Check
53.1	Comp.	9.856	6.309	9.856	6.309	9.856	6.309	9.856	18.675	OK
	Tens.	9.856	6.309	9.856	6.309	9.856	6.309	6.309	0	OK
53.5	Comp.	9.626	6.742	9.626	6.742	9.626	6.742	9.626	18.675	OK
	Tens.	9.626	6.742	9.626	6.742	9.626	6.742	6.742	0	OK
54.5	Comp.	4.713	1.948	4.713	1.948	4.713	1.948	4.713	18.675	OK
	Tens.	4.713	1.948	4.713	1.948	4.713	1.948	1.948	0	OK
55	Comp.	4.718	1.941	4.718	1.941	4.718	1.941	4.718	18.675	OK
	Tens.	4.718	1.941	4.718	1.941	4.718	1.941	1.941	0	OK

Keterangan :

FT = tegangan akibat momen (M_x) pada serat atas (*Top Fiber*) [N/mm²]

FB = tegangan akibat momen (M_x) pada serat bawah (*Bottom Fiber*) [N/mm²]

FTL = tegangan akibat momen (M_x, M_z) pada *Top Left Fiber* [N/mm²]

FBL = tegangan akibat momen (M_x, M_z) pada *Bottom Left Fiber* [N/mm²]

FTR = tegangan akibat momen (M_x, M_z) pada *Top Right Fiber* [N/mm²]

FBR = tegangan akibat momen (M_x, M_z) pada *Bottom Right Fiber* [N/mm²]

FMAX = tegangan maksimum dari FT, FB, FTL, FBL, FTR, FBR [N/mm²]

ALW = tegangan ijin yang diperbolehkan [N/mm²]

4.6.5 Pemilihan Selongsong Tendon Prategang (Duct)

Digunakan selongsong tendon (*duct*) untuk *external prestressed tendon* tipe *smooth plastic ducts* dari VSL yang tahan terhadap UV dengan material *new high density polyethylene* (HDPE).



Gambar 4.20 Selongsong Tendon Prategang

Dimensi selongsong tendong yang digunakan :

Tabel 4.29 Dimensi Selongsong Tendon

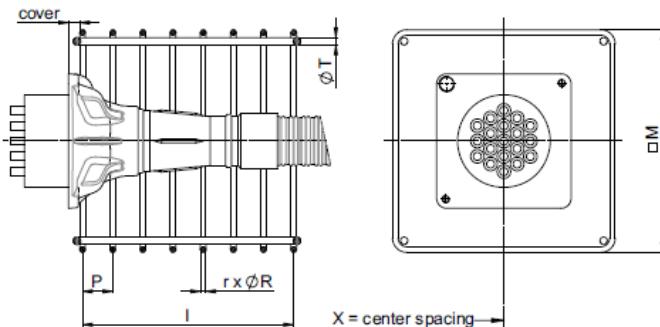
Tendon	dia selongsong (mm)	tebal (mm)
	<i>PE Sheathed</i>	<i>PE Sheathed</i>
6-19	140	6.7
6-25	160	7.7

4.6.6 Pemilihan Angkur Tendon Prategang

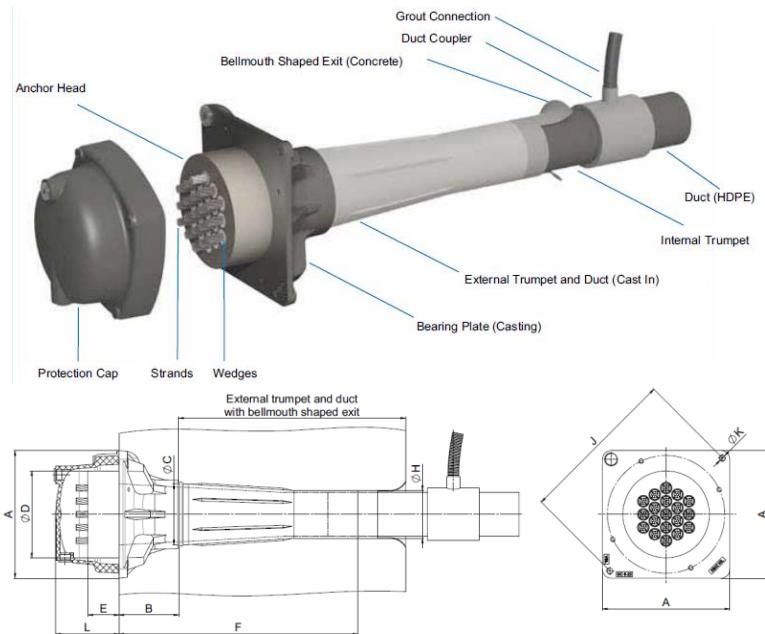
Penarikan pada tendong prategang dilakukan secara dua arah, maka di tiap ujung bentang dipasang angkur hidup untuk *external prestressing tendon* dari VSL tipe GC dengan dimensi sebagai berikut :

Tabel 4.30 Dimensi Angkur Hidup VSL Tipe GC

Tendon	<i>Stirrup Reinforcement</i>					
	I (mm)	P (mm)	R (mm)	M (mm)	r	X (mm)
6-19	390	65	25	395	7	415
6-25	450	50	25	470	10	490



Gambar 4.21 Dimensi Angkur Hidup VSL Tipe GC



Gambar 4.22 Angkur Hidup VSL Tipe GC

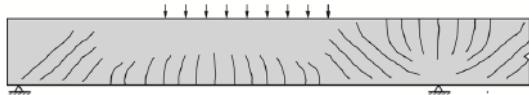
4.7 Analisa dan Desain Longitudinal

Analisa dan desain longitudinal *box girder prestressed* berdasarkan spesifikasi AASHTO LRFD untuk mengetahui kekuatan penampang saat mencapai batas kekuatan dan daya layan yang terjadi oleh beban terfaktor.

4.7.1 Analisa dan Desain Ketahanan Lentur

Momen yang menghasilkan retak-retak rambut pertama pada balok 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 sering kali terlihat oleh daya tangkap mata. Tegangan tarik yang lebih tinggi dari modulus ini sangat diperlukan untuk menghasilkan retak-retak yang terlihat. Sebaiknya, jika beton telah retak sebelumnya oleh beban berlebihan, susut, atau sebab-sebab lain, retak-retak dapat terlihat kembali pada tegangan tarik terkecil.



Gambar 4.23 Retak rambut pada penampang

Analisa dan desain ketahanan kekuatan lentur penampang menggunakan kombinasi terpilih, yakni kombinasi pembebanan Kuat I dengan faktor beban sebagai berikut :

Tabel 4.31 Kombinasi Pembebanan untuk Kekuatan

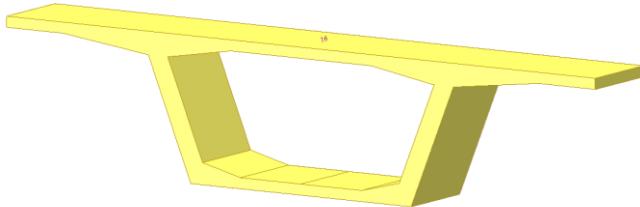
Kombinasi	MS	MA	TD	TU	PS
Kuat I	1.2	2	1.8	0,5	1

Berdasarkan AASHTO LRFD pasal 5.7.3.2, analisa dan desain ketahanan lentur harus memenuhi persamaan berikut :

$$M_r = \phi M_n \geq \min(1.33M_u, 1.2M_{cr})$$

Contoh perhitungan desain kekuatan lentur pada penampang di tengah bentang ($x= 27,5\text{m}$; elemen:16), $\frac{1}{4}$ bentang ($x= 10.825$; elemen: 7), segmen tumpuan, dan segmen deviator.

5.9.1.1 Segmen Tipikal (elemen : 16)



Gambar 4.24 Segmen Tipikal (elemen :16)

Momen Nominal Penampang

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s \cdot f'_y \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Dengan parameter sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll} f'_c = 41,5 \text{ MPa} & f_{pu} = 1860 \text{ MPa} \\ f_y = 390 \text{ MPa} & f_{py} = 1674 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} A_{ps} = 45216,2 \text{ mm}^2 & d'_s = 60 \text{ mm} \\ d_p = 2457,21 \text{ mm} & b = 14000 \text{ mm} \\ A_s = 3773,4 \text{ mm}^2 & b_w = 916 \text{ mm} \\ d_s = 2939,98 \text{ mm} & h_f = 225 \text{ mm} \\ A'_s = 6081,6 \text{ mm}^2 & \beta = 0,75 \end{array}$$

$$\begin{aligned} l_e &= \frac{2l_i}{2+n_s} = 55106,11 \text{ mm} \\ c &= \frac{A_{ps}f_{ps}+A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta_1 b} \\ &= \frac{45216,2 \cdot 1459,04 + 3773,4 \cdot 390 - 6081,6 \cdot 390}{0,85 \cdot 41,5 \cdot 0,75 \cdot 14000} \\ &= 175,91 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$f_{pe} = 1202,15 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 f_{ps} &= f_{pe} + 900 \left(\frac{d_p - c}{l_e} \right) \leq f_{py} \\
 &= 1202,15 + 900 \left(\frac{2457,21 - 175,91}{55106,11} \right) \\
 &= 1459,04 \text{ MPa} \quad \leq f_{py} = 1674 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \beta \cdot c = 0,75 \times 175,91 = 131,77 \text{ mm} \\
 M_n &= 45216,2 \cdot 1459,04 \left(2457,21 - \frac{131,77}{2} \right) + 3773,4 \cdot 390 \\
 &\quad \left(2939,98 - \frac{131,77}{2} \right) - 6081,6 \cdot 390 \left(60 - \frac{131,77}{2} \right) + \\
 &\quad 0,85 \cdot 41,5 \cdot (14000 - 916) \cdot 225 \cdot \left(\frac{131,77}{2} - \frac{225}{2} \right) \\
 &= 162005 \text{ kN.m} \\
 M_r &= \emptyset M_n = 0,9 \times 162005 = 145804,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen Desain

Momen terfaktor berdasarkan kombinasi beban, Kuat I, adalah :
 $M_{uy} = 114778,96 \text{ kNm}$

Momen crack yang terjadi dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 S_c &= 4936538257,4 \text{ mm}^3 \\
 f_r &= 6,26 \text{ MPa} \\
 f_{cpe} &= 22,75 \text{ MPa} \\
 M_{cr} &= S_c (f_r + f_{cps}) \\
 &= 4936538257,4 (6,26 + 22,75) \\
 &= 162005 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen desain yang digunakan diambil terkecil dari :

$$1,33 M_u = 1,33 \cdot 114778,96 = 152656,017 \text{ kNm}$$

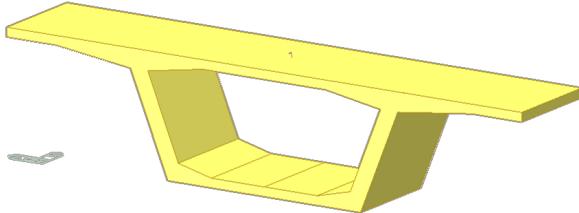
$$1,2 M_{cr} = 1,2 \cdot 162006 = 194407,2 \text{ kNm}$$

maka diambil $\rightarrow 152656,017 \text{ kNm}$

Sehingga cek desain lentur penampang :

$$\begin{aligned}
 M_r &= \emptyset M_n \geq \min(1,33 M_u, 1,2 M_{cr}) \\
 145804,5 \text{ kNm} &\geq 152656,017 \text{ kNm} \quad [\text{OK}]
 \end{aligned}$$

5.9.1.2 Segmen Tipikal (elemen: 7)



Gambar 4.25 Segmen Tipikal (elemen : 7)

Momen Nominal Penampang

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s \cdot f'_y \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Dengan parameter sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll} f'_c = 41,5 \text{ MPa} & f_{pu} = 1860 \text{ MPa} \\ f_y = 390 \text{ MPa} & f_{py} = 1674 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} A_{ps} = 45216,2 \text{ mm}^2 & d'_s = 60 \text{ mm} \\ d_p = 1746,71 \text{ mm} & b = 14000 \text{ mm} \\ A_s = 3773,4 \text{ mm}^2 & b_w = 916 \text{ mm} \\ d_s = 2939,98 \text{ mm} & h_f = 225 \text{ mm} \\ A'_s = 6081,6 \text{ mm}^2 & \beta = 0,75 \end{array}$$

$$\begin{aligned} l_e &= \frac{2l_i}{2+n_s} = 55106,11 \text{ mm} \\ c &= \frac{A_{ps}f_{ps}+A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta_1 b} \\ &= \frac{45216,2 \cdot 1359,81 + 3773,4 \cdot 390 - 6081,6 \cdot 390}{0,85 \cdot 41,5 \cdot 0,75 \cdot 14000} \\ &= 163,78 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$f_{pe} = 1181,56 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pe} + 900 \left(\frac{d_p - c}{l_e} \right) \leq f_{py} \\ &= 1181,56 + 900 \left(\frac{1746,71 - 163,78}{55106,11} \right) \\ &= 1359,81 \text{ MPa} \leq f_{py} = 1674 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \beta \cdot c = 0,75 \times 163,78 = 122,68 \text{ mm} \\
 M_n &= 45216,2 \cdot 1359,81 \left(1746,71 - \frac{122,68}{2} \right) + 3773,4 \cdot 390 \cdot \\
 &\quad \left(2939,98 - \frac{122,68}{2} \right) - 6081,6 \cdot 390 \left(60 - \frac{122,68}{2} \right) + \\
 &\quad 0,85 \cdot 41,5 \cdot (14000 - 916) \cdot 225 \cdot \left(\frac{122,68}{2} - \frac{225}{2} \right) \\
 &= 107864,77 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_r = \emptyset M_n = 0,9 \times 107864,77 = 97078,293 \text{ kNm}$$

Momen Desain

Momen terfaktor berdasarkan kombinasi beban, Kuat I, adalah :

$$M_{uy} = 69528,08 \text{ kNm}$$

Momen crack yang terjadi dapat dihitung sebagai berikut :

$$S_c = 4936538257 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 6,26 \text{ MPa}$$

$$f_{cpe} = 14,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= S_c (f_r + f_{cpe}) \\
 &= 4936538257 (6,26 + 14,63) \\
 &= 103133,65 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen desain yang digunakan diambil terkecil dari :

$$1,33 M_u = 1,33 \cdot 69528,08 = 92472,346 \text{ kNm}$$

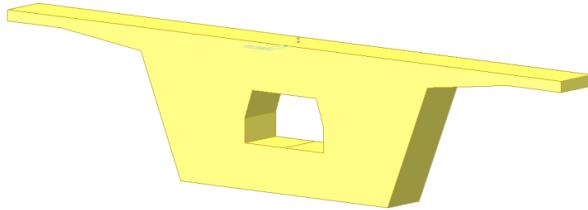
$$1,2 M_{cr} = 1,2 \cdot 103133,65 = 123760,38 \text{ kNm}$$

maka diambil $\rightarrow 92472,246 \text{ kNm}$

Sehingga cek desain lentur penampang :

$$\begin{aligned}
 M_r &= \emptyset M_n \geq \min(1,33 M_u, 1,2 M_{cr}) \\
 97078,293 \text{ kNm} &\geq 92472,246 \text{ kNm} \quad [\text{OK}]
 \end{aligned}$$

5.9.1.3 Segmen Tumpuan (elemen : 2)



Gambar 4.26 Segemen Tumpuan (elemen : 2)

Momen Nominal Penampang

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s \cdot f'_y \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Dengan parameter sebagai berikut :

$$f'_c = 41,5 \text{ MPa} \quad f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa} \quad f_{py} = 1674 \text{ MPa}$$

$$A_{ps} = 45216,2 \text{ mm}^2 \quad b = 14000 \text{ mm}$$

$$d_p = 1166,11 \text{ mm} \quad b_w = 3988 \text{ mm}$$

$$A_s = 4369,2 \text{ mm}^2 \quad h_f = 985 \text{ mm}$$

$$d_s = 2940,04 \text{ mm} \quad \beta = 0,75$$

$$A'_s = 7221,9 \text{ mm}^2$$

$$d'_s = 60,04 \text{ mm}$$

$$l_e = \frac{2l_i}{2+n_s} = 55106,11 \text{ mm}$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta_1 b} = \frac{45216,2 \cdot 1354,92 + 4369,2 \cdot 390 - 7221,9 \cdot 390}{0,85 \cdot 41,5 \cdot 0,75 \cdot 14000} = 162,61 \text{ mm}$$

$$f_{pe} = 1241,92 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pe} + 900 \left(\frac{d_p - c}{l_e} \right) \leq f_{py}$$

$$= 1241,92 + 900 \left(\frac{1166,11 - 162,61}{55106,11} \right)$$

$$= 1354,92 \text{ MPa} \leq f_{py} = 1674 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \beta \cdot c = 0,75 \times 162,61 = 121,8 \text{ mm} \\
 M_n &= 45216,2 \cdot 1354,92 \left(1166,11 - \frac{121,8}{2} \right) + 4369,2 \cdot 390 \cdot \\
 &\quad \left(2940,04 - \frac{121,8}{2} \right) - 7221,9 \cdot 390 \left(60,04 - \frac{121,8}{2} \right) + \\
 &\quad 0,85 \cdot 41,5 \cdot (14000 - 3988) \cdot 985 \cdot \left(\frac{121,8}{2} - \frac{985}{2} \right) \\
 &= 72618,65 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$M_r = \emptyset M_n = 0,9 \times 72618,65 = 65356,785 \text{ kNm}$$

Momen Desain

Momen terfaktor berdasarkan kombinasi beban, Kuat I, adalah :

$$M_{uy} = 5704,09 \text{ kNm}$$

Momen crack yang terjadi dapat dihitung sebagai berikut :

$$S_c = 9720792654,89 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 6,26 \text{ MPa}$$

$$f_{cpe} = 2,37 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= S_c (f_r + f_{cpe}) \\
 &= 9720792654,89 (6,26 + 2,37) \\
 &= 83881,54 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen desain yang digunakan diambil terkecil dari :

$$1,33 M_u = 1,33 \cdot 5704,09 = 7586,4397 \text{ kNm}$$

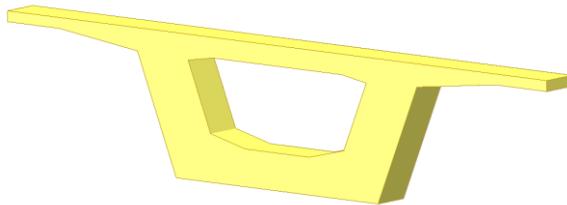
$$1,2 M_{cr} = 1,2 \cdot 83881,54 = 100657,848 \text{ kNm}$$

maka diambil $\rightarrow 7586,4397 \text{ kNm}$

Sehingga cek desain lentur penampang :

$$\begin{aligned}
 M_r &= \emptyset M_n \geq \min(1,33 M_u, 1,2 M_{cr}) \\
 65356,785 \text{ kNm} &\geq 7586,4397 \text{ kNm} \quad [\text{OK}]
 \end{aligned}$$

5.9.1.4 Segmen Deviator (elemen : 12)



Gambar 4.27 Segmen Deviator (elemen :12)

Momen Nominal Penampang

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s \cdot f'_y \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Dengan parameter sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll} f'_c = 41,5 \text{ MPa} & f_{pu} = 1860 \text{ MPa} \\ f_y = 390 \text{ MPa} & f_{py} = 1674 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} A_{ps} = 45216,2 \text{ mm}^2 & b = 14000 \text{ mm} \\ d_p = 2431,55 \text{ mm} & b_w = 916 \text{ mm} \\ A_s = 3773,4 \text{ mm}^2 & h_f = 225 \text{ mm} \\ d_s = 2939,98 \text{ mm} & \beta = 0,75 \\ A'_s = 6081,6 \text{ mm}^2 & \\ d'_s = 60 \text{ mm} & \end{array}$$

$$\begin{aligned} l_e &= \frac{2l_i}{2+n_s} = 55106,11 \text{ mm} \\ c &= \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s}{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} \\ &= \frac{45216,2 \cdot 2431,55 + 3773,4 \cdot 390 - 6081,6 \cdot 390}{0,85 \cdot 41,5 \cdot 0,75 \cdot 14000} \\ &= 173,79 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$f_{pe} = 1187,43 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pe} + 900 \left(\frac{d_p - c}{l_e} \right) \leq f_{py} \\ &= 1187,43 + 900 \left(\frac{2431,55 - 173,79}{55106,11} \right) \\ &= 1441,67 \text{ MPa} \leq f_{py} = 1674 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \beta \cdot c = 0,75 \times 173,79 = 130,17 \text{ mm} \\
 M_n &= 45216,2 \cdot 1459,04 \left(2431,55 - \frac{130,17}{2} \right) + 3773,4 \cdot 390 \cdot \\
 &\quad \left(2431,55 - \frac{130,17}{2} \right) - 6081,6 \cdot 390 \left(60 - \frac{130,17}{2} \right) + \\
 &\quad 0,85 \cdot 41,5 \cdot (14000 - 916) \cdot 225 \cdot \left(\frac{130,17}{2} - \frac{225}{2} \right) \\
 &= 158505,03 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_r = \emptyset M_n = 0,9 \times 158505,03 = 142654,527 \text{ kNm}$$

Momen Desain

Momen terfaktor berdasarkan kombinasi beban, Kuat I, adalah :

$$M_{uy} = 102565,95 \text{ kNm}$$

Momen crack yang terjadi dapat dihitung sebagai berikut :

$$S_c = 4936538257,4 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 6,26 \text{ MPa}$$

$$f_{cpe} = 22,19 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= S_c (f_r + f_{cpe}) \\
 &= 4936538257,4 (6,26 + 22,19) \\
 &= 158505,03 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen desain yang digunakan diambil terkecil dari :

$$1,33 M_u = 1,33 \cdot 102565,95 = 136412,7135 \text{ kNm}$$

$$1,2 M_{cr} = 1,2 \cdot 158505,03 = 1390206,036 \text{ kNm}$$

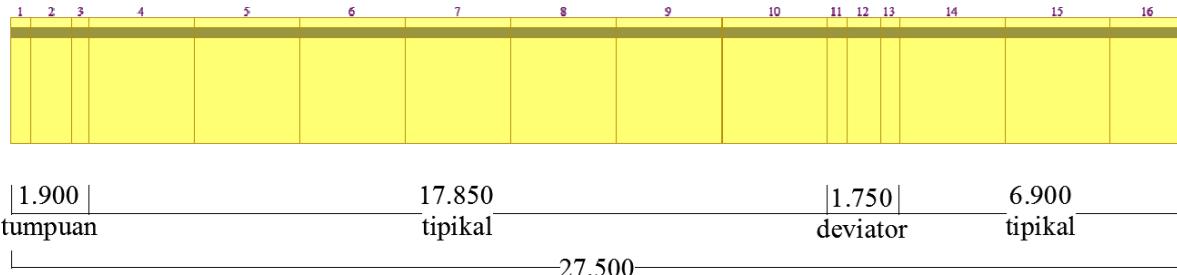
maka diambil $\rightarrow 136412,7135 \text{ kNm}$

Sehingga cek desain lentur penampang :

$$M_r = \emptyset M_n \geq \min(1,33 M_u, 1,2 M_{cr})$$

$$142654,527 \text{ kNm} \geq 136412,7135 \text{ kNm} \quad [\text{OK}]$$

5.9.1.5 Rekapitulasi Analisa Ketahanan Lentur



Gambar 4.28 Elemen Penampang

Desain lentur penampang harus memenuhi persamaan :

$$M_r = \emptyset M_n \geq \min(1.33M_u, 1.2M_{cr})$$

Tabel 4.32 Rekapitulasi Desain Kekuatan Lentur (1)

Elemen		Mu	Mcr	Mn	$\emptyset Mn$	1.33Mu	1.2Mcr	$\min(1.33Mu, 1.2Mcr)$	Cek
1	I[1]	6522.5166	83162.506	71675.713	71675.713	8674.9471	99795.007	8674.9471	OK
1	J[2]	5704.0925	83881.53	72618.626	72618.626	7586.443	100657.84	7586.443	OK
2	I[2]	5704.0925	83881.538	72618.649	72618.649	7586.443	100657.85	7586.443	OK
2	J[3]	16598.58	87539.537	76912.395	76912.395	22076.112	105047.44	22076.112	OK

Tabel 4.33 Rekapitulasi Desain Kekuatan Lentur (2)

Elemen		Mu	Mcr	Mn	ØMn	1.33Mu	1.2Mcr	min (1.33Mu, 1.2Mcr)	Cek
3	I[3]	3169.4332	74628.614	72243.212	72243.212	4215.3462	89554.337	4215.3462	OK
3	J[4]	7306.0547	76038.564	73898.387	73898.387	9717.0528	91246.277	9717.0528	OK
4	I[4]	7306.0547	76038.498	73898.302	73898.302	9717.0528	91246.197	9717.0528	OK
4	J[5]	31610.166	85018.318	84685.437	84685.437	42041.521	102021.98	42041.521	OK
5	I[5]	31610.166	85018.247	84685.35	84685.35	42041.521	102021.9	42041.521	OK
5	J[6]	52341.088	94015.081	95871.01	95871.01	69613.647	112818.1	69613.647	OK
6	I[6]	52341.088	94015.088	95871.018	95871.018	69613.647	112818.11	69613.647	OK
6	J[7]	69498.825	103046.21	107421.97	107421.97	92433.437	123655.45	92433.437	OK
7	I[7]	69498.825	103046.29	107422.08	107422.08	92433.437	123655.55	92433.437	OK
7	J[8]	83083.356	112094.64	119279.41	119279.41	110500.86	134513.57	110500.86	OK
8	I[8]	83083.356	112094.78	119279.57	119279.57	110500.86	134513.74	110500.86	OK
8	J[9]	93094.687	121110.62	131361.56	131361.56	123815.93	145332.74	123815.93	OK
9	I[9]	93094.687	121110.79	131361.76	131361.76	123815.93	145332.95	123815.93	OK
9	J[10]	99532.856	130014.95	143567.81	143567.81	132378.7	156017.94	132378.7	OK
10	I[10]	99532.856	130015.13	143568.02	143568.02	132378.7	156018.16	132378.7	OK
10	J[11]	102397.79	138703.72	155783.43	155783.43	136189.06	166444.47	136189.06	OK
11	I[11]	102397.79	138703.82	155783.54	155783.54	136189.06	166444.59	136189.06	OK
11	J[12]	102536.69	140288.81	158050.12	158050.12	136373.8	168346.57	136373.8	OK
12	I[12]	102536.69	140289.14	158050.48	158050.48	136373.8	168346.97	136373.8	OK
12	J[13]	103452.97	142377.68	160804.45	160804.45	137592.45	170853.22	137592.45	OK

Tabel 4.34 Rekapitulasi Desain Kekuatan Lentur (3)

Elemen		Mu	Mcr	Mn	ØMn	1.33Mu	1.2Mcr	min (1.33Mu, 1.2Mcr)	Cek
13	I[13]	103452.97	142378.1	160804.91	160804.91	137592.45	170853.72	137592.45	OK
13	J[14]	105081.05	142475.92	160912.49	160912.49	139757.8	170971.1	139757.8	OK
14	I[14]	105081.05	142475.93	160912.5	160912.5	139757.8	170971.11	139757.8	OK
14	J[15]	111701.83	142873.72	161349.94	161349.94	148563.44	171448.47	148563.44	OK
15	I[15]	111701.83	142873.74	161349.95	161349.95	148563.44	171448.48	148563.44	OK
15	J[16]	114749.51	143056.85	161551.29	161551.29	152616.85	171668.22	152616.85	OK
16	I[16]	114749.51	143056.85	161551.29	161551.29	152616.85	171668.22	152616.85	OK
16	J[17]	114749.53	143056.85	161551.29	161551.29	152616.88	171668.22	152616.88	OK
17	I[17]	114749.53	143056.85	161551.29	161551.29	152616.88	171668.22	152616.88	OK
17	J[18]	111701.86	142873.74	161349.96	161349.96	148563.48	171448.49	148563.48	OK
18	I[18]	111701.86	142873.73	161349.94	161349.94	148563.48	171448.47	148563.48	OK
18	J[19]	105081.11	142475.94	160912.51	160912.51	139757.88	170971.12	139757.88	OK
19	I[19]	105081.11	142475.93	160912.5	160912.5	139757.88	170971.11	139757.88	OK
19	J[20]	103453.04	142378.11	160804.92	160804.92	137592.54	170853.73	137592.54	OK
20	I[20]	103453.04	142377.72	160804.49	160804.49	137592.54	170853.26	137592.54	OK
20	J[21]	102723.5	140102.53	157814.87	157814.87	136622.26	168123.04	136622.26	OK
21	I[21]	102723.5	140102.06	157814.35	157814.35	136622.26	168122.47	136622.26	OK
21	J[22]	102696.11	138425.82	155414.43	155414.43	136585.83	166110.99	136585.83	OK
22	I[22]	102696.11	138425.72	155414.31	155414.31	136585.83	166110.86	136585.83	OK
22	J[23]	100429.71	129231.99	142485.27	142485.27	133571.52	155078.39	133571.52	OK

Tabel 4.35 Rekapitulasi Desain Kekuatan Lentur (4)

Elemen		Mu	Mcr	Mn	ØMn	1.33Mu	1.2Mcr	min (1.33Mu, 1.2Mcr)	Cek
23	I[23]	100429.71	129231.79	142485.04	142485.04	133571.52	155078.15	133571.52	OK
23	J[24]	94590.091	119805.97	129576.99	129576.99	125804.82	143767.16	125804.82	OK
24	I[24]	94590.091	119805.77	129576.76	129576.76	125804.82	143766.92	125804.82	OK
24	J[25]	85177.287	110262.72	116814.57	116814.57	113285.79	132315.26	113285.79	OK
25	I[25]	85177.287	110262.55	116814.38	116814.38	113285.79	132315.06	113285.79	OK
25	J[26]	72191.267	100689.29	104307.14	104307.14	96014.385	120827.14	96014.385	OK
26	I[26]	72191.267	100689.18	104307.01	104307.01	96014.385	120827.02	96014.385	OK
26	J[27]	55632.052	91139.288	92142.312	92142.312	73990.63	109367.15	73990.63	OK
27	I[27]	55632.052	91139.256	92142.273	92142.273	73990.63	109367.11	73990.63	OK
27	J[28]	35499.635	81629.061	80381.644	80381.644	47214.514	97954.874	47214.514	OK
28	I[28]	35499.635	81629.106	80381.7	80381.7	47214.514	97954.927	47214.514	OK
28	J[29]	11794.011	72135.998	69057.209	69057.209	15686.035	86563.197	15686.035	OK
29	I[29]	11794.011	72136.049	69057.275	69057.275	15686.035	86563.259	15686.035	OK
29	J[30]	7751.0415	70677.08	67444.959	67444.959	10308.885	84812.496	10308.885	OK
30	I[30]	21273.879	83259.941	71804.697	71804.697	28294.26	99911.929	28294.26	OK
30	J[31]	6408.1554	83162.925	71617.294	71617.294	8522.8467	99795.51	8522.8467	OK
31	I[31]	6408.1554	83162.902	71617.221	71617.221	8522.8467	99795.482	8522.8467	OK
31	J[32]	6491.0053	83163.867	71617.025	71617.025	8633.037	99796.64	8633.037	OK

4.7.2 Analisa dan Desain Ketahanan Geser

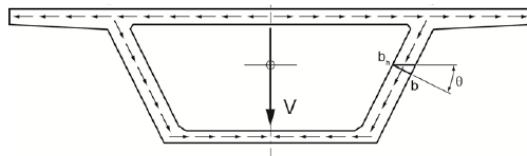
Analisa dan desain ketahanan geser penampang menggunakan kombinasi terpilih, yakni kombinasi pembebanan Kuat I dengan faktor beban sebagai berikut :

Tabel 4.36 Kombinasi Pembebanan untuk Kekuatan

Kombinasi	MS	MA	TD	TU	PS
Kuat I	1.2	2	1.8	0,5	1

Berdasarkan AASHTO LRFD 2012 persamaan 5.8.2.1-2, analisa dan desain ketahanan geser harus memenuhi persamaan berikut :

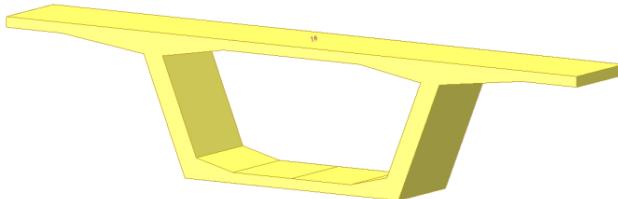
$$V_r = \phi V_n \geq V_u$$



Gambar 4.29 Aliran gaya geser pada penampang

Contoh perhitungan desain kekuatan geser pada penampang di tengah bentang ($x= 27,5\text{m}$; elemen:16), $\frac{1}{4}$ bentang ($x= 10.825\text{m}$; elemen: 7), segmen tumpuan, dan segmen deviator.

5.9.2.1 Penampang Tipikal (elemen :16)



Gambar 4. 30 Segmen Tipikal (elemen : 16)

Parameter analisa dan desain ketahanan geser :

$$f'c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$fy = 390 \text{ MPa}$$

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

$$dv = 0,8h = 0,8 \times 3000 = 2400 \text{ mm}$$

$$bv = 916 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

Jarak Maksimum Tulangan Geser, Smax

$$Vu = 1515787.01 \text{ N}$$

$$Vp = 0 \text{ N}$$

Jarak maksimum tulangan geser dapat ditentukan berdasarkan AASHTO LRFD 2012 persamaan 5.8.2.7-1 dan 5.8.2.7-2 :

$$\text{jika } vu/f'c < 0,0125 \rightarrow Smax = 0,8dv \leq 609,6 \text{ mm}$$

$$vu/f'c \geq 0,0125 \rightarrow Smax = 0,4dv \leq 304,8 \text{ mm}$$

$$vu = \frac{(Vu - \emptyset Vp)}{\emptyset b_v d_v} = \frac{(1515787.01 - (0,9 \times 0))}{0,9 \times 916 \times 2400} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$vu/f'c = 0,77 / 41,5 = 0,0185 \geq 0,0125, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} Smax &= 0,4dv = 0,4 \times 2400 = 960 \text{ mm (tidak memenuhi)} \\ \text{maka digunakan } Smax &= 304,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan minimum, Av

$$K = 1$$

$$\begin{aligned} Vo &= 0,0632 \cdot K \cdot \sqrt{fc'} \cdot bv \cdot dv \\ &= 0,0632 \times 1 \times \sqrt{41,5} \times 916 \times 2400 \\ &= 2350213,96 \text{ N} \end{aligned}$$

$$Av_{min} = 0,05 \frac{bw \cdot s}{fy} = 0,05 \frac{916 \times 200}{390} = 161,94 \text{ mm}^2$$

direncanakan tulangan geser menggunakan :

$$\emptyset 16 - 200 \text{ mm} = 2 \text{ buah}$$

$$Av = 397,2 \text{ mm}^2 \geq Av_{min} = 161,94 \text{ mm}^2 \quad [\text{OK}]$$

$$s = 200 \text{ mm} \leq Smax = 304,8 \text{ mm}^2 \quad [\text{OK}]$$

Analisa Ketahanan Geser

$$\alpha = 90^\circ$$

$$V_s = \frac{Av \cdot f_y \cdot dv \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$= \frac{161,94 \times 390 \times 2400 \times (\cot \theta + \cot 90) \times \sin 90}{200}$$

$$= 1858896 \text{ N}$$

$$V_{n1} = V_o + V_s$$

$$= 2350213.96 + 1858896$$

$$= 4209109.96 \text{ N}$$

$$V_{n2} = 0,379 \sqrt{f'_c t} \cdot b v \cdot d v$$

$$= 0,379 \times \sqrt{41,5} \times 916 \times 2400$$

$$= 14093846.36 \text{ N}$$

$$V_n = \min(V_{n1}, V_{n2})$$

$$= 4209109.96 \text{ N}$$

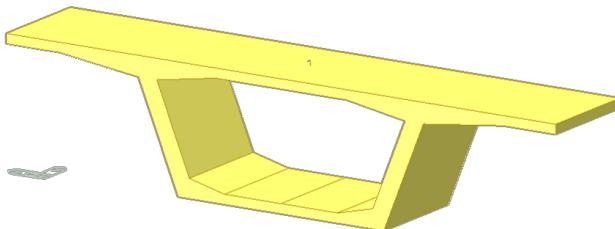
$$V_r = \emptyset V_n$$

$$= 0,9 \times 4209109.96$$

$$= 3788198.96 \text{ N} > V_u = 1515787.01 \text{ N} \quad [\text{OK}]$$

$$A_{vreq} = 225,87 \text{ mm}^2 < A_v = 397,2 \text{ mm}^2 \quad [\text{OK}]$$

5.9.2.2 Penampang Tipikal (elemen : 7)



Gambar 4.31 Segmen Tipikal (elemen : 7)

Parameter analisa dan desain ketahanan geser :

$$f'_c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 h &= 3000 \text{ mm} \\
 dv &= 0,8h = 0,8 \times 3000 = 2400 \text{ mm} \\
 bv &= 916 \text{ mm} \\
 s &= 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak Maksimum Tulangan Geser, Smax

$$Vu = -1626873,41 \text{ N}$$

$$Vp = 3406730,21 \text{ N}$$

Jarak maksimum tulangan geser dapat ditentukan berdasarkan AASHTO LRFD 2012 persamaan 5.8.2.7-1 dan 5.8.2.7-2 :

$$\text{jika } vu/f'c < 0,0125 \rightarrow Smax = 0,8dv \leq 609,6 \text{ mm}$$

$$vu/f'c \geq 0,0125 \rightarrow Smax = 0,4dv \leq 304,8 \text{ mm}$$

$$vu = \frac{(Vu - \emptyset Vp)}{\emptyset b_v d_v} = \frac{(-1626873,41 - (0,9 \times 3406730,21))}{0,9 \times 916 \times 2400} = 2,64 \text{ MPa}$$

$$vu/f'c = 2,64 / 41,5 = 0,064 \geq 0,0125, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned}
 Smax &= 0,4dv = 0,4 \times 2400 = 960 \text{ mm} \quad (\text{tidak memenuhi}) \\
 \text{maka digunakan } Smax &= 304,8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan minimum, Av

$$K = 1$$

$$\begin{aligned}
 Vo &= 0,0632 \cdot K \cdot \sqrt{f'c} \cdot bv \cdot dv \\
 &= 0,0632 \times 1 \times \sqrt{41,5} \times 916 \times 2400 \\
 &= 2350213,96 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$Av_{min} = 0,05 \frac{bw \cdot s}{fy} = 0,05 \frac{916 \times 200}{390} = 161,94 \text{ mm}^2$$

direncanakan tulangan geser menggunakan :

$$\emptyset 16 - 200 \text{ mm} = 2 \text{ buah}$$

$$Av = 397,2 \text{ mm}^2 \geq Av_{min} = 161,94 \text{ mm}^2 \quad [\text{OK}]$$

$$s = 200 \text{ mm} \leq Smax = 304,8 \text{ mm}^2 \quad [\text{OK}]$$

Analisa Ketahanan Geser

$$\alpha = 90^\circ$$

$$V_s = \frac{Av \cdot fy \cdot dv \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

$$= \frac{161,94 \times 390 \times 2400 \times (\cot \theta + \cot 90) \times \sin 90}{200}$$

$$= 1858896 \text{ N}$$

$$V_{n1} = V_o + V_s$$

$$= 2350213.96 + 1858896$$

$$= 4209109.96 \text{ N}$$

$$V_{n2} = 0,379 \sqrt{f'c'} \cdot b v \cdot dv$$

$$= 0,379 \times \sqrt{41,5} \times 916 \times 2400$$

$$= 14093846.36 \text{ N}$$

$$V_n = \min(V_{n1}, V_{n2})$$

$$= 4209109.96 \text{ N}$$

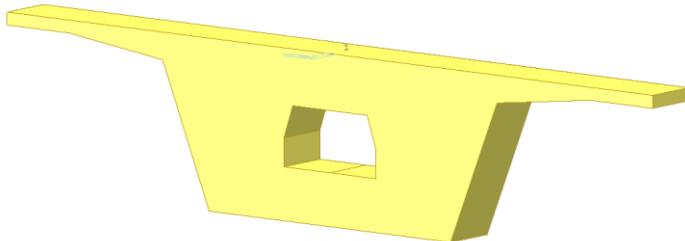
$$V_r = \emptyset V_n$$

$$= 0,9 \times 4209109.96$$

$$= 3788198.96 \text{ N} > V_u = 1515787.01 \text{ N} \quad [\text{OK}]$$

$$A_{vreq} = 251,09 \text{ mm}^2 < A_v = 397,2 \text{ mm}^2 \quad [\text{OK}]$$

5.9.2.3 Penampang Tumpuan (elemen : 2)



Gambar 4.32 Segmen Tumpuan (elemen : 2)

Parameter analisa dan desain ketahanan geser :

$$f'c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$fy = 390 \text{ MPa}$$

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

$$dv = 0,8h = 0,8 \times 3000 = 2400 \text{ mm}$$

$$bv = 3988 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

Jarak Maksimum Tulangan Geser, Smax

$$Vu = -5294437.05 \text{ N}$$

$$Vp = 3588826.3 \text{ N}$$

Jarak maksimum tulangan geser dapat ditentukan berdasarkan AASHTO LRFD 2012 persamaan 5.8.2.7-1 dan 5.8.2.7-2 :

$$\text{jika } vu/f'c < 0,0125 \rightarrow Smax = 0,8dv \leq 609,6 \text{ mm}$$

$$vu/f'c \geq 0,0125 \rightarrow Smax = 0,4dv \leq 304,8 \text{ mm}$$

$$vu = \frac{(Vu - \emptyset Vp)}{\emptyset b_v d_v} = \frac{(-5294437.05 - (0,9 \times 3588826.3))}{0,9 \times 916 \times 2400} = 1,1 \text{ MPa}$$

$$vu/f'c = 1,1 / 41,5 = 0,026 \geq 0,0125, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} Smax &= 0,4dv = 0,4 \times 2400 = 960 \text{ mm} \quad (\text{tidak memenuhi}) \\ \text{maka digunakan } Smax &= 304,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan minimum, Av

$$K = 1$$

$$\begin{aligned} Vo &= 0,0632 \cdot K \cdot \sqrt{f'c'} \cdot bv \cdot dv \\ &= 0,0632 \times 1 \times \sqrt{41,5} \times 3988 \times 2400 \\ &= 10232154.22 \text{ N} \end{aligned}$$

$$Av_{min} = 0,05 \frac{bw \cdot s}{fy} = 0,05 \frac{3988 \times 150}{390} = 528,78 \text{ mm}^2$$

direncanakan tulangan geser menggunakan :

$$\emptyset 13 - 150 \text{ mm} = 8 \text{ buah}$$

$$Av = 1013.6 \text{ mm}^2 \geq Av_{min} = 528,78 \text{ mm}^2 \quad [\text{OK}]$$

$$s = 150 \text{ mm} \leq Smax = 304,8 \text{ mm}^2 \quad [\text{OK}]$$

Analisa Ketahanan Geser

$$\alpha = 90^\circ$$

$$V_s = \frac{Av.fy.dv.(\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha}{s} \\ = \frac{1013.6 \times 390 \times 2400 \times (\cot\theta + \cot 90) \times \sin 90}{150} \\ = 6324864 \text{ N}$$

$$V_{n1} = V_o + V_s \\ = 10232154.22 + 6324864 \\ = 16557018.22 \text{ N}$$

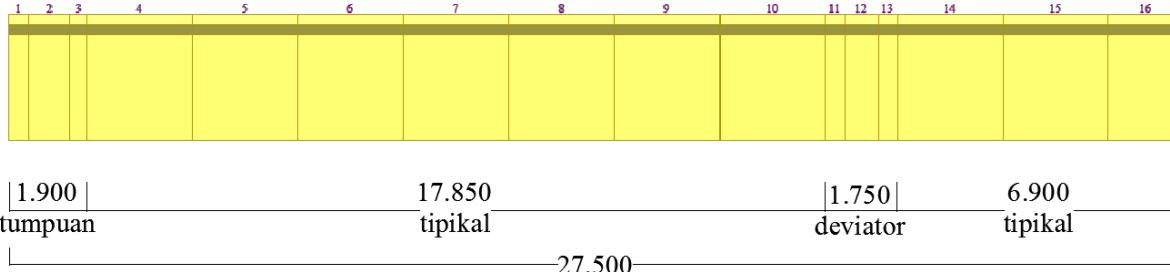
$$V_{n2} = 0,379 \sqrt{fc'} \cdot bv \cdot dv \\ = 0,379 \times \sqrt{41,5} \times 3988 \times 2400 \\ = 61360545.06 \text{ N}$$

$$V_n = \min(V_{n1}, V_{n2}) \\ = 16557018.22 \text{ N}$$

$$V_r = \emptyset V_n \\ = 0,9 \times 16557018.22 \\ = 14901316.39 \text{ N} > V_u = 5294437.05 \text{ N} \quad [\text{OK}]$$

$A_{vreq} = 819.88 \text{ mm}^2 \quad < A_v = 1013.6 \text{ mm}^2 \quad [\text{OK}]$

5.9.2.4 Rekapitulasi Desain Ketahanan Geser



Gambar 4.33 Elemen Penampang

Tabel 4.37 Rekapitulasi Desain Ketahanan Geser (1)

Elem	CHK	Vu (kN)	Mu (kNm)	Vn (kN)	Phi	Vc (kN)	Vs (kN)	Vp (kN)	Phi/Vn (kN)	de (mm)	dv (mm)	Ød-n (buah)	Avs (mm²)	Al (mm²)	bv (mm)	Avs_min (mm²)	Avs_req (mm²)	bv_min (mm)
1	OK	0	6522.5166	16557.018	0.9	10232.154	6324.864	0	14901.316	1201.7506	2400	Ø13- 8	1013.6	8235.5	3988	528.775	819.8842	0
1	OK	5854.2904	5704.0925	16557.018	0.9	10232.154	6324.864	3588.8247	14901.316	1214.1171	2400	Ø13- 8	1013.6	8235.5	3988	528.775	819.8842	130.1179
2	OK	-5294.437	5704.0925	16557.018	0.9	10232.154	6324.864	3588.8263	14901.316	1214.1171	2400	Ø13- 8	1013.6	8235.5	3988	528.775	819.8842	422.6477
2	OK	-4615.247	16598.58	16557.018	0.9	10232.154	6324.864	3587.1677	14901.316	1276.2951	2400	Ø13- 8	1013.6	8235.5	3988	528.775	819.8842	388.8987
3	OK	-4615.247	3169.4332	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3389.4317	3788.199	1268.0105	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	380.0751
3	OK	-4471.397	7306.0547	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3388.3451	3788.199	1293.0207	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	372.8944
4	OK	-4471.397	7306.0547	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3388.3402	3788.199	1293.0208	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	372.8942
4	OK	-3542.947	31610.166	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3387.4767	3788.199	1452.501	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	326.8221
5	OK	-3542.947	31610.166	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3387.4723	3788.199	1452.501	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	326.8219
5	OK	-2594.772	52341.088	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3394.7354	3788.199	1612.0746	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	280.1346
6	OK	-2594.772	52341.088	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3394.7356	3788.199	1612.0746	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	280.1346
6	OK	-1626.873	69498.825	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3406.7264	3788.199	1771.7655	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	232.6802
7	OK	-1626.873	69498.825	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3406.7302	3788.199	1771.7654	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	232.6804
7	OK	-639.2503	83083.356	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3420.0002	3788.199	1931.5861	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	184.3051

Tabel 4.38 Rekapitulasi Desain Kekuatan Geser (2)

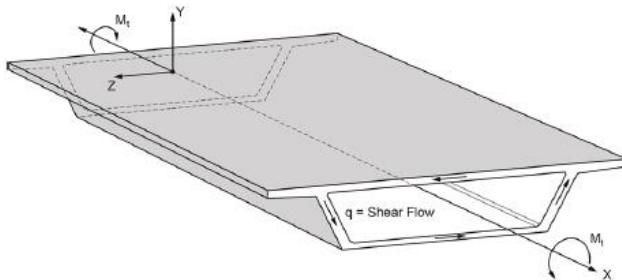
Elem	CHK	Vu (kN)	Mu (kN·m)	Vn (kN)	Phi	Vc (kN)	Vs (kN)	Vp (kN)	PhiVn (kN)	de (mm)	dv (mm)	Ød· n (buah)	Avs (mm ²)	Al (mm ²)	bv (mm)	Avs_min (mm ²)	Avs_req (mm ²)	bv_min (mm)
8	OK	-639.2503	83083.356	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3420.0062	3788.199	1931.586	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	184.3054
8	OK	368.097	93094.687	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3431.1858	3788.199	2091.5382	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	134.859
9	OK	368.097	93094.687	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3431.1925	3788.199	2091.5382	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	134.8593
9	OK	1395.1686	99532.856	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3437.1069	3788.199	2251.6152	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	247.9096	83.133
10	OK	1395.1686	99532.856	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3437.1133	3788.199	2251.6151	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	247.9096	83.1333
10	OK	2441.9644	102397.79	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3434.8815	3788.199	2411.803	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	231.0676	29.6316
11	OK	2441.9644	102397.79	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3434.8846	3788.199	2411.803	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	231.0676	29.6317
11	OK	2639.135	102536.69	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3433.3599	3788.199	2441.6527	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	228.1776	20.3155
12	OK	2639.135	102536.69	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3433.3703	3788.199	2441.6527	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	228.1776	20.3159
12	OK	-862.9944	103452.97	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.7395	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.8373	38.4847
13	OK	-862.9944	103452.97	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.7394	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.8373	38.4847
13	OK	-663.992	105081.05	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.7329	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.8422	29.6109
14	OK	-663.992	105081.05	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.7329	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.8422	29.6109
14	OK	416.0353	111701.83	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.7062	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.862	18.5549
15	OK	416.0353	111701.83	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.7062	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.862	18.5549
15	OK	1515.787	114749.51	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.694	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.8712	67.6057
16	OK	1515.787	114749.51	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.694	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.8712	67.6057
16	OK	2303.9577	114749.53	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.694	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.8712	102.7589
17	OK	2303.9577	114749.53	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.694	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.8712	102.7589
17	OK	3437.3565	111701.86	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.7062	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.862	153.3034
18	OK	3437.3565	111701.86	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.7062	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.862	153.3034
18	OK	4590.4798	105081.11	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.7329	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.8422	204.7138
19	OK	4590.4798	105081.11	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.7329	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.8422	204.7138
19	OK	4807.456	103453.04	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.7394	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.8373	214.3853
20	OK	4807.456	103453.04	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	0	3788.199	2466.7395	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	225.8373	214.3853
20	OK	1103.9763	102723.5	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3644.0086	3788.199	2440.0831	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	228.323	98.0887
21	OK	1103.9763	102723.5	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3643.9927	3788.199	2440.0832	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	228.323	98.0881
21	OK	1322.7959	102696.11	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3645.9019	3788.199	2408.3608	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	231.4011	89.4904
22	OK	1322.7959	102696.11	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3645.8982	3788.199	2408.3608	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	231.4011	89.4903
22	OK	2509.2123	100429.71	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3649.2606	3788.199	2238.1256	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	249.4372	38.1782
23	OK	2509.2123	100429.71	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3649.2531	3788.199	2238.1256	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	249.4372	38.1779
23	OK	3715.3526	94590.091	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3643.0999	3788.199	2068.0136	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	21.6452
24	OK	3715.3526	94590.091	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3643.0916	3788.199	2068.0137	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	21.6456
24	OK	4941.2178	85177.287	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3630.6522	3788.199	1898.0415	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	82.9804
25	OK	4941.2178	85177.287	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3630.6445	3788.199	1898.0415	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	82.9807
25	OK	6186.8065	72191.267	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3615.5091	3788.199	1728.218	2400	Ø16- 2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	145.4137

Tabel 4.39 Rekapitulasi Desain Kekuatan Geser (3)

Elem	CHK	Vu (kN)	Mu (kN·m)	Vn (kN)	Phi	Vc (kN)	Vs (kN)	Vp (kN)	PhiVn (kN)	de (mm)	dv (mm)	Ød· n (buah)	Avs (mm²)	Al (mm²)	bv (mm)	Avs_min (mm²)	Avs_req (mm²)	bv_min (mm)
26	OK	6186.8065	72191.267	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3615.5035	3788.199	1728.218	2400	Ø16-2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	145.4139
26	OK	7452.12	55632.052	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3601.4972	3788.199	1558.542	2400	Ø16-2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	208.7745
27	OK	7452.12	55632.052	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3601.4953	3788.199	1558.542	2400	Ø16-2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	208.7746
27	OK	8737.1575	35499.635	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3592.5271	3788.199	1389.0006	2400	Ø16-2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	272.8883
28	OK	8737.1575	35499.635	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3592.5302	3788.199	1389.0006	2400	Ø16-2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	272.8881
28	OK	10041.919	11794.011	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3592.4304	3788.199	1219.5675	2400	Ø16-2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	337.584
29	OK	10041.919	11794.011	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	3592.4347	3788.199	1219.5674	2400	Ø16-2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	337.5838
29	OK	10287.041	7751.0415	4209.11	0.9	2350.214	1858.896	1798.6078	3788.199	1192.9172	2400	Ø16-2	397.2	8235.5	916	161.9385	251.0912	429.783
30	OK	14280.181	21273.879	16557.018	0.9	10232.154	6324.864	1902.2935	14901.316	1201.6543	2400	Ø13-8	1013.6	8235.5	3988	528.775	819.8842	623.1403
30	OK	15173.653	6408.1554	16557.018	0.9	10232.154	6324.864	0	14901.316	1201.7943	2400	Ø13-8	1013.6	8235.5	3988	528.775	819.8842	752.3255
31	OK	-331.3995	6408.1554	16557.018	0.9	10232.154	6324.864	0	14901.316	1201.7944	2400	Ø13-8	1013.6	8235.5	3988	528.775	819.8842	16.4311
31	OK	0	6491.0053	16557.018	0.9	10232.154	6324.864	0	14901.316	1201.7945	2400	Ø13-8	1013.6	8235.5	3988	528.775	819.8842	0

4.7.3 Analisa dan Desaian Ketahanan Torsi

Momen torsi terjadi pada penampang tertutup seperti pada penampang box girder, dimana gaya tersebut dilawan oleh aliran gaya geser disekeliling bagian tertutup dari penampang.



Gambar 4.34 Momen Torsi Pada *Single Cell Box Girder*

Analisa dan desain ketahanan torsi penampang menggunakan kombinasi terpilih, yakni kombinasi pembebanan Kuat I dengan faktor beban sebagai berikut :

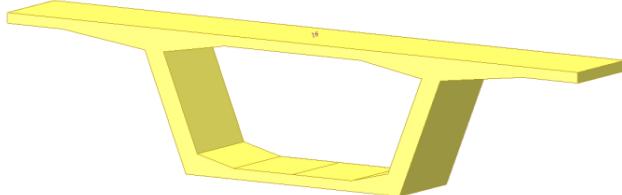
Tabel 4.40 Kombinasi Pembebanan untuk Kekuatan

Kombinasi	MS	MA	TD	TU	PS
Kuat I	1.2	2	1.8	0,5	1

Berdasarkan AASHTO LRFD 2012 persamaan 5.8.2.1, desain kekuatan torsi tidak boleh diabaikan apabila :

$$T_u > 0,25\emptyset T_{cr}$$

5.9.3.1 Penampang Tipikal (elemen:16)



Gambar 4.35 Segmen Tipikal (elemen : 16)

Parameter analisa dan desain ketahanan torsi :

$$f'c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

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

$$d_v = 0,8h = 0,8 \times 3000 = 2400 \text{ mm}$$

$$b_v = 916 \text{ mm}$$

$$d_{st} = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} T_{cr} &= 0,0632 K \cdot \sqrt{fc'} \cdot 2A_o \cdot b_e \\ &= 0,0632 \times 1 \times \sqrt{41,5} \times 2 \times 55,826 \times 0,2 \\ &= 41639,62 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,25\emptyset T_{cr} &= 0,25 \cdot 0,9 \cdot 41639,62 \\ &= 9368,9145 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_u &= 34389,36 \text{ kNm} > 9368,9145 \text{ kNm} \\ (\text{torsi tidak boleh diabaikan}) \end{aligned}$$

Tahanan Torsi Nominal

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{2 \cdot A_{oh} \cdot A_t \cdot f_y \cdot \cot \theta}{d_{st}} \\ &= \frac{2 \cdot 21,26 \times 10^6 \times 198,6 \times 390 \times 1}{200} \\ &= 16467,38 \text{ kNm} \end{aligned}$$

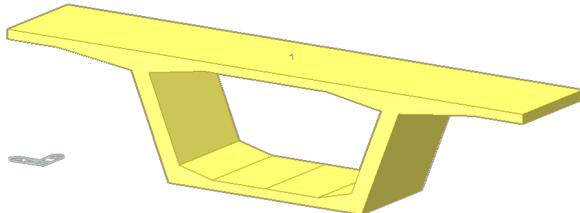
$$\begin{aligned} A_{t_{req}} &= \frac{T_u \cdot d_{st}}{2\emptyset A_{oh} \cdot f_y} \\ &= \frac{34389,36 \times 10^6 \times 200}{2 \times 0,9 \times 21,26 \times 10^6 \times 390} \\ &= 102,649 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

direncanakan tulangan torsi menggunakan :

$\emptyset 16 - 200 \text{ mm} = 1 \text{ buah}$

$$A_t = 198,6 \text{ mm}^2 \geq A_{t_{req}} = 102,649 \text{ mm}^2 \quad [\text{OK}]$$

5.9.3.2 Penampang Tipikal (elemen: 7)



Gambar 4.36 Segmen Tipikal (elemen :7)

Parameter analisa dan desain ketahanan torsi :

$$f'c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$fy = 390 \text{ MPa}$$

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

$$d_v = 0,8h = 0,8 \times 3000 = 2400 \text{ mm}$$

$$b_v = 916 \text{ mm}$$

$$d_{st} = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} T_{cr} &= 0,0632 K \cdot \sqrt{fc} \cdot 2A_o \cdot b_e \\ &= 0,0632 \times 1x \sqrt{41,5} \times 2 \times 55,826 \times 0,2 \\ &= 41639,62 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,25\emptyset T_{cr} &= 0,25 \cdot 0,9 \cdot 41639,62 \\ &= 9368,9145 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Tu &= 37653,44 \text{ kNm} > 9368,9145 \text{ kNm} \\ (\text{torsi tidak boleh diabaikan}) \end{aligned}$$

Tahanan Torsi Nominal

$$\begin{aligned} T_n &= \frac{2 \cdot A_{oh} \cdot A_t \cdot f_y \cdot \cot \theta}{d_{st}} \\ &= \frac{2 \cdot 21,26 \times 10^6 \times 198,6 \times 390 \times 1}{200} \\ &= 16467,38 \text{ kNm} \end{aligned}$$

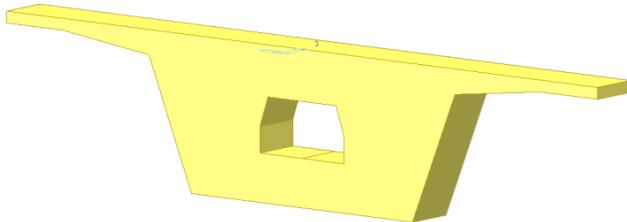
$$\begin{aligned} A_{t,req} &= \frac{T_u \cdot d_{st}}{2\emptyset A_{oh} \cdot f_y} \\ &= \frac{34389,36 \times 10^6 \times 200}{2 \times 0,9 \times 21,26 \times 10^6 \times 390} = 102,649 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

direncanakan tulangan torsi menggunakan :

$\varnothing 16 - 200\text{mm} = 1 \text{ buah}$

$$\text{At } A_t = 198.6 \text{ mm}^2 \geq A_{t\text{req}} = 102,649 \text{ mm}^2 [\text{OK}]$$

5.9.3.3 Penampang Tumpuan (elemen: 2)



Gambar 4.37 Segmen Tumpuan (elemen :2)

Parameter analisa dan desain ketahanan torsi :

$$f'c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

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

$$d_v = 0,8h = 0,8 \times 3000 = 2400 \text{ mm}$$

$$b_v = 3988 \text{ mm}$$

$$d_{st} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} T_{cr} &= 0,0632 K. \sqrt{fc'} . 2A_o . b_e \\ &= 0,0632 \times 1 \times \sqrt{41,5} \times 2 \times 243,052 \times 0,2 \\ &= 181286,91 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,25\varnothing T_{cr} &= 0,25 \cdot 0,9 \cdot 181286,91 \\ &= 40789,555 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$Tu = 39785,32 \text{ kNm} > 40789,555 \text{ kNm}$$

(torsi boleh diabaikan)

direncanakan tulangan torsi menggunakan :

$\varnothing 16 - 200\text{mm} = 1 \text{ buah}$

$$\text{At } A_t = 198.6 \text{ mm}^2 \geq A_{t\text{req}} = 102,649 \text{ mm}^2 [\text{OK}]$$

5.9.3.4 Rekapitulasi Desain Ketahanan Torsi

Tabel 4.41 Rekapitulasi Desain Ketahanan Torsi (1)

Elem	CHK	Tu (kN·m)	Tn (kN·m)	Phi	Phi_tTn (kN·mm)	de (mm)	dv (mm)	bv (mm)	Avs_min (mm ²)	Avs_req (mm ²)	A1_min (mm ²)	bv_min (mm)	At (mm ²)
1	OK	0	21956.505	0.9	19760855	1201.7506	2400	3988	528.775	819.8842	0	0	198.6
1	OK	-2741.603	21956.505	0.9	19760855	1214.1171	2400	3988	528.775	819.8842	5858.6766	46.4678	198.6
2	OK	39785.322	21956.505	0.9	19760855	1214.1171	2400	3988	528.775	819.8842	85019.3765	422.6477	198.6
2	OK	39533.889	21956.505	0.9	19760855	1276.2951	2400	3988	528.775	819.8842	84482.0759	388.8987	198.6
3	OK	39533.889	16467.379	0.9	14820641	1268.0105	2400	916	161.9385	251.0912	84482.076	380.0751	198.6
3	OK	39434.079	16467.379	0.9	14820641	1293.0207	2400	916	161.9385	251.0912	84268.7866	372.8944	198.6
4	OK	39434.079	16467.379	0.9	14820641	1293.0208	2400	916	161.9385	251.0912	84268.7866	372.8942	198.6
4	OK	38808.066	16467.379	0.9	14820641	1452.501	2400	916	161.9385	251.0912	82931.0261	326.8221	198.6
5	OK	38808.066	16467.379	0.9	14820641	1452.501	2400	916	161.9385	251.0912	82931.0261	326.8219	198.6
5	OK	38209.838	16467.379	0.9	14820641	1612.0746	2400	916	161.9385	251.0912	81652.6403	280.1346	198.6
6	OK	38209.838	16467.379	0.9	14820641	1612.0746	2400	916	161.9385	251.0912	81652.6403	280.1346	198.6
6	OK	37653.438	16467.379	0.9	14820641	1771.7655	2400	916	161.9385	251.0912	80463.6399	232.6802	198.6
7	OK	37653.438	16467.379	0.9	14820641	1771.7654	2400	916	161.9385	251.0912	80463.6399	232.6804	198.6
7	OK	37114.792	16467.379	0.9	14820641	1931.5861	2400	916	161.9385	251.0912	79312.5777	184.3051	198.6
8	OK	37114.792	16467.379	0.9	14820641	1931.586	2400	916	161.9385	251.0912	79312.5777	184.3054	198.6
8	OK	36593.899	16467.379	0.9	14820641	2091.5382	2400	916	161.9385	251.0912	78199.4536	134.859	198.6
9	OK	36593.899	16467.379	0.9	14820641	2091.5382	2400	916	161.9385	251.0912	78199.4536	134.8593	198.6
9	OK	36090.755	16467.379	0.9	14820641	2251.6152	2400	916	161.9385	247.9096	77124.2601	83.133	198.6
10	OK	36090.755	16467.379	0.9	14820641	2251.6151	2400	916	161.9385	247.9096	77124.2601	83.1333	198.6
10	OK	35605.364	16467.379	0.9	14820641	2411.803	2400	916	161.9385	231.0676	76087.0009	29.6316	198.6
11	OK	35605.364	16467.379	0.9	14820641	2411.803	2400	916	161.9385	231.0676	76087.0009	29.6317	198.6
11	OK	35516.91	16467.379	0.9	14820641	2441.6527	2400	916	161.9385	228.1776	75897.9792	20.3155	198.6
12	OK	35516.91	16467.379	0.9	14820641	2441.6527	2400	916	161.9385	228.1776	75897.9792	20.3159	198.6
12	OK	35369.326	16467.379	0.9	14820641	2466.7395	2400	916	161.9385	225.8373	75582.5996	38.4847	198.6
13	OK	35369.326	16467.379	0.9	14820641	2466.7394	2400	916	161.9385	225.8373	75582.5996	38.4847	198.6
13	OK	35282.527	16467.379	0.9	14820641	2466.7329	2400	916	161.9385	225.8422	75397.1129	29.6109	198.6
14	OK	35282.527	16467.379	0.9	14820641	2466.7329	2400	916	161.9385	225.8422	75397.1129	29.6109	198.6
14	OK	34827.069	16467.379	0.9	14820641	2466.7062	2400	916	161.9385	225.862	74423.8212	18.5549	198.6

Tabel 4.42 Rekapitulasi Desain Kekuatan Torsi (2)

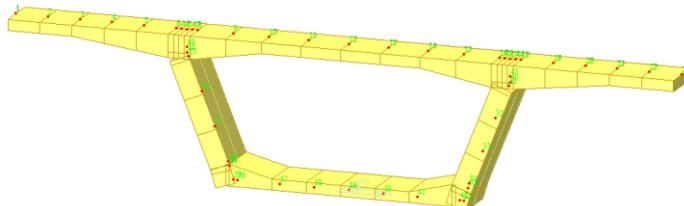
Elem	CHK	Tu (kN·m)	Tn (kN·m)	Phi	Phi_tTn (kN·mm)	de (mm)	dv (mm)	bv (mm)	Avs_min (mm²)	Avs_req (mm²)	A1_min (mm²)	bv_min (mm)	At (mm²)
15	OK	34827.069	16467.379	0.9	14820641	2466.7062	2400	916	161.9385	225.862	74423.8212	18.5549	198.6
15	OK	34389.365	16467.379	0.9	14820641	2466.694	2400	916	161.9385	225.8712	73488.4678	67.6057	198.6
16	OK	34389.365	16467.379	0.9	14820641	2466.694	2400	916	161.9385	225.8712	73488.4678	67.6057	198.6
16	OK	34091.085	16467.379	0.9	14820641	2466.694	2400	916	161.9385	225.8712	72851.0577	102.7589	198.6
17	OK	34091.085	16467.379	0.9	14820641	2466.694	2400	916	161.9385	225.8712	72851.0577	102.7589	198.6
17	OK	33683.662	16467.379	0.9	14820641	2466.7062	2400	916	161.9385	225.862	71980.4142	153.3034	198.6
18	OK	33683.662	16467.379	0.9	14820641	2466.7062	2400	916	161.9385	225.862	71980.4142	153.3034	198.6
18	OK	33293.995	16467.379	0.9	14820641	2466.7329	2400	916	161.9385	225.8422	71147.7128	204.7138	198.6
19	OK	33293.995	16467.379	0.9	14820641	2466.7329	2400	916	161.9385	225.8422	71147.7128	204.7138	198.6
19	OK	33223.37	16467.379	0.9	14820641	2466.7394	2400	916	161.9385	225.8373	70996.7909	214.3853	198.6
20	OK	33223.37	16467.379	0.9	14820641	2466.7395	2400	916	161.9385	225.8373	70996.7909	214.3853	198.6
20	OK	33105.815	16467.379	0.9	14820641	2440.0831	2400	916	161.9385	228.323	70745.5826	98.0887	198.6
21	OK	33105.815	16467.379	0.9	14820641	2440.0832	2400	916	161.9385	228.323	70745.5826	98.0881	198.6
21	OK	33036.845	16467.379	0.9	14820641	2408.3608	2400	916	161.9385	231.4011	70598.1956	89.4904	198.6
22	OK	33036.845	16467.379	0.9	14820641	2408.3608	2400	916	161.9385	231.4011	70598.1956	89.4903	198.6
22	OK	32677.109	16467.379	0.9	14820641	2238.1256	2400	916	161.9385	249.4372	69829.4579	38.1782	198.6
23	OK	32677.109	16467.379	0.9	14820641	2238.1256	2400	916	161.9385	249.4372	69829.4579	38.1779	198.6
23	OK	32335.127	16467.379	0.9	14820641	2068.0136	2400	916	161.9385	251.0912	69098.6583	21.6452	198.6
24	OK	32335.127	16467.379	0.9	14820641	2068.0137	2400	916	161.9385	251.0912	69098.6583	21.6456	198.6
24	OK	32010.894	16467.379	0.9	14820641	1898.0415	2400	916	161.9385	251.0912	68405.7873	82.9804	198.6
25	OK	32010.894	16467.379	0.9	14820641	1898.0415	2400	916	161.9385	251.0912	68405.7873	82.9807	198.6
25	OK	31704.415	16467.379	0.9	14820641	1728.218	2400	916	161.9385	251.0912	67750.8545	145.4137	198.6
26	OK	31704.415	16467.379	0.9	14820641	1728.218	2400	916	161.9385	251.0912	67750.8545	145.4139	198.6
26	OK	31415.686	16467.379	0.9	14820641	1558.542	2400	916	161.9385	251.0912	67133.8541	208.7745	198.6
27	OK	31415.686	16467.379	0.9	14820641	1558.542	2400	916	161.9385	251.0912	67133.8541	208.7746	198.6
27	OK	31143.556	16467.379	0.9	14820641	1389.0006	2400	916	161.9385	251.0912	66552.3262	272.8883	198.6
28	OK	31143.556	16467.379	0.9	14820641	1389.0006	2400	916	161.9385	251.0912	66552.3262	272.8881	198.6
28	OK	30881.368	16467.379	0.9	14820641	1219.5675	2400	916	161.9385	251.0912	65992.0427	337.584	198.6
29	OK	30881.368	16467.379	0.9	14820641	1219.5674	2400	916	161.9385	251.0912	65992.0427	337.5838	198.6
29	OK	30841.046	16467.379	0.9	14820641	1192.9172	2400	916	161.9385	251.0912	65905.8769	429.783	198.6

Tabel 4.43 Rekapitulasi Desain Kekuatan Torsi (3)

Elem	CHK	Tu (kN·m)	Tn (kN·m)	Phi	Phi_tTn (kN·mm)	de (mm)	dv (mm)	bv (mm)	Avs_min (mm ²)	Avs_req (mm ²)	A1_min (mm ²)	bv_min (mm)	At (mm ²)
30	OK	30841.046	21956.505	0.9	19760855	1201.6543	2400	3988	528.775	819.8842	65905.8769	623.1403	198.6
30	OK	30741.196	21956.505	0.9	19760855	1201.7943	2400	3988	528.775	819.8842	65692.501	752.3255	198.6
31	OK	2741.6025	21956.505	0.9	19760855	1201.7944	2400	3988	528.775	819.8842	5858.6766	16.4311	198.6
31	OK	0	21956.505	0.9	19760855	1201.7945	2400	3988	528.775	819.8842	0	0	198.6

4.8 Analisa dan Desain Transversal

Analisa transversal merupakan evaluasi penampang terhadap momen transversal yang dihasilkan dari beban permanen maupun beban hidup berdasarkan tinjauan dari AASHTO LRFD. Beban permanen meliputi berat sendiri, berat mati tambahan (aspal dan parapet), sedangkan beban hidup meliputi beban kendaraan yang melintas pada permukaan penampang.



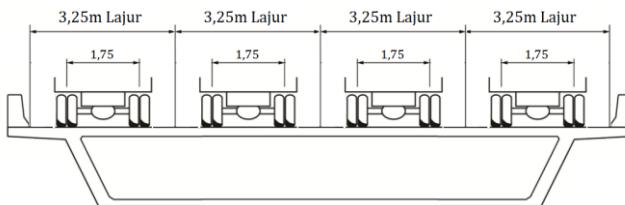
Gambar 4.38 Cross Section Penampang Segmen Tipikal

Cross section penampang dimodelkan sepanjang 1 meter untuk menentukan desain pembebanan per unit panjang. Analisa transversal penampang menggunakan kombinasi pembebanan terpilih, yakni kombinasi pembebanan Kuat I dengan faktor beban sebagai berikut :

Tabel 4.44 Kombinasi Pembebanan untuk Kekuatan

Kombinasi	MS	MA	TD	Ews
Kuat I	1.2	2	1.8	0,3

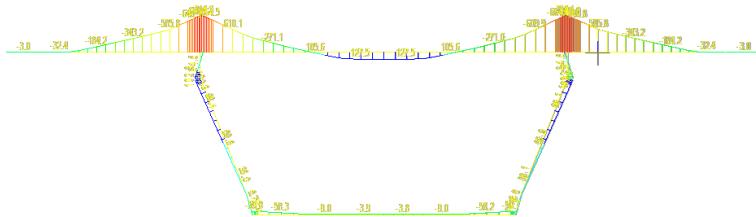
Beban hidup kendaraan dianggap sebagai beban terpusat yang mewakilkan lalu lintas kendaraan. Jarak minimum antara dua kendaraan adalah 1200 mm.



Gambar 4.39 Posisi Truk Pada Lajur Yang Padat

4.8.1 Desain Plat Atas

Plat atas didesain dengan posisi beban hidup kendaraan dalam Gambar 5. . Analisa gaya yang terjadi didapat dari program bantu MIDAS 2011 sebagai berikut :



Gambar 4.40 Momen Yang Terjadi Akibat Beban Terfaktor

Tulangan Minimum

Berdasarkan LRFD 2012 pasal 5.7.3, persamaan berikut dapat digunakan untuk menentukan jumlah tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\frac{Mu}{\phi} \leq Mn$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

Parameter desain :

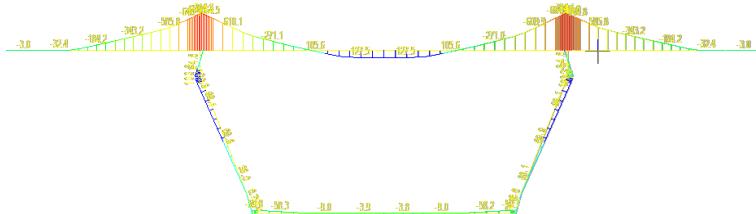
- $f'c = 41,5 \text{ MPa}$
- $fy = 390 \text{ MPa}$
- $b = 1000 \text{ mm}$
- $h = 225 \text{ mm}$
- $\text{dia} = 13 \text{ mm}$
- $d = h-\text{selimut}-(0,5 \cdot \text{dia-rebar})$
 $= 225-60-(0,5 \times 13)$
 $= 158,5 \text{ mm}$
- $\emptyset = 0,9$

$$Mu_{\max} = 127467020,8 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= \frac{0,85xfc'xbxd - \sqrt{(0,85xfc'xbxd)^2 - 1,7xfc'xbxMu/\emptyset}}{fy} \\
 &= \\
 &\frac{0,85x41,5x1000x158,5 - \sqrt{(0,85x41,5x1000x158,5)^2 - 1,7x41,5x1000x127467020,8 / 0,9}}{390} \\
 &= 2511,115 \text{ mm}^2 \\
 As &= 3,14 \times \frac{1}{4} \times (13^2) \\
 &= 132,665 \text{ mm}^2 \\
 n &= A_{st}/ As \\
 &= \frac{2511,115}{132,665} = 18,928 \approx 19 \text{ buah}, A_{st} = 2520,635 \text{ mm}^2 \\
 \text{maka dipasang tulangan } 19 \text{ D13-300mm.}
 \end{aligned}$$

4.8.2 Desain Plat Bawah

Plat atas didesain dengan posisi beban hidup kendaraan dalam Gambar 4.38. Analisa momen yang terjadi didapat dari program bantu MIDAS 2011 seperti pada Gambar 4.40.. Analisa gaya yang terjadi didapat dari program bantu MIDAS 2011 sebagai berikut :



Gambar 4.41 Momen Yang Terjadi Akibat Beban Terfaktor

Tulangan Minimum

Berdasarkan LRFD 2012 pasal 5.7.3, persamaan berikut dapat digunakan untuk menentukan jumlah tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 \frac{Mu}{\emptyset} &\leq Mn \\
 Mn &= As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 a &= \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b}
 \end{aligned}$$

Parameter desain :

$$\begin{aligned}
 f'c &= 41,5 \text{ MPa} \\
 fy &= 390 \text{ MPa} \\
 b &= 1000 \text{ mm} \\
 h &= 225 \text{ mm} \\
 \text{dia} &= 13 \text{ mm} \\
 d &= h - \text{selimut} - (0,5 \cdot \text{dia-rebar}) \\
 &= 225 - 60 - (0,5 \times 13) \\
 &= 158,5 \text{ mm} \\
 \emptyset &= 0,9
 \end{aligned}$$

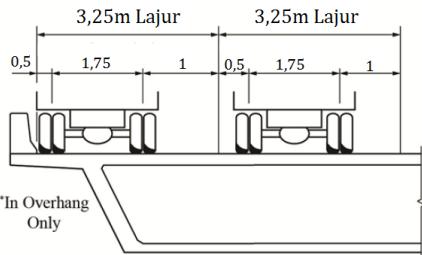
$$Mu_{\max} = 59845637 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 Ast &= \frac{0,85 \times fc' \times b \times d - \sqrt{(0,85 \times fc' \times b \times d)^2 - 1,7 \times fc' \times b \times Mu / \emptyset}}{fy} \\
 &= \\
 &\frac{0,85 \times 41,5 \times 1000 \times 158,5 - \sqrt{(0,85 \times 41,5 \times 1000 \times 158,5)^2 - 1,7 \times 41,5 \times 1000 \times 59845637 / 0,9}}{390} \\
 &= 1119,416 \text{ mm}^2 \\
 As &= 3,14 \times \frac{1}{4} \times (13^2) \\
 &= 132,665 \text{ mm}^2 \\
 n &= Ast / As \\
 &= \frac{1119,416}{132,665} = 8,438 \approx 9 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

maka dipasang tulangan D13-300mm dengan $Ast = 1193,985 \text{ mm}^2$.

4.8.3 Desain Sayap (*Overhang*)

Beban hidup kendaraan dianggap sebagai beban terpusat empat titik diposisikan pada tiap ujung lajur lalu lintas.



Gambar 4.42 Posisi Truk Pada Sayap Box Girder

Analisa gaya yang terjadi didapat dari program bantu MIDAS 2011 sebagai berikut :



Gambar 4.43 Momen Yang Terjadi Di Sayap Akibat Beban Terfaktor

Tulangan Minimum

Berdasarkan LRFD 2012 pasal 5.7.3, persamaan berikut dapat digunakan untuk menentukan jumlah tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$\frac{Mu}{\phi} \leq Mn$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

Parameter desain :

$$\begin{aligned} f'c &= 41,5 \text{ MPa} \\ fy &= 390 \text{ MPa} \\ b &= 1000 \text{ mm} \\ h &= 225 \text{ mm} \\ dia &= 13 \text{ mm} \\ d &= h - \text{selimut} - (0,5 \cdot \text{dia-rebar}) \\ &= 225 - 60 - (0,5 \times 13) \\ &= 158,5 \text{ mm} \\ \emptyset &= 0,9 \end{aligned}$$

$$Mu_{\max} = 79215535,95 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 Ast &= \frac{0,85xfc'xbxd - \sqrt{(0,85xfc'xbxd)^2 - 1,7xfc'xbxMu/\emptyset}}{fy} \\
 &= \frac{0,85x41,5x1000x158,5 - \sqrt{(0,85x41,5x1000x158,5)^2 - 1,7x41,5x1000x79215535,95 / 0,9}}{390} \\
 &= 1502,6305 \text{ mm}^2 \\
 As &= 3,14 \times \frac{1}{4} \times (13^2) \\
 &= 132,665 \text{ mm}^2 \\
 n &= Ast / As \\
 &= \frac{1502,6305}{132,665} = 11,326 \approx 12 \text{ buah}, Ast = 1591,98 \text{ mm}^2 \\
 \text{maka dipasang tulangan } &12 \text{ D13-300mm.}
 \end{aligned}$$

4.9 Kontrol Lendutan

Batas lendutan yang terjadi diatur pada SNI T-12-2004, dimana lendutan yang terjadi tidak boleh melebihi dari $y = L/800$ (mm) saat layan yang dibebani sesuai dengan kombinasi beban terpilih, yaitu kombinasi pembebanan Daya Layan I.

Gambar 4.44 Kombinasi Pembebanan (lendutan)

Kombinasi	MS	MA	TD	Ews	TU	TG	PS
Daya Layan I	1	1	1	0,3	1	0,5	1

Dari hasil analisa program bantu MIDAS didapat defleksi yang terjadi pada struktur saat diberikan beban terfaktor sebesar :

$$\begin{aligned}
 \Delta_{\text{layan}} &< \Delta_{\text{ijin}} \\
 \Delta_{\text{layan}} &< L/800 \\
 37,191 \text{ mm} &< 55000/800 \\
 37,191 \text{ mm} &< 68,75 \text{ mm} \quad [\text{OK}]
 \end{aligned}$$

4.10 Sambungan antar Segmen Box Girder (*Shear Key*)

Desain sambungan (*shear key*) antar segmen mengacu pada *Bridge Design Specifications- American Segmental Bridge Institute*, 2005. Desain sambungan untuk *box girder precast segmental* terbagi menjadi dua bagian sambungan :

- *Shear key* : terletak pada sisi muka badan box girder yang biasanya dibuat bergelombang untuk mendapatkan kinerja sambungan geser yang optimal.
- *Alignment key* : terletak pada pelat atas dan bawah box girder. Sambungan ini tidak diharapkan untuk menyalurkan gaya geser utama yang terjadi, melainkan sebagai penyelaras antara dua segmen yang diangkat secara vertikal dan horizontal. Untuk *single cell box girder*, umumnya tiga buah *alignment key* dipasang pada plat atas dan plat bawah.

Parameter desain :

Data penampang box girder :

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

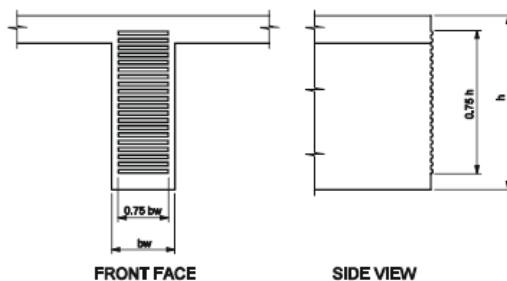
$$bw = 425.2 \text{ mm}$$

maka didapat parameter untuk desain *shear key* :

$$d = 0,75 \times h = 0,75 \times 3000 = 2250 \text{ mm}$$

$$\text{panjang} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{lebar} = 0,75 \times bw = 0,75 \times 425,2 = 318,9 \text{ mm}$$



Gambar 4.45 Detail sambungan antar segmen

Desain Kekuatan Geser dari Sambungan

Pada perencanaan kekuatan geser sambungan digunakan segmen tipikal dengan panjang segmen 2550 mm. Gaya geser akibat berat sendiri segmen dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_{dc} &= \text{berat segmen tipikal} \times \text{panjang segmen tipikal} \\ &= 190,252 \text{ kN/m} \times 2,55\text{m} \\ &= 485,142 \text{ kN} \\ &= 485142.6 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser terfaktor didapat dari perhitungan berikut :

$$\begin{aligned} \text{diff} &= 2\% \text{ dari } V_{dc} \\ &= 9702.852 \text{ N} \\ V_u &= 1,1 \times (V_{dc} + \text{diff}) \\ &= 1,1 \times (485142.6 + 9702.852) \\ &= 544329.9972 \text{ N} \end{aligned}$$

Sambungan direncanakan pada salah satu bagian badan (*web*) *box girder*, dimana gaya geser dapat dihitung sebagai berikut :

$$V_c = \frac{0,5 V_u}{\phi}, \text{ pada badan}$$

$$V_c = A_k \cdot v, \text{ pada sambungan}$$

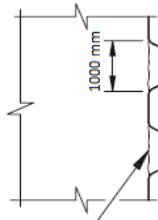
Pada badan :

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{0,5 \times 544329.9972}{0,9} \\ &= 302405.55 \text{ N} \end{aligned}$$

Pada sambungan antar segmen :

$$\begin{aligned} A_k &= \text{luas shear key} \\ &= 100 \times 318,9 \\ &= 31890 \text{ mm}^2 \\ v &= 2\sqrt{f_c} (\text{psi}) = 1.069828341 \text{ N/mm}^2 \\ V_c &= 31890 \times 1.069828341 \\ &= 34116.83 \text{ N} \end{aligned}$$

$$n_{\text{gigi}} = \frac{Vc \text{ per badan}}{Vc \text{ per sambungan}} = \frac{302405.55}{34116.83} = 8,863 \approx 9 \text{ buah}$$



Gambar 4.46 Gigi Kunci Pada Sambungan Antar Segmen

4.11 Perletakkan (*Bearing*)

Pada desain *flyover* ini direncanakan menggunakan perletakkan *pot bearing* dengan 3 jenis model *pot bearing*, yaitu : *Fixed* (TF), *Guided* (TGe), dan *Free* (Tga). *Pot bearing* diposisikan pada tiap ujung bentang dengan dua titik perletakkan seperti pada gambar berikut :



Gambar 4.47 Posisi *Pot Bearing*

Penentuan Tipe *Pot Bearing* yang Digunakan

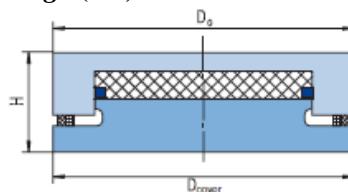
Dari program bantu MIDAS didapatkan reaksi pada perletakkan yang terjadi sebesar :

Tabel 4.45 Reaksi Pada Perletakan

No	Shear X (kN)	Shear Y (kN)	Shear Z (kN)	Momen X (kNm)	Momen Y (kNm)	Momen Z (kNm)
1	-263.6	-	5871.2	0	0	0
2	263.6	-	6017	0	0	0
3	-	-55.8	5890.1	0	0	0
4	-	-90.7	5998.1	0	0	0

Berdasarkan hasil reaksi yang didapat maka *pot bearing* yang digunakan akan didesain berdasarkan brosur MAURER Pot Bearings 2016. *Pot bearing* rencana harus memenuhi batas tegangan sebesar 26 N/mm².

[1] Fixed Pot Bearings (TF)



Gambar 4.48 Fixed Pot Bearing (TF)

digunakan tipe TF-6 dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$F_{z_{ijin}} = 6000 \text{ kN} \quad D_o = 600 \text{ mm}$$

$$F_{y_{ijin}} = 900 \text{ kN} \quad \text{Berat} = 192 \text{ kg}$$

$$H = 100 \text{ mm} \quad \sigma_{ijin} = 26 \text{ N/mm}^2$$

$$D_{cover} = 600 \text{ mm}$$

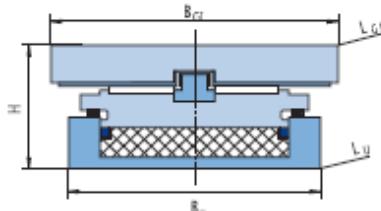
Cek batas tegangan :

$$A = 3,14 \times \frac{1}{4} \times (600^2) = 282600 \text{ mm}^2$$

$$P = 5871200 \text{ N}$$

$$\sigma_R = \frac{P}{A} = \frac{5871200}{282600} = 21,231 \text{ N/mm}^2 < 26 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{OK}]$$

[2] Unilaterally Mobile Pot Bearings (TGe)



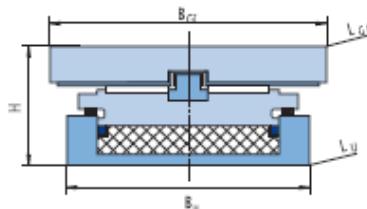
Gambar 4.49 Unilaterally Mobile Pot Bearings (TGe)
digunakan tipe TGe-7 ex=±1000mm dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll} F-z_{ijin} = 7000 \text{ kN} & Dcover = 925 \text{ mm} \\ F-y_{ijin} = 1050 \text{ kN} & Berat = 539 \text{ kg} \\ H = 156 \text{ mm} & \sigma_{ijin} = 26 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Cek batas tegangan :

$$\begin{aligned} A &= 3,14 \times \frac{1}{4} \times (925)^2 = 671665.625 \text{ mm}^2 \\ P &= 6017000 \text{ N} \\ \sigma_R &= \frac{P}{A} = \frac{6017000}{671665.625} = 10,422 \text{ N/mm}^2 < 26 \text{ N/mm}^2 [\text{OK}] \end{aligned}$$

[3] Unilaterally Mobile Pot Bearings (TGe)



Gambar 4.50 Unilaterally Mobile Pot Bearings (TGe)
digunakan tipe TGe-6 ex=±1000mm dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll} F-z_{ijin} = 6000 \text{ kN} & Dcover = 875 \text{ mm} \\ F-y_{ijin} = 900 \text{ kN} & Berat = 460 \text{ kg} \\ H = 149 \text{ mm} & \sigma_{ijin} = 26 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

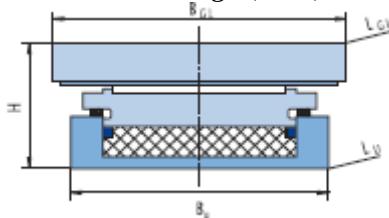
Cek batas tegangan :

$$A = 3,14 \times \frac{1}{4} \times (875^2) = 601015.625 \text{ mm}^2$$

$$P = 5890100 \text{ N}$$

$$\sigma_R = \frac{P}{A} = \frac{5890100}{601015.625} = 9,983 \text{ N/mm}^2 < 26 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{OK}]$$

[4] Generally Mobile Pot Bearings (TGa)



Gambar 4.51 *Generally Mobile Pot Bearings (TGa)*
digunakan tipe TGa-6 ex=±1000mm dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$F_{Z_{ijin}} = 6000 \text{ kN} \quad D_{cover} = 855 \text{ mm}$$

$$F_{Z_{ijin}} = 900 \text{ kN} \quad \text{Berat} = 344 \text{ kg}$$

$$H = 138 \text{ mm} \quad \sigma_{ijin} = 26 \text{ N/mm}^2$$

Cek batas tegangan :

$$A = 3,14 \times \frac{1}{4} \times (855^2) = 601015,63 \text{ mm}^2$$

$$P = 5998100 \text{ N}$$

$$\sigma_R = \frac{P}{A} = \frac{5998100}{601015,63} = 10,456 \text{ N/mm}^2 < 26 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{OK}]$$

4.12 Struktur Sekunder

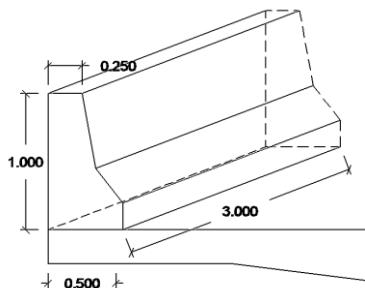
Struktur sekunder pada perencanaan ini berupa pembatas jalan atau *railing*. Berdasarkan pada SNI 1725-2016, fungsi utama *railing* yaitu untuk memberikan keamanan kepada pengguna jalan.

4.12.1 Perencanaan Pembatas Jalan (*Railing*)

Perencangan *railing* harus memenuhi pengujian tumbukan yang sesuai dengan kriteria kinerja yang diharapkan. Kriteria **Kinerja-4** digunakan pada jalan arteri dengan kecepatan rencana tinggi, jalan bebas hambatan, jalan ekspress, dan jalan antar kota dengan campuran truk dan kendaraan berat.

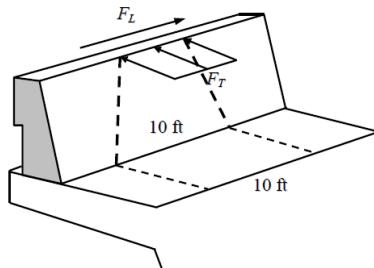
Data perencanaan :

1. Panjang total jembatan = 55 meter
2. Mutu beton (f'_c) = 20,75 MPa (**K250**)
3. Mutu baja (f_y) = 240 MPa



Gambar 4.52 Dimensi Parapet

Pembatas jalan direncanakan setinggi 1000 mm terhitung dari permukaan box girder, lebar bawah 500 mm dan lebar atas 250 mm. Penyebaran menyilang rencana direntangkan dengan jarak memanjang 3000 mm (10 ft) dari bagian bawah pembatas jalan. Berdasarkan AASHTO Tabel A13.2-1, pembatas jalan dengan **Kinerja-4** yang direncanakan harus mampu untuk menahan beban tumbukan rencana sebesar $F_T = 240,203$ kN dan $F_L = 80,068$ kN.



Gambar 4. 53 Gaya yang Terjadi pada Parapet

Sehingga momen yang dipikul oleh pembatas jalan sebesar :

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{F_T \times \text{tinggi pembatas jalan}}{\text{panjang penyebaran}} \\ &= \frac{240,203 \times 1}{3} \\ &= 80,068 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\varnothing} = \frac{80,068 \times 1}{0,8} = 100,085 \text{ kNm}$$

4.12.2 Penulangan Pembatas Jalan

Penulangan pembatas jalan berdasarkan pada RSNI T-12-2004, dengan data perencanaan sebagai berikut :

Dimensi pembatas jalan = 3 x 0.5 m

Beton decking = 40 mm

Tulangan utama = D16 mm

Sengkang = D10 mm

$$Mu = 100,085 \text{ kNm}$$

$$= 100,085 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$d = 500 - 40 - (16/2)$$

$$= 452 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\varnothing \cdot b \cdot d^2} = \frac{100,085 \times 10^6}{0,8 \cdot 3000 \cdot 452^2} = 0,204 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{240}{0,85 \times 20,75} = 13,607 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{240} = 0,006 \\
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \cdot fc' \cdot \beta}{fy} \times \frac{600}{600 \cdot fy} \\
 &= \frac{0,85 \times 20,75 \times 0,85}{240} \times \frac{600}{600+240} = 0,045 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,045 = 0,0335 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{13,607} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,607 \times 0,204}{240}} \right) \\
 &= 0,0009
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$ maka dipakai ρ_{\min} :

$$\begin{aligned}
 As_{\text{perlu}} &= \rho_{\min} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,006 \times 3048 \times 452 \\
 &= 8036,560 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{\text{tulangan}} = 3,14 \times (8)^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

Maka dibutuhkan tulangan 40 D16 ($As = 8038,4 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan sengkang} &= 0,2 \times As_{\text{tulangan utama}} \\
 &= 0,2 \times 8038,4 \\
 &= 1607,68 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{\text{tulangan}} = 3,14 \times (5)^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

Maka dibutuhkan tulangan sengkang 21 D10 ($As = 1648,5 \text{ mm}^2$).

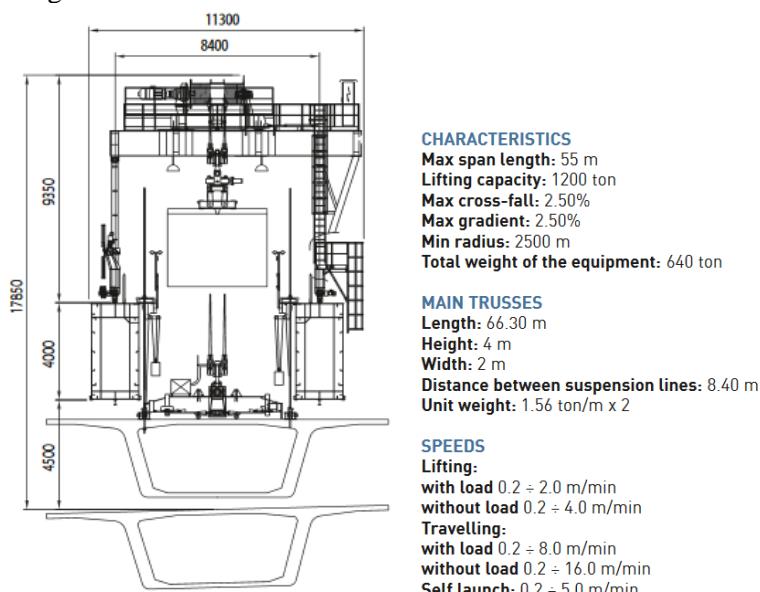
4.13 Metode Kontruksi

Metode konstruksi yang digunakan dalam perencanaan ini adalah metode *span-by-span* dengan penampang *precast segmental box girder*. Pelaksanaan dengan sistem *precast* dipilih karena durasi pelaksanaan yang relatif cepat, kontrol kualitas yang optimal, dan mutu material dapat tercapai sesuai dengan desain rencana.

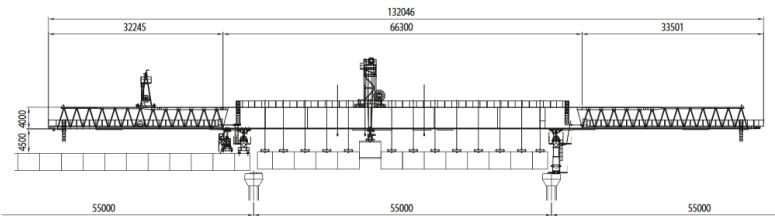
Metode *span-by-span* berbeda dengan metode pelaksanaan lainnya, karena dalam pelaksanaan metode ini seluruh segmen dapat diangkat (*erection*) secara bersamaan dan diposisikan pada tumpuan berupa kesatuan segmen yang telah menyatu menjadi bentang utuh.

4.13.1 Spesifikasi Gantry

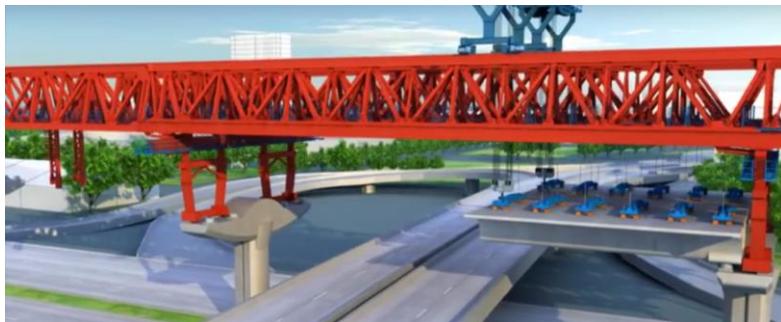
Gantry yang digunakan dalam pelaksanaan ini adalah *Launching Gantry Model LGS-1200-55, Deal Equipment*, dengan spesifikasi sebagai berikut :



Gambar 4.54 Spesifikasi *Gantry*



Gambar 4.55 Metode span-by-span
Sumber : Brosur Deal Equipment



Gambar.
Sumber : Dokumentasi OVM



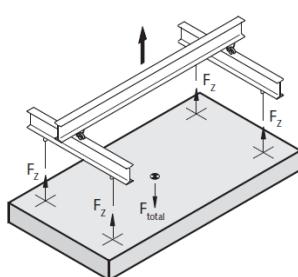
Gambar
Sumber : Dokumentasi OVM

4.13.2 Sistem Pengangkatan (*Lifting System*)

Pengangkatan (*erection*) segmen *box girder* dengan metode *span-by-span* dilakukan dengan menggantung segmen secara bersamaan. Sistem pengangkatan memerlukan angkur dan *link* sebagai penghubung antara segmen *box girder* dengan *gantry* yang menggunakan HALFEN HD-Socket Lifting System 2016 dengan parameter desain sebagai berikut:

Tabel 4.46 Parameter Desain Tulangan Angkat

Parameter Desain	Fabrikasi		Pelaksanaan erection
	Demould	Deliver	
G	segmen tumpuan	857.442 kN	857.442 kN
	segmen deviator	461.019 kN	461.019 kN
	segmen tipikal	485.143 kN	485.143 kN
A	Mould Area	20 m ²	-
q	Adhesion to mould	2 kN/m ²	-
f	faktor alat berat	1	1,5
z	faktor sudut pengangkatan	1 ($\beta = 0^\circ$)	1 ($\beta = 0^\circ$)
Kuat Beton		31.125 MPa	41.5 MPa



Gambar 4.56 Pengangkatan Menggunakan *Spreader-Beam*

Sumber: Brosur HALFEN HD Socket Lifting System 201 dan Dokumentasi DSI group (proyek: Bogor Outer Ring Road)

Pengangkatan box girder menggunakan *spreader-beam* untuk mencapai distribusi berat secara merata dan menhindari gaya secara diagonal.

Perhitungan gaya yang terjadi pada angkur (Fz)

1. Segmen Tumpuan

Titik pengangkuran (n) didesain sebanyak 6 buah.

Saat fabrikasi proses *demoulding* :

$$F_z = \frac{(G + (q \times A))x_{xfxz}}{n} = \frac{(857.442 + (2 \times 20))x_1x_1}{6} = 149,573 \text{ kN}$$

Saat fabrikasi proses perpindahan :

$$F_z = \frac{(G)x_{fxz}}{n} = \frac{(857.442)x_1x_1}{6} = 142,907 \text{ kN}$$

Saat pengangkatan di lapangan :

$$F_z = \frac{(G)xfxz}{n} = \frac{(857.442)x_1,5x_1}{6} = 214,360 \text{ kN}$$

Maka digunakan gaya terbesar, $F_z = 214,360 \text{ kN}$

2. Segmen Deviator

Titik pengangkuran (n) didesain sebanyak 6 buah.

Saat fabrikasi proses *demoulding* :

$$F_z = \frac{(G + (q \times A))x_{xfxz}}{n} = \frac{(461.019 + (2 \times 20))x_1x_1}{6} = 83,503 \text{ kN}$$

Saat fabrikasi proses perpindahan :

$$F_z = \frac{(G)x_{fxz}}{n} = \frac{(461.019)x_1x_1}{6} = 76,846 \text{ kN}$$

Saat pengangkatan di lapangan :

$$F_z = \frac{(G)xfxz}{n} = \frac{(461.019)x_1,5x_1}{6} = 115,255 \text{ kN}$$

Maka digunakan gaya terbesar, $F_z = 115,255 \text{ kN}$

3. Segmen Tipikal

Titik pengangkuran (n) didesain sebanyak 6 buah.

Saat fabrikasi proses *demoulding* :

$$F_z = \frac{(G + (q \times A))x_{xfxz}}{n} = \frac{(485.143 + (2 \times 20))x_1x_1}{6} = 87,524 \text{ kN}$$

Saat fabrikasi proses perpindahan :

$$F_z = \frac{(G)x f_{xz}}{n} = \frac{(485.143)x 1x1}{6} = 80,857 \text{ kN}$$

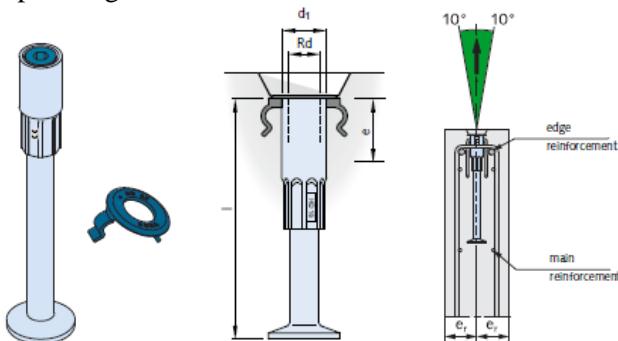
Saat pengangkatan di lapangan :

$$F_z = \frac{(G)x f_x z}{n} = \frac{(485.143)x1,5x1}{6} = 121,286 \text{ kN}$$

Maka digunakan gaya terbesar, $F_z = 121,286 \text{ kN}$

Pemilihan Tipe Angkur

Angkur pasang didesain menggunakan HD-Anchor HALFEN dengan tipe sebagai berikut :



Gambar 4.57 *Lifting Link*

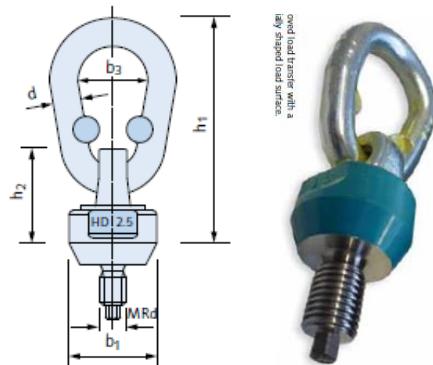
Sumber : Brosur HALFEN HD Socket Lifting System 2016

Tabel 4.47 Tipe Angkur- *Lifting System*

Segmen	Tipe Angkur	Thread Diameter	Sleeve Diameter	Length	Screw Depth	Allowable Load	F_z
		Rd	d1 (mm)	l (mm)	e (mm)	(kN)	(kN)
Tumpuan	6360-25	64	83	630	98	250	214,360
Deviator	6360-12,5	42	55	550	75	125	115,255
Tipikal	6360-12,5	42	55	550	75	125	121,286

Pemilihan Tipe *Lifting Link*

Lifting link didesain menggunakan HD-Rotary head lifting link HALFEN dengan tipe sebagai berikut :



Gambar 4.58 *Lifting Link*

Sumber : Brosur HALFEN HD Socket Lifting System 2016

Tabel 4.48 Spesifikasi *Lifting Link*

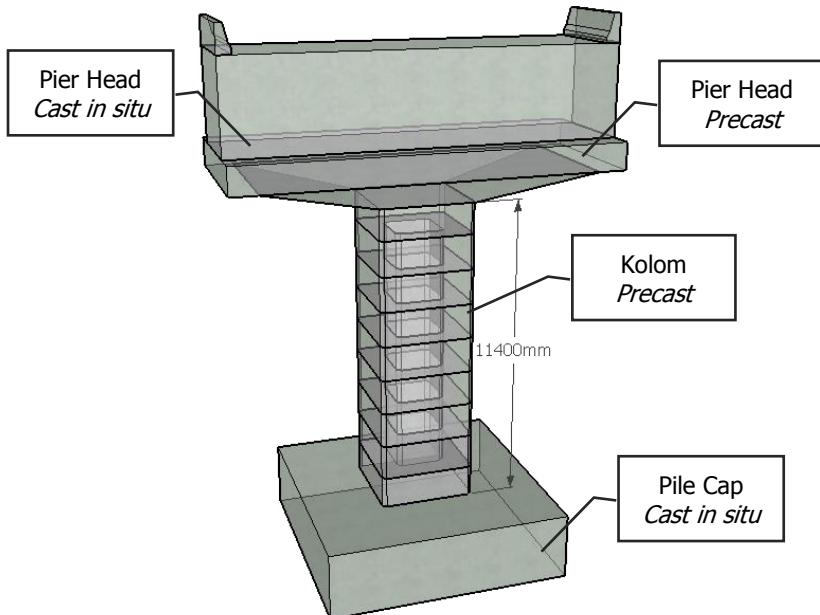
Segmen	Tipe Lifting Link	Thread	b1	b3	h1	h2	wrench	d	Allw Load	Fz
		Rd	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)
Tumpuan	6367-25	64	110	70	246	59	95	30.5	250	214,360
Deviator	6367-42	42	95	60	201	48	75	23	125	115,255
Tipikal	6367-42	42	95	60	201	48	75	23	125	121,286

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

5.1 Umum

Desain struktur bawah pada perencanaan Jalan Tol Bekasi-Cawang-Kampung-Melayu Seksi 1C direncanakan menggunakan pilar dengan tipe *hammerhead* yang menghubungkan dua bentang dengan struktur *box girder* dan I-girder. Perencanaan desain pilar menggunakan metode *precast* untuk kolom dan kepala pilar (*pier head*). Penggunaan metode *precast* diharapkan menjadi solusi dalam tantangan konstruksi yang cepat dan efektif sehingga dapat mengurangi permasalahan non teknis.



Gambar 5.1 Desain Pier

5.2 Pembebaan pada Struktur Bawah

Beban-beban yang dapat mempengaruhi desain struktur ditentukan sebagai berikut :

5.2.1 Berat Sendiri (MS)

<i>Pier Head</i>	= A x berat jenis beton = $8,25 \times 24,5 = 202,125 \text{ kN/m}$
Kolom	= A x berat jenis beton = $7,28 \times 24,5 = 178,36 \text{ kN/m}$
<i>Pile Cap</i>	= A x berat jenis beton = $18 \times 24,5 = 441 \text{ kN/m}$

5.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

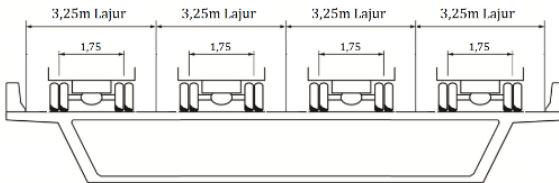
Beban mati tambahan yang dihitung merupakan berat dari parapet dan aspal yang dianggap sebagai beban merata pada struktur.

Tabel 5.1 Beban Mati Tambahan

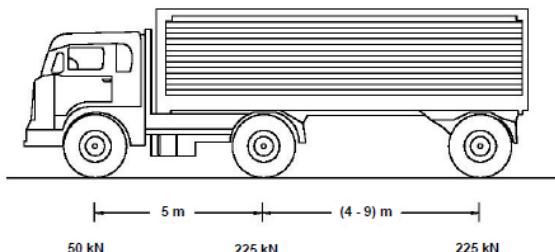
No	Jenis	Lebar (m)	Tinggi (m)	A (m ²)	Berat jenis (kN/m ³)	Berat (kN/m)
1	Parapet	0.5	1	1	24	24
2	Aspal	13	0.08	1.040	22	22.88

5.2.3 Beban Hidup Kendaraan (TD)

Beban hidup kendaraan diasumsikan sebagai beban roda truk sebesar 225 kN dan terbagi menjadi dua beban terpusat sebesar 112,5 kN yang diletakkan pada tiap lajur lalu lintas rencana. Lajur lalu lintas rencana telah ditentukan pada Bab 4.4.3 sebanyak 4 lajur dengan lebar masing-masing sebesar 3250 mm.



Gambar 5.2 Lajur rencana beban hidup kendaraan



Gambar 5.3 Truk “T”

5.2.4 Pengaruh Temperatur

Efek perubahan temperatur ditinjau berdasarkan SNI 1725-2016 dengan memperhitungkan akibat temperatur merata (TU) dan akibat temperatur gradien (TG). Temperatur dasar diambil sebesar 30°C.

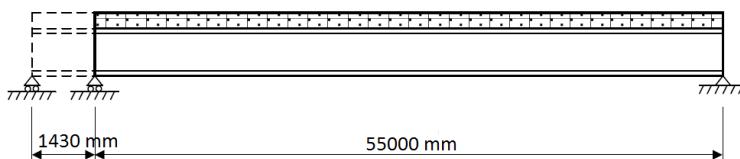
Simpangan akibat beban temperatur (Δ_T) :

$$\text{Temperatur minimum} = 15^\circ\text{C}$$

$$\text{Temperatur maksimum} = 40^\circ\text{C}$$

$$\text{Koefisien muai temperatur } (\alpha) = 11 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$$

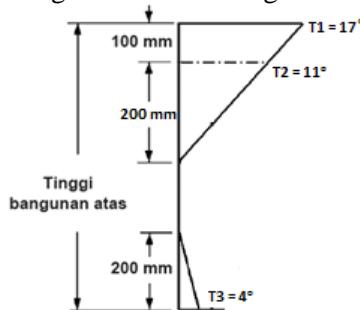
$$\begin{aligned}\Delta_T &= \alpha \cdot L (T_{\max} - T_{\min}) \\ &= 11 \times 10^{-6} \cdot 52 \times 10^3 \cdot (40-15) \\ &= 1430 \text{ mm}\end{aligned}$$



Gambar 5.4 Perubahan akibat temperatur merata

Variasi Temperatur (TG) :

Gradien temperatur digunakan menurut grafik berikut :



Gambar 5.5 Gradien Temperatur (TG)

5.2.5 Beban Angin pada Struktur (EWs)

Pengaruh tekanan angin terhadap struktur ditentukan berdasarkan SNI 1725-2016 dengan persamaan berikut :

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

dimana :

Kecepatan Gesek Angin	$V_0 =$	19,3	km/jam
Kecepatan Dasar Angin	$V_B =$	90	km/jam
Kecepatan angin elv. 1000 m	$V_{10} =$	90	km/jam
Panjang Geseikan di hulu	$Z_0 =$	2500	mm
Elevasi struktur dari perm. tanah	$Z =$	15000	mm

$$\begin{aligned}
 V_{DZ} &= 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \\
 &= 2,5 \times 19,3 \times \left(\frac{90}{90} \right) \ln \left(\frac{15000}{2500} \right) \\
 &= 86,452 \text{ km/jam}
 \end{aligned}$$

Beban Angin pada Kolom

$$P_B = 0,0019 \text{ (SNI 1725-2016, Tabel 29)}$$

$$\begin{aligned}
 P_D &= P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\
 &= 0,0019 \times \left(\frac{86,45}{90} \right)^2 \\
 &= 0,001753164 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

5.2.6 Beban Angin pada Kendaraan (EWI)

Tekanan angin pada kendaraan diasumsikan berdasarkan SNI 1725-2016 sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan.

5.2.7 Beban Gempa

Beban gempa yang terjadi akan dibahas pada Bab 5.3 mengenai analisis beban gempa.

5.2.8 Beban Struktur Atas

Beban yang berasal dari struktur atas berupa gaya-gaya yang terjadi pada tumpuan (*bearing*) tiap bentang. Gaya yang diambil berdasarkan kombinasi pembebanan terpilih, ditinjau dan diambil masing-masing terbesar dari tiap kombinasi beban terfaktor Kuat dan Ekstrem.

Tabel 5.2 Kombinasi beban terfaktor

Kombinasi	MS	MA	TD	TB	TU	EQ-X	EQ-Y
Kuat-I	1.2	2	1.8	1.8	0.5	-	-
Ekstrem-I (X)	1.2	2	0.3	0.3	-	1	0.3
Ekstrem-I (Y)	1.2	2	0.3	0.3	-	0.3	1

Struktur Bangunan Atas : Box Girder

Berdasarkan hasil analisis gaya dari MIDAS, maka didapat reaksi terbesar yang terjadi pada tumpuan (*bearing*) berasal dari kombinasi beban terfaktor Kuat-I dan Ekstrem-I arah gempa-Y.

Tabel 5.3 Reaksi pada tumpuan (box girder)

Node	Tumpuan	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
33	<i>fix</i>	8838.856	2328.775	9063.994
34	<i>guided-x</i>	0	1532.105	9143.375
35	<i>guided-y</i>	8838.856	0	9063.993
36	<i>free</i>	0	0	9143.376

Struktur Bangunan Atas : I-Girder

Berdasarkan hasil analisis gaya dari MIDAS, maka didapat reaksi terbesar yang terjadi pada tumpuan (*bearing*) berasal dari kombinasi beban terfaktor Ekstrem-I arah gempa-Y.

Tabel 5.4 Reaksi pada tumpuan (I-girder)

Node	Tumpuan	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
1	<i>fix</i>	345.3408	89.67667	2150.992
7	<i>guided-x</i>	0	89.64444	2150.992

5.2.9 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban – beban yang bekerja pada struktur hanya beban – beban mati saja dan beban hidup sementara akibat pekerja konstruksi. Sedangkan pada masa layan, beban – beban hidup permanen dari aktivitas pemakai gedung dan barang – barang yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban – beban yang bekerja dengan faktor beban *Load Resistance Factor Design (LRFD)*

Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur jembatan ini mengacu pada SNI 1725:2016 tentang Pembebanan untuk Jembatan sebagai berikut:

Kombinasi pada Keadaan Batas : Kuat (*Strength*)

Kuat-I : $1,2MS + 2MA + 1,8TD + 1,8 TB \pm 0,5TU + 1PR$

Kuat-III : $1,2MS + 2MA \pm 1,4EWs \pm 0,5TU + 1PR$

Kuat-V : $1,2MS + 2MA \pm 0,4EWs \pm 1EWl \pm 0,5TU + 1PR$

Kombinasi pada Keadaan Batas : Ekstrem

Ekstrem-Ix: $DL + 0,3 LL + EQx + 0,3 EQy$

Ekstrem-Iy: $DL + 0,3 LL + EQy + 0,3 EQx$

Kombinasi pada Keadaan Batas : Layan (*Service*)

Layan-I : 1MS + 1MA + 1TD + 1TB \pm 0,3EWs \pm 1EWl \pm 1,2TU + 1PR

Layan-III : 1MS + 1MA + 0,8TD + 1TB \pm 1,2TU + 1PR

Keterangan :

- MS : Beban mati komponen struktural dan non struktural
- MA : Beban mati perkerasan dan utilitas
- TD : Beban lajur "D"
- TB : Gaya akibat rem
- EWs : Beban angin pada struktur
- EWl : Beban angin pada kendaraan
- TU : Gaya akibat temperatur seragam
- TG : Gaya akibat temperatur gradien
- PR : Gaya akibat tendon prategang
- EQx : Gaya gempa arah-x
- EQy : Gaya gempa arah-y

5.3 Analisis Gempa

Desain struktur jembatan harus mampu menahan beban gempa dengan periode ulang 1000 tahun dengan kemungkinan 10% untuk dilewati, tetapi struktur tidak boleh mengalami keruntuhan (*collapse*). Analisis beban gempa dilakukan menggunakan metode analisis respon spektrum berdasarkan RSNI 2833:201X tentang Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa dan perhitungan gaya-gaya yang terjadi berdasarkan program bantu MIDAS 2011.



Gambar 5.6 Lokasi jembatan JORR, Kalimalang, Bekasi [Lokasi: (Lat: -6.249845700000001, Long: 106.9565622999997)].

5.3.1 Definisi Kelas Situs

Klasifikasi situs pada Jalan Tol Bekasi-Cawang-Kampung Melayu berdasarkan data *drilling log* di PWB 235 dan SNI 2833:201X pasal 5.3.1 sebagai berikut :

Tabel 5.5 Kelas Situs

Kelas Situs	\overline{Vs} (m/s)	\bar{N}	\overline{Su} (kPa)
A. Batuan Keras	$\overline{Vs} \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \overline{Vs} \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \overline{Vs} \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\overline{Su} > 100$
d. Tanah Sedang	$175 < \overline{Vs} \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 < \overline{Su} < 100$
E. Tanah Lunak	$\overline{Vs} < 175$	$\bar{N} < 15$	$\overline{Su} < 50$

Tabel 5.6 Klasifikasi Tanah PWB 235

Depth (m)	Soil Type	SPT-N Average	Grafik SPT	Tebal Lapisan (di)	di/ni
0	silty clay	0		0	0
-2	silty clay	13		2	0.154
-4	silty clay	10		2	0.200
-6	sand	60		2	0.033
-8	sand	60		2	0.033
-10	sand	60		2	0.033
-12	silty sand	51		2	0.039
-14	silty sand	55		2	0.036
-16	sand	58		2	0.034
-18	sand	60		2	0.033
-20	silty sand	52		2	0.038
-22	silty sand	60		2	0.033
-24	silty sand	54		2	0.037
-26	silty sand	40		2	0.050
-28	sandy silt	48		2	0.042
-30	clayey silt	52		2	0.038
-32	sand	60		2	0.033
-34	silty clay	16		2	0.125
-36	silty clay	20		2	0.100
-38	silty clay	14		2	0.143
-40	silty clay	18		2	0.111
-42	silty sand	36		2	0.056
-44	silty sand	54		2	0.037
-46	silty sand	58		2	0.034
-48	clayey silt	17		2	0.118
-50	clayey silt	20		2	0.100
-52	clayey silt	22		2	0.091
-54	silty sand	19		2	0.105
-56	silty sand	27		2	0.074
-58	silty sand	36		2	0.056
-60	sand	48		2	0.042
			$\Sigma d_i = 60$	$\Sigma (d_i / N_i) = 2.061$	

Tahanan Penetrasi Standara Lapangan Rata-Rata (\bar{N})

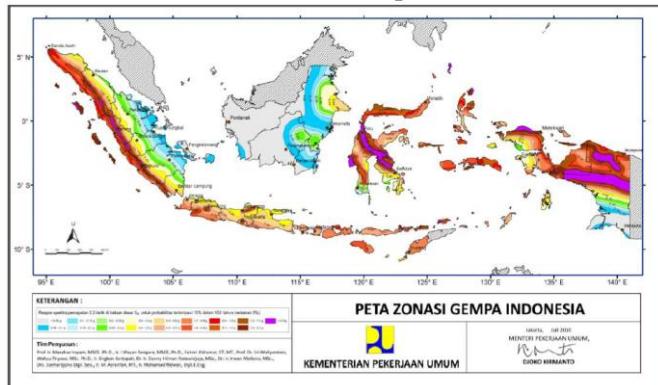
Nilai N rata-rata sebesar :

$$\bar{N} = \frac{\sum di}{\sum (di / Ni)} = 29,116$$

Berdasarkan SNI 2833:213 Pasal 5.3.1, klasifikasi situs di PWB 235 merupakan **Tanah Sedang** dengan $15 \leq \bar{N} \leq 50$

5.3.2 Penentuan Parameter Respons Spektra

Penentuan respons spektra berdasarkan RSNI 2833:201X tentang Perancangan Jembatan terhadap Beban Gempa dengan nilai S_s dan S₁ diambil dari Peta Gempa Indonesia tahun 2010.



Gambar 5.7 Peta Respon Spektra Percepatan 0,2 detik (S_s) di Batuan Dasar (S_B) untuk Probabilitas Terlampaui 10% dalam 1000 tahun



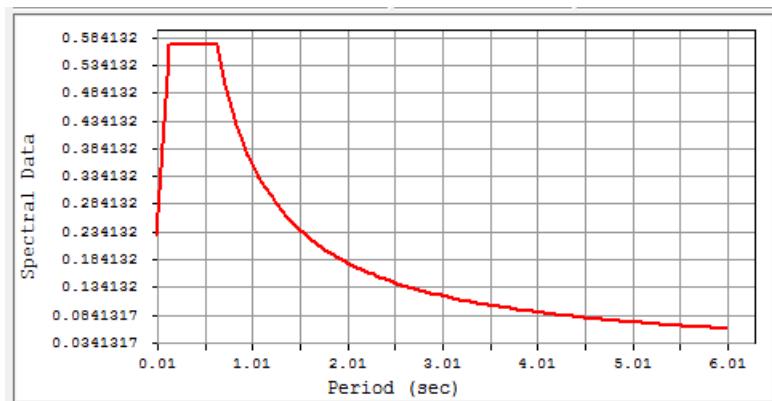
Gambar 5.8 Peta Respon Spektra Percepatan 0,1 detik (S₁) di Batuan Dasar (S_B) untuk Probabilitas Terlampaui 10% dalam 1000 tahun

Dari analisis beban gempa berdasarkan wilayah peta gempa Indonesia tahun 2010 untuk tipe tanah D (sedang), maka didapatkan parameter respons spektra sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll} \text{PGA} & = 0,358 \text{ g} \\ \text{Ss} & = 0,685 \text{ g} \\ \text{S1} & = 0,298 \text{ g} \end{array} \quad \begin{array}{ll} \text{FPGA} & = 1,142 \\ \text{FA} & = 1,252 \\ \text{FV} & = 1,805 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{SD}_s & = 0,572 \\ \text{SD}_1 & = 0,358 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Ts} & = 0,626 \text{ detik} \\ \text{T0} & = 0,125 \text{ detik} \end{array}$$



Gambar 5.9 Grafik Respon Spektra

5.3.3 Faktor Modifikasi Respon (R)

Penggunaan faktor modifikasi respons berdasarkan RSNI 2833:201X pasal 5.7.1 sebagai berikut :

Tabel 5.7 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	1,5	2,0	3,0
Tiang vertikal	1,5	1,5	2,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
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

Catatan:

Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

Faktor modifikasi respons yang digunakan dalam perencanaan bangunan bawah yaitu R = 2.

Tabel 5.8 Faktor Mofifikasi Respons (R) untuk Hubungan antar Elmen Struktur

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

5.3.4 Kombinasi Pengaruh Gaya Gempa

Berdasarkan RSNI 2833:201X pasal 5.8, gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan sehingga memiliki dua tinjauan pembebanan sebagai berikut :

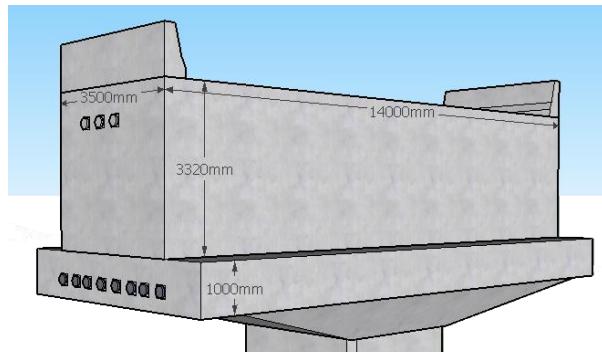
- 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y.
- 100% gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x.

Sehingga apabila diaplikasi dengan memperhitungkan variasi arah kombinasi gaya gempa menjadi sebagai berikut :

1. $DL + 0,3 LL + EQ_x + 0,3 EQ_y$
2. $DL + 0,3 LL + EQ_y + 0,3 EQ_x$

5.4 Desain Pier Head

Perencanaan kepala pilar (*pier head*) menggunakan beton mutu K-500 dengan baja prategang (*prestressed concrete*).



Gambar 5.10 Kepala Pilar (*Pier Head*)

Desain kepala pilar terbagi menjadi dua bagian; atas (PH-1) dan bawah (PH-2) dimana pelaksanaan pemasangan kepala pilar berbeda. Pada saat konstruksi, pilar bagian bawah (PH-2) merupakan penampang *precast* dan bagian atas (PH-1) merupakan penampang *cast in-situ* (cor di tempat). Kedua bagian pilar diberikan tendon prategang dengan sistem pasca-tarik (*post-tensioning*).

5.4.1 Karakteristik Material

Material yang digunakan dalam perencanaan struktur ini adalah beton mutu K-500.

5.5.1.2 Mutu Beton K-500

Kekuatan Tekan Beton :

- Kuat tekan rencana (28 hari) : $f'c = 41,5 \text{ MPa}$
- Kuat tekan beton awal (7 hari) : $fci = 75\% f'c = 31,125 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton (Ec) :

$$Ec = 4700 \times (f'c)^{0.5} = 4700 \times (41,5)^{0.5} = 30277,632 \text{ MPa}$$

Poisson ratio = 0,2 untuk beton

Tegangan ijin pada saat transfer :

Teg. ijin tekan saat transfer	: $0,6 fci = 18,675 \text{ MPa}$
Teg. ijin tarik	: $0,5\sqrt{fci} = 2,789 \text{ MPa}$

Tegangan ijin pada saat servis :

Teg. ijin tekan saat servis	: $0,45 f'c = 18,675 \text{ MPa}$
Teg. ijin tarik	: $0,5\sqrt{fc'} = 3,221 \text{ MPa}$

5.2.3 Baja Tulangan

Baja tulangan yang dipakai harus memenuhi SNI 2847-2013

Pasal 21.1.5 dengan komponen sebagai berikut :

- Mutu tulangan : $f_u = 390 \text{ MPa}$
- Modulus elastisitas : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

5.2.4 Baja Tendon Prategang

Baja prategang yang digunakan adalah *7-wire Grade 270, low relaxation strand* berdasarkan ASTM A416-74. Gaya jacking maksimum dibatasi saat tegangan mencapai 75% f_{pu} .

- Diameter : $d = 15,24 \text{ mm}$
- *Ultimate Tensile Strength* : $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$
- *Yield strength* : $f_{py} = 1674 \text{ MPa}$

5.4.2 Analisis Pembebanan

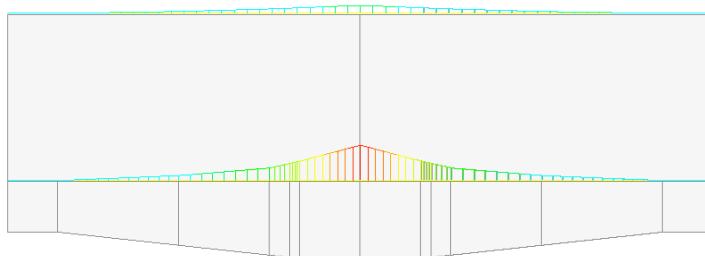
Analisis gaya yang terjadi akibat beban pada struktur dipilih yang terbesar pada saat pelaksanaan konstruksi atau layan dengan kombinasi pembebanan terpilih.

Kombinasi Pembebanan

Pembebanan ditinjau pada saat dua kondisi layan dan diambil terbesar sebagai yang menentukan. Pada saat pelaksanaan konstruksi, beban hidup kendaraan tidak ditinjau melainkan beban gantry yang digunakan sebagai pengangkat *box girder* yang ada. Sedangkan pada saat layan ketika seluruh beban sudah bekerja pada struktur atas sehingga memberikan pengaruh kepada struktur yang ditinjau.

Tabel . Kombinasi Pembebatan (struktur bawah)

Kombinasi	MS	MA	TD	TB	Ews	TU	PL	PS
Pelaksanaan	1	-	-	-	0.3	1.2	1	1
Daya Layan-1	1	1	1	1	0.3	1.2	-	1



Gambar 5.11 Diagram Momen

Berdasarkan hasil perhitungan dan *output* dari program bantu MIDAS, didapat nilai momen terbesar pada saat kombinasi pembebatan Layan-I dengan :

$$M_{max} = 6580182503 \text{ Nmm (PH-I)}$$

$$M_{max} = 29798223003,7 \text{ Nmm (PH-II).}$$

5.4.3 Preliminari Kebutuhan Tendon Prategang

Perhitungan kebutuhan tendon prategang awal berdasarkan beban-beban yang terjadi sesuai kombinasi pembebatan terpilih.

Kepala Pilar-I (PH-I)

Data penampang :

$$H = 3300 \text{ mm}$$

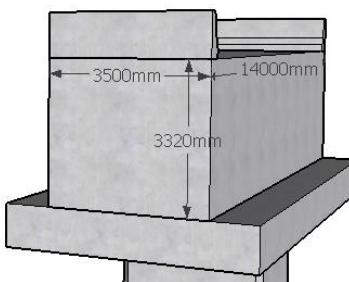
$$B = 3500 \text{ mm}$$

$$A = 8.25e+006 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 7.48688e+012 \text{ mm}^4$$

$$Y_b = 1650 \text{ mm}$$

$$e = 1050 \text{ mm}$$



Gambar 5.12 Dimensi Kepala Pilar-I

Perhitungan preliminari dilakukan pada saat layan dengan menggunakan tegangan tarik ijin saat layan.

$$\sigma = \frac{-F}{A} - \frac{F.e.Y}{I} + \frac{M.Y}{I}$$

$$3,221 = \frac{-F}{8.25e+006} - \frac{Fx1050x1650}{7,48688e12} + \frac{6580182503 x 1650}{7,48688e12}$$

$$3,221 = -3,53e-7 F + 1,45$$

$$F = \frac{3,221 - 1,45}{-3,53e7}$$

$$F = 5021945.571 \text{ N}$$

Cek kebutuhan tendon prategang :

Digunakan tendon prategang 7-wire Grade 270, low relaxation strand berdasarkan ASTM A416-74 dengan 12 strands.

$$A_{st} = 140 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 1860 \text{ MPa}$$

$$\text{Penarikan} = 75\% f_{pu} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Asumsi kehilangan prategang sebesar = 25%

$$\text{Maka gaya penarikan} = 25\% \times 1395 = 1046,25 \text{ MPa}$$

Kebutuhan tendon :

$$\frac{5021945,571}{(1046,25 \times 140 \times 12)} = 2,85 \approx 3 \text{ tendon } \varnothing 15,2-12.$$

Kepala Pilar-II (PH-II)

Data penampang :

$$H = 1500 \text{ mm}$$

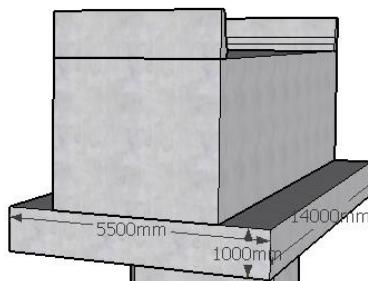
$$B = 5500 \text{ mm}$$

$$A = 6.75000e+006 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 1.26563e+012 \text{ mm}^4$$

$$Y_b = 750 \text{ mm}$$

$$e = 550 \text{ mm}$$



Gambar 5.13 Dimensi Kepala Pilar-II

Perhitungan preliminari dilakukan pada saat layan dengan menggunakan tegangan tarik ijin saat layan.

$$\sigma = \frac{-F}{A} - \frac{F.e.Y}{I} + \frac{M.Y}{I}$$

$$3,221 = \frac{-F}{8,25e+006} - \frac{Fx600x750}{1,26563e+012} + \frac{6580182503 x 750}{1,26563e+012}$$

$$3,221 = -2,37037E-07 F + 1,77$$

$$F = \frac{3,221 - 1,77}{-3,53e7}$$

$$F = 60906759.69 \text{ N}$$

Cek kebutuhan tendon prategang :

Digunakan tendon prategang 7-wire Grade 270, low relaxation strand berdasarkan ASTM A416-74 dengan 27 strands.

$$A_{st} = 140 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 1860 \text{ MPa}$$

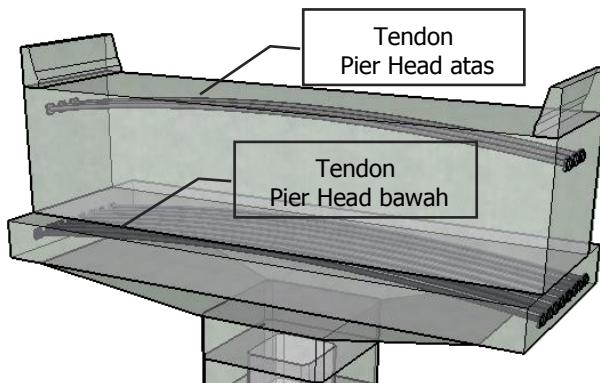
$$\text{Penarikan} = 75\% f_{pu} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Asumsi kehilangan prategang sebesar = 25%

$$\text{Maka gaya penarikan} = 25\% \times 1395 = 1046,25 \text{ MPa}$$

Kebutuhan tendon :

$$\frac{60906759.69}{(1046.25 \times 140 \times 12)} = 8,86 \approx 9 \text{ tendon } \varnothing 15,2-27.$$



Gambar 5.14 Posisi Tendon prategang (*pier head*)

5.4.4 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang ditinjau berdasarkan kehilangan gaya prategang jangka pendek dan kehilangan gaya prategang jangka panjang.

5.4.4.1 Kehilangan Jangka Pendek

1. Akibat Friksi

Gesekan antara kabel dengan selongsong tendon (*duct*) menyebabkan besarnya tarikan pada bagian awal tidak sama besarnya dengan tarikan pada bagian ujung, dimana penurunannya dapat dihitung dengan persamaan :

$$Fpx = Fo \cdot e^{-\Sigma(\mu\alpha+k.L)}$$

Digunakan PT-PLUS *plastic duct* dari VSL dengan :

koefisien friksi, $\mu = 0,14$

koefisien wobble, $k = 0,005$

Dengan profil tendon prategang berbentuk parabola maka persamaan lintasan tendon prategang dapat menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Y = -0.008x^2 + 0.114x + 1.050$$

$$\frac{dy}{dx} = \tan \alpha n = -0.016x + 0.114$$

$$\alpha = 2 \arctan (-0.016x + 0.114)$$

$$= 2 \arctan (-0.016 \cdot 14 + 0.114)$$

$$= -0.2276 \text{ rad}$$

$$Fo = 75\% \times 1860 \times 140 \times 36$$

$$= 7030800 \text{ N}$$

$$Fpx = 195300 \times e^{-(0,14 \times 0,2276) + (0,005 \times 14000)}$$

$$= 6263779,109 \text{ N}$$

2. Akibat Slip Angkur

Kehilangan gaya prategang saat transfer gaya prategang dari alat penegang ke angkur. Tapi akibat adanya friksi, maka besarnya kehilangan tegangan tidak merata, bahkan pengaruhnya relatif tidak sepenuh bentang.

$$x = \sqrt{d \cdot A_{st} \cdot E_s / m}$$

dengan,

$$d = \text{draw-in, diasumsikan} = 8 \text{ mm}$$

$$A_{st} = 140 \text{ mm}^2$$

$$m = (F_o - F_{px}) / L$$

$$= (7030800 - 6263779,109) / 14000$$

$$= 54,787 \text{ N/mm}$$

$$x = \sqrt{8 \times 140 \times 7030800 / 54,787} = 1,889 \text{ m}$$

$$F_x = F_o - (x/L \cdot (F_o - F_{px}))$$

$$= 7030800 - (1,889 / 14 \times (7030800 - 6263779,109))$$

$$= 6927309,192 \text{ N}$$

3. Perpendekan Elastis (ES)

Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastisbeton sendirinya.

$$\begin{aligned} f_{cir} &= \frac{-F_o}{A} - \frac{F_e \cdot Y}{I} + \frac{M \cdot Y}{I} \\ &= \frac{-195300 \times 12 \times 3}{8,25e+006} - \frac{195300 \times 12 \times 3 \times 1050 \times 1650}{7,48688e+012} + \frac{6580182503 \times 1650}{7,48688e12} \\ &= 1,295 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ES &= K_{es} \times E_s \times \frac{f_{cir}}{E_{ci}} \\ &= 0,5 \times 197000 \times \frac{1,295}{27691,47} \\ &= 4,606 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$F_x = 4,606 \times 140 \times 36 = 22744,77645 \text{ N}$$

5.4.4.2 Kehilangan Jangka Panjang

1. Akibat Susut (*shrinkage*)

Kehilangan prategang akibat susut dihitung berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.9

$$\begin{aligned}
 &\text{Kelembaban relatif :} & H &= 70\% & \rightarrow K^s h = 0,7 \\
 &\text{Ketebalan minimum beton :} & d &= 15 \text{ cm} & \rightarrow K^s d = 0,9125 \\
 &\text{Slump :} & s &= 7,5 \text{ cm} & \rightarrow K^s s = 1,01 \\
 &\text{Kadar agregat halus :} & F &= 50\% & \rightarrow K^s f = 1 \\
 &\text{Jumlah semen :} & 500 \text{ kg/m}^3 & & \rightarrow K^s b = 0,87 \\
 &\text{Kadar udara dalam beton :} & AC &= 6\% & \rightarrow K^s ac = 0,56 \\
 \lambda_{cs} &= 0,7 \times 0,912 \times 1,01 \times 1 \times 0,87 \times 0,56 = 0,56015 \\
 \varepsilon_{cs} &= 0,56015 \times 780.10^{-6} = 0,0004369 \\
 SH &= 197000 \times 0,0004369 \times 140 = 1,205 \text{ kN} \\
 Fx &= 424995,6931 \text{ N}
 \end{aligned}$$

2. Akibat Rangkak (*creep*)

$$CR = E_p \cdot \varepsilon_{cc} \cdot As$$

$$\text{dimana } \varepsilon_{cc} = \phi_{cc} (f_{pci} / E_c)$$

Dalam hal ini, kondisi standar yang digunakan berdasarkan RSNI T-12-2004 Pasal 4.4.1.9.

$$\begin{aligned}
 &\text{Kelembaban relatif :} & H &= 70\% & \rightarrow K^s h = 0,7 \\
 &\text{Ketebalan minimum beton :} & d &= 15 \text{ cm} & \rightarrow K^s d = 0,9125 \\
 &\text{Slump :} & s &= 7,5 \text{ cm} & \rightarrow K^s s = 1,01 \\
 &\text{Kadar agregat halus :} & F &= 50\% & \rightarrow K^s f = 1 \\
 &\text{Kadar udara dalam beton :} & AC &= 6\% & \rightarrow K^s ac = 0,56 \\
 &\text{Umur saat pembebahan :} & to &= 28 \text{ hari} & \rightarrow K^s to = 0,844
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_{cc} &= 0,7 \times 0,912 \times 1,01 \times 1 \times 0,56 \times 0,844 = 0,687 \\
 Cu &= 2,35 \times \gamma_{cc} = 1,6142 \\
 \phi_{cc}(t) &= (t^{0.6} / (10 + t^{0.6})) Cu = 0,685 \\
 \varepsilon_{cc} &= 0,685 \cdot (2,126 / 33592,446) = 0,0001057 \\
 CR &= 2,915 \text{ kN} \\
 Fx &= 26518,855 \text{ N}
 \end{aligned}$$

3. Akibat Relaksasi Baja

$$R_t = 2\%$$

$$fpi = 186,277 \text{ kN}$$

$$\Delta fpi = SH + CR = 4,1198 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} FR &= R_t (1 - \Delta fpi/fpi) \cdot fpi \\ &= 2 (1 - 4,1198/186,277) \cdot 186,277 \\ &= 1,821 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$F_x = 123915,5001 \text{ N}$$

5.4.4.3 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang

Rekapitulasi kehilangan gaya prategang yang terjadi pada kepala pilar (*pier head*).

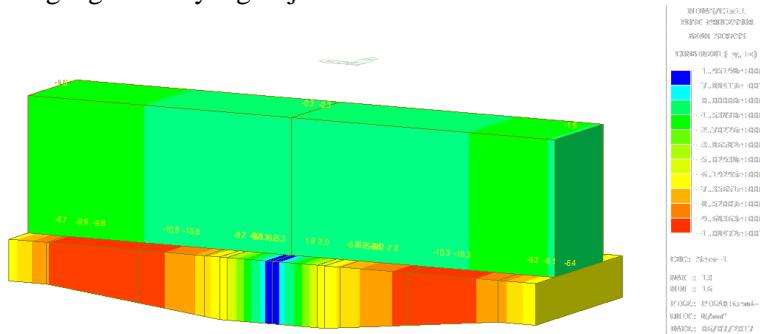
Tabel 5.9 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang

Jenis	Loss Prestress (%)
1. friksi	10.91
2. slip pengangkuran	2.94
3. elastic shortening	0.32
4. susut	6.04
5. rangkak	0.38
6. relaksasi baja	1.76
Total Kehilangan Prategang	22.36

Kehilangan gaya prategang total sebesar **22,36%**.

5.4.5 Tegangan Batas pada Penampang

Perhitungan tegangan batas pada penampang akibat gaya prategang efektif yang terjadi :



Gambar 5.15 Output MIDAS: Stress Beam

Kepala Pilar-I (PH-I)

Gaya prategang efektif yang terjadi sebesar :

$$\begin{aligned} F &= 75\% \text{ UTS} \times \text{kehilangan prategang} \times \text{Ast} \times n \\ &= 75\% \times 1860 \times 22,36\% \times 140 \times 36 \\ &= 15720868,8 \text{ N} \end{aligned}$$

Tegangan pada serat atas :

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{-F}{A} - \frac{F.e.Y}{I} + \frac{M.Y}{I} \\ &= \frac{-439425}{8.25e+006} - \frac{439425 \times 1050 \times 1650}{7,48688e12} + \frac{439425 \times 1650}{7,48688e12} \\ &= 1,295 \text{ MPa (tarik)} < 3,31 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

Tegangan pada serat bawah :

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{-F}{A} - \frac{F.e.Y}{I} + \frac{M.Y}{I} \\ &= \frac{-15720868,8}{8.25e+006} + \frac{15720868,8 \times 1050 \times 1650}{7,48688e12} - \frac{6580182503 \times 1650}{7,48688e12} \\ &= -1,4 \text{ MPa (tekan)} < 18,675 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

Kepala Pilar-II (PH-II)

Gaya prategang efektif yang terjadi sebesar :

$$\begin{aligned} F &= 75\% \text{ UTS} \times \text{kehilangan prategang} \times \text{Ast} \times n \\ &= 75\% \times 1860 \times 25\% \times 140 \times 27 \times 9 \\ &= 11864475 \text{ N} \end{aligned}$$

Tegangan pada serat atas :

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{-F}{A} - \frac{F.e.Y}{I} + \frac{M.Y}{I} \\ \sigma &= \frac{-11864475}{8.25e+006} - \frac{11864475 \times 600 \times 750}{1.26563e+012} + \frac{6580182503 \times 750}{1.26563e+012} \\ \sigma &= 2 \text{ MPa (tarik)} < 2,789 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

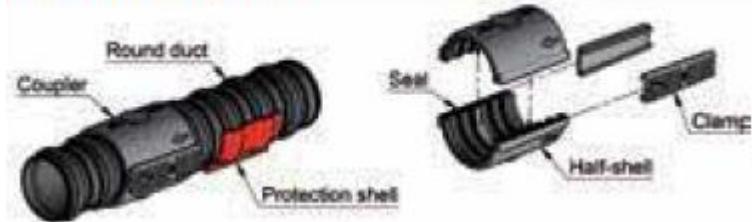
Tegangan pada serat bawah :

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{-F}{A} - \frac{F.e.Y}{I} + \frac{M.Y}{I} \\ \sigma &= \frac{-11864475}{8.25e+006} + \frac{11864475 \times 600 \times 750}{1.26563e+012} - \frac{6580182503 \times 750}{1.26563e+012} \\ \sigma &= -11.5 \text{ MPa (tekan)} < 18,675 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

5.4.6 Pemilihan Selongsong Tendon Prategang (Duct)

Digunakan selongsong tendon untuk *internal prestressed tendon* tipe *corrugated* PT-PLUS dari VSL untuk ketahanan terhadap korosi dan *fatigue resistance*.

Round PT-PLUS ducts



Gambar 5.16 PT-Plus Duct System –VSL

Dimensi selongsong tendon yang digunakan :

Tabel 5.10 Dimensi Selongsong Tendon

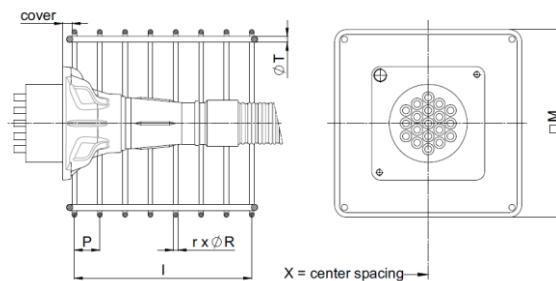
Tipe	Tendon	dia selongsong (mm)	Nominal weight
		PE Sheathed	Duct (kg/m)
76	6-12	100	0,620
115	6-27	138	1,120

5.4.7 Pemilihan Angkur Tendon Prategang

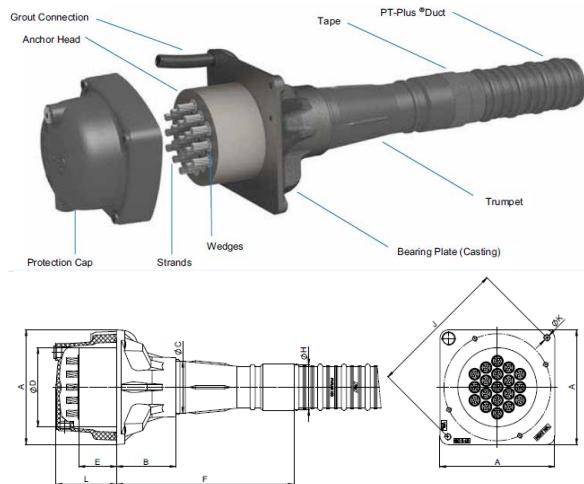
Penarikan pada tendong prategang dilakukan satu arah, maka dipasang angkur hidup tipe GC dengan *stirrup reinforcement* dan angkur mati tipe AF dengan *stirrup reinforcement*.

Tabel 5.11 Dimensi Angkur Hidup VSL tipe GC

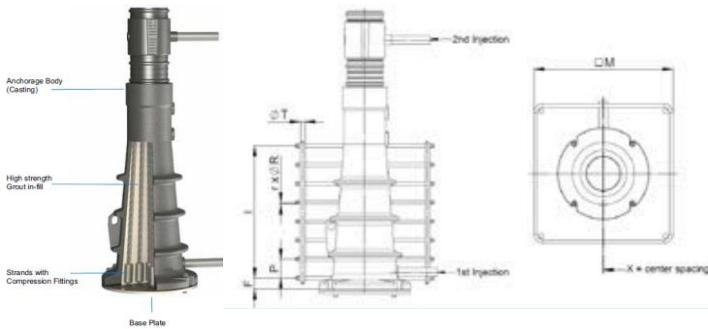
Tendon	Stirrup Reinforcement					
	I (mm)	P (mm)	R (mm)	M (mm)	r	X (mm)
6-12	300	50	20	305	7	325
6-27	450	75	32	465	7	485



Gambar 5.17 Dimensi angkur hidup tipe GC



Gambar 5.18 Angkur hidup tipe GC



Gambar 5.19 Angkur mati tipe AF -VSL

Tabel 5.12 Dimensi Angkur Mati tipe AF -VSL

Tendon	<i>Stirrup Reinforcement</i>					
	I (mm)	P (mm)	R (mm)	M (mm)	r	X (mm)
6-19	385	55	20	370	8	390
6-27	550	50	25	545	11	565

5.4.8 Penulangan Pier Head

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan pier head atas adalah sebagai berikut :

$$f'c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$Ec = 4700 \times \sqrt{fc'} = 30277,632 \text{ MPa}$$

$$b = 3500 \text{ mm}$$

$$Ac \text{ gross} = 9055000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} Ac \text{ netto} &= Ac \text{ gross} - (12 \times \text{Astrand}) \\ &= 9055000 - 184725,648 \\ &= 8870274 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } f'c = 41,5 \text{ MPa} \rightarrow \beta &= 0,85 - 0,05 (f'c - 30)/7 \\ &= 0,768 \end{aligned}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut} = 60 \text{ mm}$$

Dari analisa *software* MIDAS didapat nilai momen sebagai berikut:

$$M = 8123,8 \text{ kN.m}$$

Berdasarkan AASHTO LRFD 2012 Article 5.7.2, kekuatan ultimit terjadi saat regangan tekan beton sebesar 0,003. Tinggi serat tekan adalah sebesar c yang disederhanakan sebagai tinggi balok tekan (a). Tegangan tekan penampang beton saat kondisi tersebut ada $0,85.f'c$ saat umur beton mencapai 28 hari. Dengan data-data tersebut didapatkan nilai gaya tekan penampang (C) dihitung dengan persamaan berikut :

$$C = 0,085 fc' x b x a \quad (1)$$

Perhitungan kekuatan nominal penampang dihitung dengan metode *trial and error* dengan melakukan iterasi nilai c agar didapatkan kondisi keseimbangan antara gaya tarik dan tekan pada penampang.

$$C + \sum T_{si} = 0 \quad (2)$$

Nilai gaya tarik penampang (T_{si}) diperoleh dengan mengalikan luas penampang PC Strand pada layer I (A_{si}) dengan tegangannya (f_{si}), dimana layer PC Strand paling bawah adalah layer 1, kemudian diatasnya layer 2 (T_{s2}), dan layer 3 (T_{s3}).

$$T_{si} = A_{si} \times f_{si} \quad (3)$$

Dengan tabel hasil perhitungan sebagai berikut :

$$\text{Beton K500 } f'c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$\text{PC strand } \text{UTS} = 1860 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Reg. leleh} = 0,00838$$

$$\text{Titik normal : } c = 441,239 \text{ mm (hasil trial and error)}$$

$$\beta = 0,768$$

$$a = \beta \cdot c = 0,768 \times 441,239 = 338,809 \text{ mm}$$

$$b = 3500 \text{ mm}$$

Didapatkan dari hasil perhitungan momen nominal ($\bar{\text{O}}\text{M}_n$) yang terjadi sebesar $11656,2755 \text{ kN.m} > \text{Mu} = 8123,8 \text{ kN.m}$, sehingga penampang mampu menahan beban ultimit.

Gambar 5.20 Hasil Perhitungan Regangan dan Keseimbangan Gaya

Uraian	di (mm)	Area (mm ²)	Regangan	Tegangan (MPa)	Gaya (N)	Eksentritas (mm)	Mn (kN.mm)
C	169.404	1185830.81	awal	-0.003	-41830181.98	-169.404	-7086216966
Ts3	600	1.1340	0.005	0.001	1262.134	14312595.85	8587557509
Ts2	600	7560	0.005	0.001	1262.134	9541730.565	5725038339
Ts1	600	7560	0.005	0.001	1262.134	9541730.565	5725038339
Jumlah					-1.68569E-07		12951417221

Keterangan :

C = gaya tekan beton.

T_{si} = gaya tarik PC strand layer i.di = jarak pusat gaya C dan T_{si} ke serrat tekan beton terluar

Area = luas beton tekan (a . b) dan luas penampang PC strand per layer.

Regangan = regangan awal + regangan tambahan

 $= (F_{eff}/E_s) + (0.003 \times (di/c - 1))$

Tegangan beton

Tegangan PC strand = regangan strand x ES (untuk T_{si} > 0,000838, sehingga dipakai f_{pu})

Gaya = tegangan x area

Eksentritas = menupukan jarak antara C dan T_{si} terhadap Ts1.

Momen nominal = Gaya x eksentritas

Tulangan Longitudinal

Tulangan susut pada segmen precast diperhitungkan dengan presentasi tulangan yang digunakan tidak boleh kurang dari 1% dari luasan penampang beton.

Penampang 3500x3500 mm

Kebutuhan tulangan vertikal susut yang dibutuhkan adalah

$$\begin{aligned} &= 1\% \times 9055000 \\ &= 90550 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Bila digunakan tulangan dengan diameter D32 mm, luas per tulangan adalah $803,84 \text{ mm}^2$. Sehingga jumlah tulangan yang dibutuhkan : $90550 / 803,84 = 112,6468$ buah ≈ 113 buah.

Tulangan Geser

$V_u \text{ max} = 10089,6 \text{ kN}$

Perhitungan tulangan geser dilakukan terhadap gaya ultimit yang mungkin terjadi pada struktur jembatan. Perhitungan tulangan geser didasarkan pada AASHTO 2012.

Data Penampang

$$\begin{aligned} f'_c &= 41,5 \text{ MPa} \\ b &= 3500 \text{ mm} \\ d &= 3300 \text{ mm} \\ f_y &= 390 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser

Desain kekuatan geser penampang harus memenuhi :

$$V_r > V_u$$

$$\begin{aligned} V_{r1} &= 0,253 \sqrt{f'_c} b \cdot d \\ &= 0,253 \sqrt{41,5} \cdot 3500 \cdot 3300 \\ &= 18824634,55 \text{ N} \\ &= 18824,634 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vr2 &= \emptyset Vn \\
 &= 0,9 \times (0,063\sqrt{fc} + ph.fy) b.d \\
 &= 0,9 \times (0,063 \sqrt{41,5} + 0,002 \cdot 390) + 3500 \cdot 3300 \\
 &= 11550001,07 \text{ N} \\
 &= 11550,001 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

maka V_r dipilih yang terkecil dari V_{r1} dan V_{r2} sebesar $V_r = 11550,001 \text{ kN}$.

Cek Kapasitas Geser Penampang

$$\begin{aligned}
 V_r &> V_u \\
 11550,001 \text{ kN} &> 10089,6 \text{ kN} \quad [\text{OK}]
 \end{aligned}$$

Tulangan Geser Minimum

Digunakan tulangan diameter 19 mm.

$$\begin{aligned}
 A_v &= \frac{0,4 \times b \times s}{f_y} \\
 &= \frac{0,4 \times 3500 \times 3300}{390} \\
 &= 11846,154 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_v}{A_{st}} \\
 &= \frac{11846,154}{490,625} \\
 &= 24,145 \approx 25 \text{ buah tulangan D25.}
 \end{aligned}$$

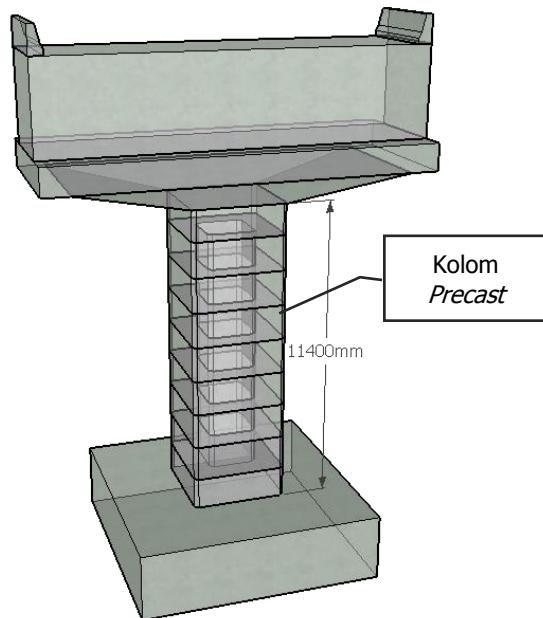
Sehingga dipasang tulangan geser sebanyak 25-D25 ($12265,625 \text{ mm}^2$).

Pada zona plastis, kapasitas geser penampang beton dianggap tidak memiliki tahanan dan gaya geser yang terjadi ditahan oleh tulangan geser. Dipasangkan 25 baris tulangan D25 dengan spasi 150 mm.

5.5 Desain Pier (Kolom)

Desain *pier* menggunakan metode *precast segmental* tipe *hollow* dengan ketinggian 11 meter. *Pier precast segmental* merupakan kolom yang tersusun dari segmen-segmen beton pracetak (*precast*) yang dirakit di lapangan menjadi kesatuan struktur kolom dengan sistem joint antar segmen menggunakan baja prategang. Sistem sambungan antar kolom tersebut sangat berpengaruh dalam keberhasilan struktur.

Sambungan antar kolom yang direncanakan dalam tugas akhir ini menggunakan *stress bar* dalam joint segmen pada saat perakitan dan tendon prategang untuk kondisi pada saat ULS (*ultimate limit strength*)



Gambar 5.21 Pier

5.5.1 Karakteristik Material

Material yang digunakan dalam perencanaan struktur ini adalah beton mutu K-500.

5.6.1.2 Mutu Beton K-500

Kekuatan Tekan Beton :

- Kuat tekan rencana (28 hari) : $f'c = 41,5 \text{ MPa}$
- Kuat tekan beton awal (7 hari) : $f'ci = 75\% f'c = 31,125 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton (Ec) :

$$Ec = 4700 \times (f'c)^{0,5} = 4700 \times (41,5)^{0,5} = 30277,632 \text{ MPa}$$

Poisson ratio = 0,2 untuk beton

Tegangan ijin pada saat transfer :

$$\text{Teg. ijin tekan saat transfer} : 0,6 f'ci = 18,675 \text{ MPa}$$

$$\text{Teg. ijin tarik} : 0,5\sqrt{f'ci} = 2,789 \text{ MPa}$$

Tegangan ijin pada saat servis :

$$\text{Teg. ijin tekan saat servis} : 0,45 f'c = 18,675 \text{ MPa}$$

$$\text{Teg. ijin tarik} : 0,5\sqrt{f'c'} = 3,221 \text{ MPa}$$

5.2.3 Baja Tulangan

Baja tulangan yang dipakai harus memenuhi SNI 2847-2013

Pasal 21.1.5 dengan komponen sebagai berikut :

- Mutu tulangan : $f_u = 390 \text{ MPa}$
- Modulus elastisitas : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

5.5.2 Desain Sambungan Saat Perakitan

Pada saat perakitan segmen-semen pracetak menjadi satu kesatuan utuh akan sulit rasanya apabila tidak ada penghubung antar segmen sementara. Oleh sebab itu, digunakan *stress bar* sebagai penghubung antar segmen pracetak saat perakitan berlangsung.

Data penampang :

$$b = 3500 \text{ mm}$$

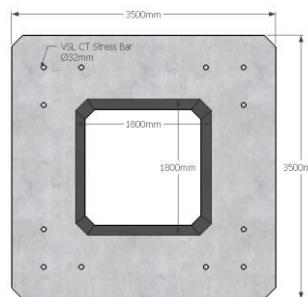
$$h = 3500 \text{ mm}$$

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

$$Y = 1750 \text{ mm}$$

$$A = 9055000 \text{ mm}^2$$

$$I = 1.17E+13 \text{ mm}^4$$



Gambar 5.22 Desain Sambungan Kolom Saat Perakitan

Digunakan tipe CT *Stress Bar* dari VSL dengan karakteristik sebagai berikut :



Gambar 5.23 VSL CT Stress Bar

$$\text{dia} = 32 \text{ mm}$$

$$dA = 34,4 \text{ mm}$$

$$A = 804 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 1080 \text{ MPa}$$

$$\text{kapasitas} = 70\% f_{pu} = 756 \text{ MPa}$$

Analisis Beban :

Perhitungan beban yang terjadi didapat dari program bantu MIDAS, dimana beban pada kolom merupakan beban dari struktur atasnya yang ditransfer ke kolom. Beban normal (N) merupakan berat sendiri beton dan mati tambahan dari kepala pilar, dan gaya lateral, F, diambil terbesar dari kombinasi pembebanan ULS (*Ultimate Limit Strength*).

$$N = 3.09E+07 \text{ N} \text{ (berat sendiri beton dan mati tambahan)}$$

$$F = 5.53E-05 \text{ N} \text{ (gaya lateral akibat angin dan gempa)}$$

$$h = 11400 \text{ mm}$$

$$M_{max} = F \times h = 3.09E+07 \times 11400 = 6.30E-01 \text{ Nmm}$$

Perhitungan kebutuhan *stress bar* :

Kebutuhan *stress bar* didapat berdasarkan perhitungan tegangan yang terjadi di serat terluar beton dimana tidak boleh terjadi tegangan tarik pada joint antar segmen ketika momen maksimum terjadi.

Cek tegangan tarik pada serat beton tanpa tulangan *stress bar* :

$$\sigma = - \frac{N}{A} + \frac{M \cdot Y}{I}$$

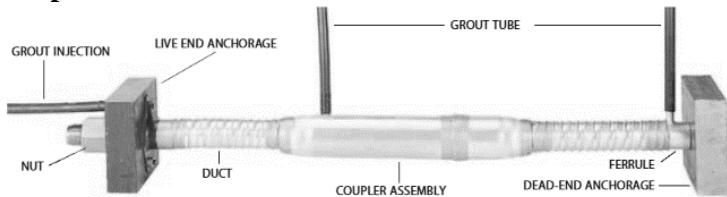
$$\sigma = - \frac{3.09E+07}{10685000} + \frac{6.30E-01 \times 2250}{2.66E+13}$$

$$\sigma = -3.417 + 9.457E-11$$

$$\sigma = -3,417 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa} \quad [\text{OK}]$$

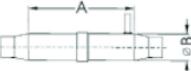
Berdasarkan perhitungan diatas, tegangan pada serat terluar penampang beton mengalami tegangan tekan akibat berat sendiri sehingga tidak diperlukan *stress bar*. Namun pada saat perakitan diperlukan penyatu antar segmen, sehingga sebagai penghubung antar segmen saat perakitan, maka *stress bar* akan dipasang pada penampang sebanyak 16 buah dengan diameter 32mm.

Komponen Stress Bar

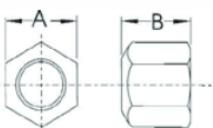


Gambar 5.24 Stressbar Tendon Arrangement

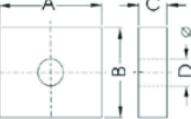
Stressbar dipasang dengan panjang terbagi-bagi mengikuti panjang segmen pracetak kolom, sehingga diperlukan *coupler* sebagai penyambung antar tulangan.

ITEM	BAR DIAMETER		32
	Part No.	CC32	
		A	54
	Part No.	CCV32	
		A	230
		B	70

Gambar 5.25 VSL Standard Coupler Details

ITEM	BAR DIAMETER		32
	Part No.	NC32	
		A	52
	Part No.	LNC32	
		B	26

Gambar 5.26 VSL Nuts Details

ITEM	BAR DIAMETER		32
	Part No.	BP32	
		A	150
		B	130
		C	50
		D	38

Gambar 5.27 VSL Bearing Plates

5.5.3 Desain Sambungan Utama

Desain sambungan utama harus mampu menahan gaya-gaya yang terjadi ketika ULS (*ultimate limit strength*) dan menahan gaya akibat gempa yang terjadi pada saat pelaksanaan maupun ketika layan.

Data penampang :

$$b = 3500 \text{ mm}$$

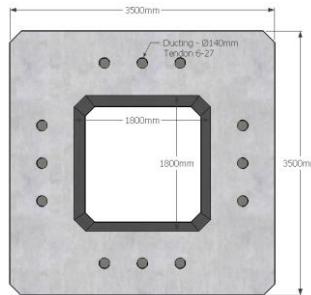
$$h = 3500 \text{ mm}$$

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

$$Y = 1750 \text{ mm}$$

$$A = 9055000 \text{ mm}^2$$

$$I = 1.17E+13 \text{ mm}^4$$



Gambar 5.28 Desain Sambungan Kolom-Utama

Digunakan baja prategang diameter 15 mm (0.6") dari VSL dengan karakteristik sebagai berikut :

$$A_{st} = 140 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 1860 \text{ MPa}$$

penarikan sebesar 75% $f_{pu} = 1395 \text{ MPa}$

strand = 27 strands

Analisis Beban :

Perhitungan beban yang terjadi didapat dari program bantu MIDAS, dimana beban pada kolom merupakan beban dari struktur atasnya yang ditransfer ke kolom. Beban normal (N) merupakan berat sendiri beton dan mati tambahan dari kepala pilar, dan gaya lateral (F) diambil terbesar dari kombinasi pembebanan ULS (*Ultimate Limit Strength*).

$$N = 3.09E+07 \text{ N} \text{ (berat sendiri beton dan mati tambahan)}$$

$$F = 6.06E+06 \text{ N} \text{ (gaya lateral akibat angin dan gempa)}$$

$$h = 11400 \text{ mm}$$

$$M_{max} = F \times h = 6.06E+06 \times 11400 = 6.91E+10 \text{ Nmm}$$

Perhitungan kebutuhan tendon prategang :

Kebutuhan tendon prategang didapat berdasarkan perhitungan tegangan yang terjadi di serat terluar beton dimana tidak boleh terjadi tegangan tarik pada joint antar segmen ketika momen maksimum terjadi.

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{-F}{A} - \frac{F_{sb}}{A} - \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I} \\ 0 &= \frac{-F}{9055000} - \frac{12 \times 607824}{9055000} - \frac{3.09E+07}{9055000} + \frac{6.91E+10 \times 1750}{1.17E+13} \\ 0 &= \frac{-F}{9055000} - 0.806 - 3.417 + 10.374 \\ F &= 55701912.43 \text{ N}\end{aligned}$$

Kebutuhan Tendon :

Perhitungan kebutuhan tendon didapat dengan mengasumsikan kehilangan prategang sebesar 10% dari gaya penarikan.

$$\frac{55701912.43}{0.9 \times 0.75 \times 1860 \times 140} = 11.737 \approx 12 \text{ tendon}, \varnothing 15 - 27 \text{ strands}$$

Cek Tegangan Tarik Maksmimum pada Penampang

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{-F}{A} - \frac{F_{sb}}{A} - \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I} \\ \sigma &= \frac{-55701912.43}{9055000} - \frac{12 \times 607824}{9055000} - \frac{3.09E+07}{9055000} + \frac{6.91E+10 \times 1750}{1.17E+13} \\ \sigma &= -6.289 - 0.806 - 3.417 + 10.374 \\ \sigma &= -0.137 \text{ MPa} < 0 \text{ MPa} \quad [\text{OK}]\end{aligned}$$

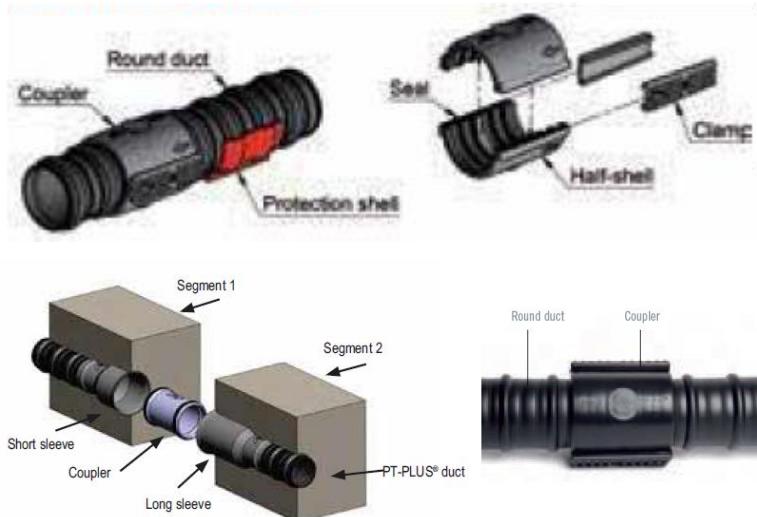
Cek Tegangan Tekan Maksmimum pada Penampang

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{-F}{A} - \frac{F_{sb}}{A} - \frac{N}{A} - \frac{M.Y}{I} \\ \sigma &= \frac{-55701912.43}{9055000} - \frac{12 \times 607824}{9055000} - \frac{3.09E+07}{9055000} - \frac{6.91E+10 \times 1750}{1.17E+13} \\ \sigma &= -6.289 - 0.806 - 3.417 - 10.374 \\ \sigma &= -18,595 \text{ MPa} < 18,675 \text{ MPa} \quad [\text{OK}]\end{aligned}$$

5.5.4 Pemilihan Tipe Selongsong Tendon Prategang

Digunakan selongsong tendon untuk *internal prestressed tendon* tipe *corrugated PT-PLUS* dari VSL untuk ketahanan terhadap korosi dan *fatigue resistance*.

Round PT-PLUS ducts



Gambar 5.29 PT-Plus Duct System –VSL

Dimensi selongsong tendon yang digunakan :

Tabel 5.13 Dimensi Selongsong Tendon

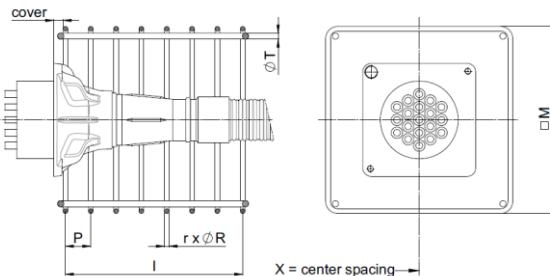
Tipe	Tendon	dia	Weight
		selongsong (mm)	Duct (kg/m)
115	27	138	1,12

5.5.5 Pemilihan Tipe Angkur Tendon Prategang

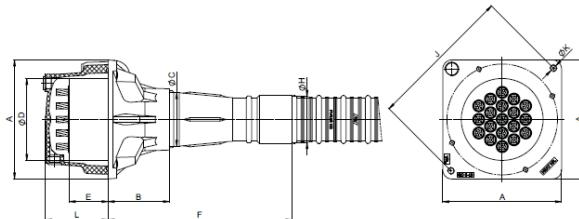
Penarikan pada tendong prategang dilakukan satu arah, yakni pada bagian ujung kolom dan dilanjutkan dengan penarikan berikutnya pada bagian atas *pier head*. Maka dipasang angkur hidup tipe-GC dengan *stirrup reinforcement* dan angkur mati tipe-L sebagai penghubung antar tendon di *pile cap*.

Tabel 5.14 Dimensi Angkur Hidup VSL tipe GC

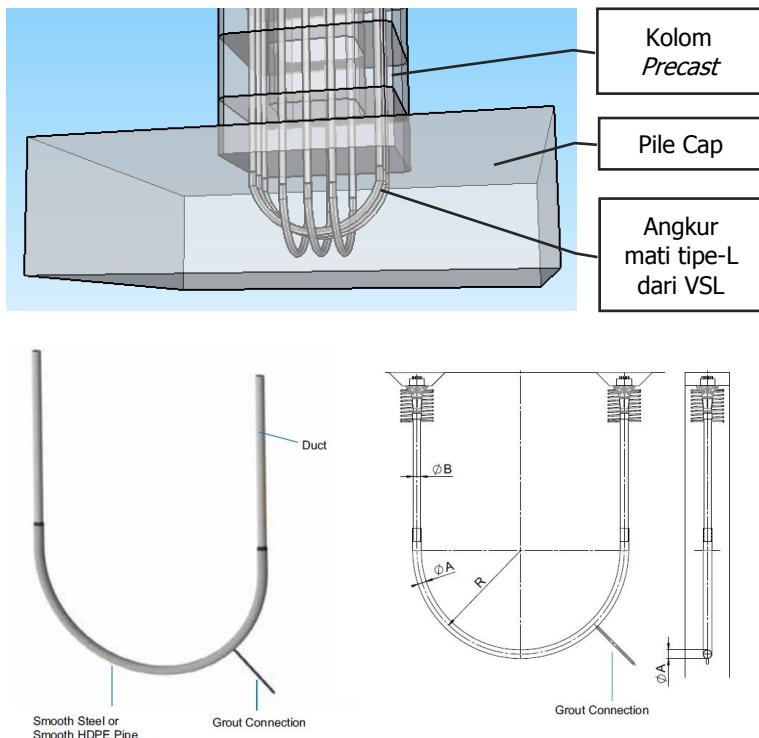
Tendon	<i>Stirrup Reinforcement</i>					
	I (mm)	P (mm)	R (mm)	M (mm)	r	X (mm)
6-27	450	50	25	470	10	490



Gambar 5.30 Dimensi angkur hidup tipe-GC dari VSL



Gambar 5.31 Angkur hidup tipe-GC dari VSL



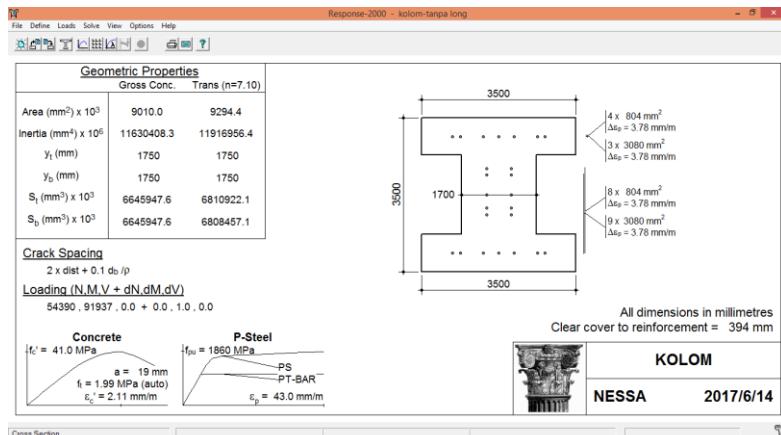
Gambar 5.32 Angkur mati tipe-L dari VSL

Tabel 5.15 Dimensi Angkur Mati VSL type L

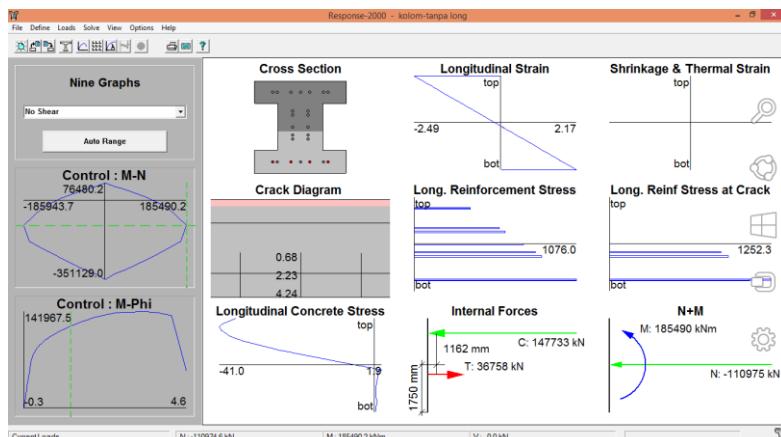
Tendon	<i>Anchorage Details</i>		
	$\varnothing A$ (mm)	$\varnothing B$ (mm)	R min (mm)
6-27	110	95	1500

5.5.6 Kapasitas Penampang Pier

Perhitungan kapasitas penampang pier dilakukan dengan program bantu Response2000.



Gambar 5.33 Input desain pada Response2000



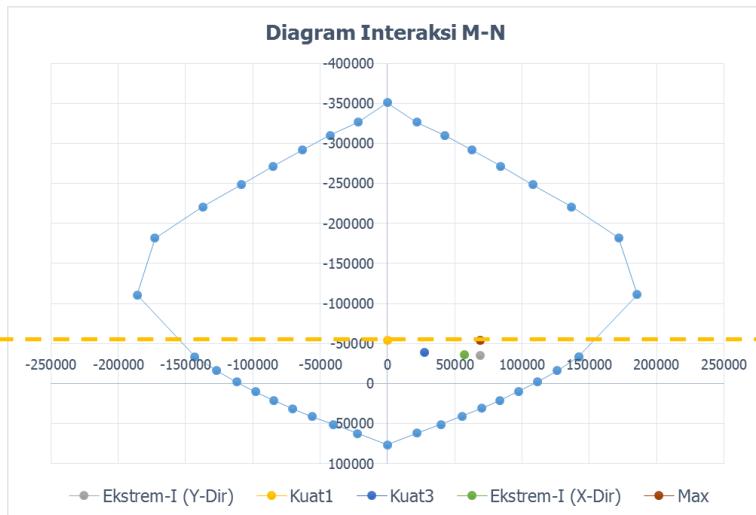
Gambar 5.34 Grafik Hasil Analisis Response2000

Dilakukan plotting gaya yang terjadi pada pier pada kondisi SLS dan ULS maksimum terhadap hasil analisa dari Response2000 sebagai berikut :

Tabel. Gaya Dalam Beberapa Kondisi

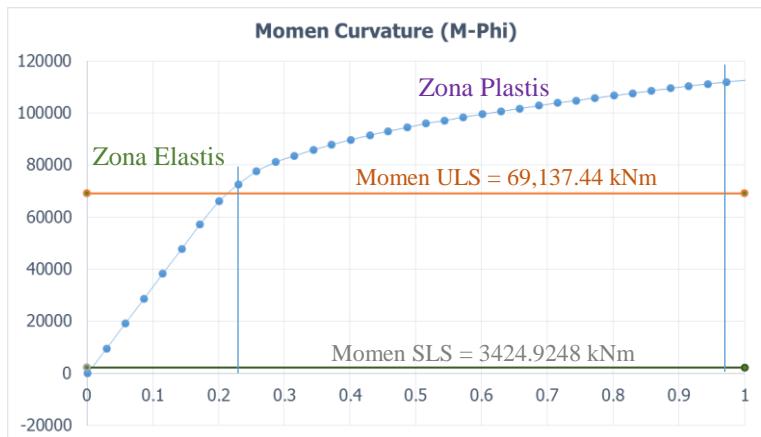
Kondisi	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	M (kNm)
Berat Sendiri	-	-	30,939.65	-
Kuat I	7.94	0.26	54,389.71	90.48
Kuat III	2,428,64	422.33	38,820.86	27,800.49
Ekstrem I – X	5,018.70	1,056.65	35,970.64	57,213.20
Ekstrem I – Y	6,064.69	2,374.83	35,675.08	69,137.44

Plotting gaya dalam terhadap diagram interaksi :



Gambar 5.35 Diagram Interaksi M-N terhadap kondisi dengan gaya maksimum

Berdasarkan diagram interaksi M-N di atas, pada kondisi ULS maksimum sebesar 54,389.71 kN, penampang memiliki kapasitas 170000 kNm.



Gambar 5.36 Momen Curvature (M-Phi) terhadap Momen Maks kondisi ULS dan SLS

Berdasarkan plotting gaya kebutuhan terhadap momen kapasitas, pier memiliki kapasitas yang melebihi kebutuhan gaya sehingga struktur pier aman dengan rasio $M_u / \phi M_n = 0,22$.

5.5.7 Perhitungan Kekuatan Penampang

5.5.7.1 Kekuatan Momen Retak (Mcr) (Crack)

$$\sigma = \frac{P}{A} - \frac{M \cdot Y}{I_x}$$

Pada joint antar segmen kekuatan tarik untuk segmen *prestressed precast* haruslah $\sigma = 0$, sehingga :

$$M_{cr} = P \cdot I_x / (A \cdot y)$$

Dimana :

$$\begin{aligned} P &= P_{eff} = (100-25)\% \times 75\% \times f_{pu} \times A_{PC\ Strand} \\ &= 75\% \times 75\% \times 1860 \times (12 \times 140) \\ &= 1757700 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= A_{penampang} \\ &= 9055000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$Y = 1750 \text{ mm}$$

$$I_x = 1,17E+13 \text{ mm}_4$$

$$\text{Sehingga : } Mcr = 1757700 \times 1,17E+13 / (9055000 / 1750) \\ = 1293684948 \text{ N.mm} = 1293,685 \text{ kN.m}$$

6.6.7.2 Kekuatan Momen Nominal (Mn)

Data penampang :

$$f'c = 41,5 \text{ MPa}$$

$$Ec = 4700 \times \sqrt{f'c'} = 30277.632 \text{ MPa}$$

$$b = 3500 \text{ mm}$$

$$Ac \text{ gross} = 9055000 \text{ mm}^2$$

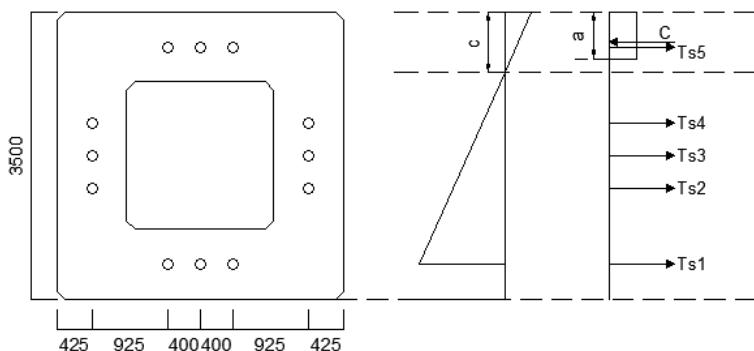
$$Ac \text{ netto} = Ac \text{ gross} - (12 \times \text{Astrand})$$

$$= 9055000 - 184725,648$$

$$= 8870274 \text{ mm}^2$$

$$\text{Untuk } f'c = 41,5 \text{ MPa} \rightarrow \beta = 0,85 - 0,05 (f'c - 30)/7 \\ = 0,768$$

Perhitungan Momen Nominal Penampang :



Gambar 5.37 Regangan dan Gaya pada Penampang

Berdasarkan AASHTO LRFD 2012 Article 5.7.2, kekuatan ultimit terjadi saat regangan tekan beton sebesar 0,003. Tinggi serat tekan adalah sebesar c yang disederhanakan sebagai tinggi balok tekan (a). Tegangan tekan penampang beton saat kondisi tersebut ada

$0,85f'c$ saat umur beton mencapai 28 hari. Dengan data-data tersebut didapatkan nilai gaya tekan penampang (C) dihitung dengan persamaan berikut :

$$C = 0,085 f'c' x b x a \quad (1)$$

Perhitungan kekuatan nominal penampang dihitung dengan metode *trial and error* dengan melakukan iterasi nilai c agar didapatkan kondisi keseimbangan antara gaya tarik dan tekan pada penampang.

$$C + \sum T_{si} = 0 \quad (2)$$

Nilai gaya tarik penampang (T_{si}) diperoleh dengan mengalikan luas penampang PC Strand pada layer I (A_{si}) dengan tegangannya (f_{si}), dimana layer PC Strand paling bawah adalah layer 1, kemudian diatasnya layer 2 (T_{s2}), layer 3 (T_{s3}), layer 4 (T_{s4}), dan layer 5 (T_{s5}).

$$T_{si} = A_{si} x f_{si} \quad (3)$$

Dengan tabel hasil perhitungan sebagai berikut :

$$\text{Beton K500 } f'c = 41,5 \text{ MPa}$$

PC strand	UTS	= 1860 MPa
	ES	= 200000 MPa
	Reg. leleh	= 0,00838

Titik normal : c	= 737,1203 mm (hasil <i>trial and error</i>)
β	= 0,768
a	= β. c = 0,768 x 737,1203 = 566,003 mm
b	= 3500 mm

Didapatkan dari hasil perhitungan momen nominal (M_n) yang terjadi sebesar $119510,644 \text{ kN.m} > M_u = 69137,44 \text{ kN.m}$, sehingga penampang mampu menahan beban ultimit. Dari tabel hasil perhitungan, diketahui bahwa kondisi PC Strands pada layer 1 – layer 3 sudah leleh sebelum beton mencapai regangan batas, dan layer 4 – layer 5 masih dalam kondisi elastis.

Gambar 5.38 Hasil Perhitungan Regangan dan Keseimbangan Gaya

Uraian	di (mm)	Area (mm ²)	Regangan	Gaya	Eksentrisitas (mm)	Mn (kN.m)
		awal	tambahan	total	(N)	
C	283.002	1981010.84	0	-0.003	-0.003	1.95105E+11
Ts5	425	11340	0.005	-0.001	0.004	-23806126137
Ts4	1350	7560	0.005	0.002	0.008	-20149920606
Ts3	1750	7560	0.005	0.004	0.009	-18631620000
Ts2	2150	7560	0.005	0.006	0.011	-13006980000
Ts1	3075	11340	0.005	0.010	0.015	-13006.98
		Jumlah			0	0
				3.56426E-05		1.19511E+11
						119510.644

Keterangan :

C = gaya tekan beton.

 T_{ii} = gaya tarik PC strand layer i.di = jarak pusat gaya C dan T_{ii} ke serat tekan beton terluar

Area = luas beton tekan (a . b) dan luas penampang PC strand per layer.

Regangan = regangan awal + regangan tambahan

Tegangan beton = $(F_{eff}/E_s) + (0.003 \times (di/c - 1))$ Tegangan PC strand = regangan strand x ES (untuk $T_{si} > 0.00838$, sehingga dipakai f_{pu})

Gaya = regangan x area

Eksentrisitas = merupakan jarak antara C dan Ts1 terhadap Ts1.

Momen nominal = Gaya x eksentrisitas

5.5.8 Desain Tulangan Geser

Perhitungan tulangan geser dilakukan terhadap gaya ultimit yang mungkin terjadi pada struktur jembatan. Perhitungan tulangan geser didasarkan pada AASHTO 2012.

Data Penampang

$$\begin{aligned}f'c &= 41,5 \text{ MPa} \\b &= 4500 \text{ mm} \\d &= 4500 \text{ mm} \\fy &= 390 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser

Desain kekuatan geser penampang harus memenuhi :

$$V_r > V_u$$

$$\begin{aligned}V_{r1} &= 0,253 \sqrt{f'c} b.d \\&= 0,253 \sqrt{41,5} \cdot 4500 \cdot 4500 \\&= 33004229,4 \text{ N} \\&= 33004.2294 \text{ kN} \\V_{r2} &= \emptyset V_n \\&= 0,9 \times (0,063 \sqrt{f'c} + ph.fy) b.d \\&= 0,9 \times (0,063 \sqrt{41,5} + 0,002 \cdot 390) + 4500 \cdot 4500 \\&= 21612100,03 \\&= 21612.10003 \text{ kN}\end{aligned}$$

maka V_r dipilih yang terkecil dari V_{r1} dan V_{r2} sebesar $V_r = 21612,1003 \text{ kN}$.

Cek Kapasitas Geser Penampang

$$\begin{array}{l}V_r > V_u \\21612.1003 \text{ kN} > 12004.02 \text{ kN} \quad [\text{OK}]\end{array}$$

Tulangan Geser Minimum

Digunakan tulangan diameter 19 mm.

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{0,4 \times b \times s}{f_y} \\ &= \frac{0,4 \times 4500 \times 300}{390} \\ &= 1384,615 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_v}{A_{st}} \\ &= \frac{1384,615}{283,385} \\ &= 5,7 \approx 6 \text{ buah tulangan D19.} \end{aligned}$$

Sehingga dipasang tulangan geser sebanyak 6-D19 ($1700,31 \text{ mm}^2$).

Pada zona plastis, kapasitas geser penampang beton dianggap tidak memiliki tahanan dan gaya geser yang terjadi ditahan oleh tulangan geser. Dipasangkan 6 baris tulangan D19 dengan spasi 125 mm.

5.5.9 Desain Tulangan Vertikal

5.5.9.1 Tulangan Vertikal Menerus (Rebar)

Tulangan vertikal pada pier diperhitungkan dengan total persentasi tulangan (rebar) dan stress bar atau tendon yang digunakan yaitu 1% dari luasan penampang beton.

Penampang 3500 x 3500 mm

$$\text{Luasan pier} = 9055000 \text{ mm}^2$$

VSL CT Stressbar D32 – 12 bar

$$\begin{aligned} \text{Luasan penampang} &= 12 \times 804 \text{ mm}^2 \\ &= 9684 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Persentasi terhadap luas penampang beton,

$$\begin{aligned} &= (9684 / 9055000) * 100\% \\ &= 0,106 \% \end{aligned}$$

Tendon D15mm – 27 strands

$$\begin{aligned}\text{Luasan penampang} &= 12 \times 27 \times 140 \text{ mm}^2 \\ &= 45360 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Persentasi terhadap luas penampang beton,

$$\begin{aligned}&= (45360 / 9055000) * 100\% \\ &= 0,501 \%\end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan vertikal susut yang dibutuhkan adalah

$$\begin{aligned}&= (1\% - 0,106\% - 0,501\%) \times 9055000 \\ &= 48142,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Bila digunakan tulangan dengan diameter D32 mm, luas per tulangan adalah 804 mm². Sehingga jumlah tulangan yang dibutuhkan : 48142,5 / 804 = 59,879 buah ≈ 60 buah.

5.5.9.2 Tulangan Susut Vertikal (Segmen Pracetak)

Tulangan susut vertikal pada segmen precast diperhitungkan dengan persentasi tulangan yang digunakan tidak boleh kurang dari 0,4% dari luasan penampang beton.

Penampang 3500x3500 mm

Kebutuhan tulangan vertikal susut yang dibutuhkan adalah

$$\begin{aligned}&= 0,4\% \times 9055000 \\ &= 36220 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Bila digunakan tulangan dengan diameter D19 mm, luas per tulangan adalah 280 mm². Sehingga jumlah tulangan yang dibutuhkan : 36220 / 280 = 129,357 buah ≈ 130 buah.

5.5.9 Panjang Pengangkuran Stress Bar

Pada pelaksanaan menggunakan segmen pracetak, stress bar akan ditanam terlebih dahulu di dalam *pile cap*. Dalam menentukan panjang stressbar tertanam di dalam *pile cap* untuk menahan besaran gaya prestress, maka dilakukan pendekatan perhitungan

dengan analisa *punching shear* struktur beton pada *pile cap*. Angkur stress bar memiliki penampang pelat dengan dimensi 150mmx150mm, penampang ini akan diasumsikan memberikan efek *punching* terhadap struktur beton *pile cap* yang dianggap hanya memiliki 50% f'_c sebagai faktor keamanan.

Stressbar Anchorage Punching Shear Capacity pada Pile Cap berdasarkan ACI-318 2011.

Data yang diketahui sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Mutu beton} & : K-350 = 30 \text{ MPa} \\ F_{\text{pull}} & = 12 \times (1080 \text{ MPa} \times 140 \text{ mm}^2) \\ & = 1814400 \text{ N} \\ b & = 150 \text{ mm} \\ d & = 150 \text{ mm} \\ \alpha_s & = 40 \quad (\text{untuk internal column}) \\ \emptyset & = 0,60 \\ b_o & = 2(b + h + 2d) \\ & = 2(150 + 150 + 2d) \\ & = 600 + 4d \end{aligned}$$

Kapasitas adalah nilai minimum dari,

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} b_o d \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

Dari **persamaan (1)**, maka didapatkan panjang efektif pengangkuran, d, sebesar :

$$\begin{aligned} V_c & = 0,083 \left(\frac{40xd}{600+4d} + 2 \right) \sqrt{15} (600+4d) d \geq F_{\text{pull}}/\emptyset \\ & = 3,857d^2 + 192,875d \geq 1814400/0,6 \\ & = 3,857d^2 + 192,875d - 30240000 \geq 0 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan rumus abc untuk mendapatkan d1 dan d2 :

$$d_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

maka didapatkan, $d_1 = 860,751 \text{ mm} \approx 870 \text{ mm}$

$d_2 = -910,751 \text{ mm}$ (tidak digunakan)

Kontrol nilai Vc persamaan (1) :

$$\begin{aligned} Vc &= 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f c'} b_o d \geq F_{\text{pull}} / \emptyset \\ &= 0,083 \left(\frac{40 \times 870}{600 + 4 \times 870} + 2 \right) \sqrt{15} (600 + 4 \times 870) 870 \\ &= 12,014,542,75 \geq 3,024,000 [\text{OK}] \end{aligned}$$

Dari **persamaan (2)**, maka didapatkan panjang pengangkuran, d, sebesar :

$$\begin{aligned} Vc &= 0,33 \sqrt{f c'} b_o d \geq F_{\text{pull}} / \emptyset \\ &= 0,33 \sqrt{15} \cdot (600 + 4d) \cdot d \geq 1814400/0,6 \\ &= 600d + 4d^2 \geq 2366040,735 \\ &= 4d^2 + 600d - 2366040,735 \geq 0 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan rumus abc untuk mendapatkan d1 dan d2 :

$$d_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

maka didapatkan, $d_1 = 697,745 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$

$d_2 = -847,745 \text{ mm}$ (tidak digunakan)

Kontrol nilai Vc persamaan (2) :

$$\begin{aligned} Vc &= 0,33 \sqrt{f c'} b_o d \geq F_{\text{pull}} / \emptyset \\ &= 0,33 \sqrt{15} \cdot (600 + 4 \times 700) \cdot 700 \geq 1814400/0,6 \\ &= 3,041,841.12 \geq 3,024,000 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas digunakan nilai Vc minimum yang didapatkan dari persamaan (2), dengan panjang pengangkuran :

$d = 700 \text{ mm}$ SF = 2

dpakai = $2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$

Sehingga, panjang penangkuran minimum pada *pile cap* sebesar 1400 mm dari permukaan beton *pile cap* agar dapat menahan 70% *f_{pu}* gaya stressing pada *stressbar* D32.

5.6 Desain Pile Cap

Pile cap berfungsi untuk mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. Jarak tiang mempengaruhi ukuran pile cap yang biasanya diambil 2,5D – 3D dimana D adalah diameter tiang.

Tabel 5. 16 Gaya yang Diterima Pondasi

F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
(kN)			(kN.m)		
12755.541	1356.458	36267.675	38779.892	91338.167	2082.494

Data Perencanaan :

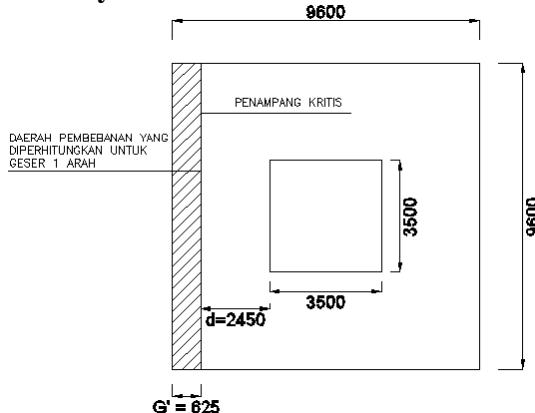
Mutu beton (*f'c*) : 30 MPa

Mutu tulangan (*f_y*) : 390 MPa

Dimensi pile cap : 9600 x 9600 x 2500 mm

Tebal selimut beton : 75 mm

5.6.1 Kontrol Gaya Geser 1 Arah



Gambar 5. 39 Analisis Geser 1 Arah

Gaya geser yang terjadi pada penampang kritis adalah :

$$V_u = \sigma \cdot b \cdot G'$$

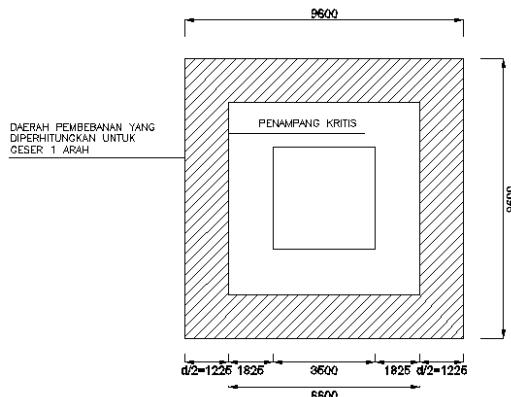
Dimana :

$$\begin{aligned}
 V_u &= \text{gaya geser} \\
 \sigma &= P/A \\
 &= 3626,768 / (9,6 \times 9,6) \\
 &= 39,353 \text{ ton/m}^2 \\
 b &= \text{panjang pondasi} \\
 &= 9600 \text{ mm} \\
 d &= \text{tebal efektif pile cap} \\
 &= 2500 - 75 \\
 &= 2425 \text{ mm} \\
 G' &= \text{daerah pembeban yang diperhitungkan untuk geser} \\
 &\quad \text{penulangan satu arah} \\
 &= L - (L/2 + \text{lebar kolom}/2 + d) \\
 &= 9600 - (9600/2 + 3500/2 + 2425) \\
 &= 625 \text{ mm} \\
 V_u &= \sigma \cdot L \cdot G' \\
 &= 39,353 \times 9,6 \times 0,625 \\
 &= 236,118 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Kuat geser beton adalah :

$$\begin{aligned}
 \emptyset V_c &= \emptyset \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 9600 \times 2425 \\
 &= 15938726,42 \text{ N} \\
 &= 1593,873 \text{ ton} \quad > V_u = 236,118 \text{ ton} \quad [\text{OK}]
 \end{aligned}$$

5.6.2 Kontrol Gaya Geser 2 Arah



Gambar 5. 40 Analisis Geser 2 Arah

Lebar penampang kritis (B') adalah :

$$\begin{aligned} B' &= \text{lebar kolom} + 2(1/2)d \\ &= 3500 + 2(1/2)2425 \\ &= 5925 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis adalah :

$$V_u = \sigma \cdot (b^2 - B'^2)$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} V_u &= 39,353 \times (9,6^2 - 5,925^2) \\ &= 2245,261 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kuat geser beton (Vc) :

Besar V_c berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2.1 adalah nilai terkecil dari :

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d}{6} \\ &= \left(1 + \frac{2}{1}\right) \frac{\sqrt{30} \cdot (4 \times 5925) \times 2425}{6} \\ &= 15739,492 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2. \quad Vc &= \left(\frac{\alpha_s d}{bo} + 2 \right) \frac{\sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d}{12} \\
 &= \left(\frac{40x2425}{4x5925} + 2 \right) \frac{\sqrt{30} x (4x5925) x 2425}{12} \\
 &= 15983 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 3. \quad Vc &= \frac{\sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d}{3} \\
 &= \frac{\sqrt{30} x (4x5925) x 2425}{3} \\
 &= 10492,995 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai kuat geser beton yang digunakan sebesar :

$$\begin{aligned}
 \phi Vc &= 0,75 \times 10492,995 \\
 &= 7869,746 \text{ ton} \quad > Vu = 2245,261 \text{ ton} \quad [\text{OK}]
 \end{aligned}$$

5.6.3 Penulangan Pile Cap

Penulangan lentur pile cap dianalisa sebagai balok dengan perletakkan jepit pada kolom, sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom. Perhitungan gaya dalam pile cap didapat dengan perhitungan berikut ini :

Lebar penampang kritis (B') :

$$\begin{aligned}
 B' &= \text{lebar pile cap}/2 - \text{lebar kolom}/2 \\
 &= 9600/2 - 3500/2 \\
 &= 3050 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berat pile cap pada penampang kritis (q') :

$$\begin{aligned}
 q' &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times L \\
 &= 2400 \times 9,6 \times 2,5 \\
 &= 57600 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu &= 2(Pu/9)(s) - \frac{1}{2} q' \cdot B'^2 \\
 &= 2(3626,768/9)(3,6) - \frac{1}{2} 57,6 \cdot 3,05^2 \\
 &= 2633,502 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Momen Nominal

Bila dipakai tulangan D32 – 150,

$$\begin{aligned}
 n &= 44 \text{ buah} \\
 a &= \frac{As.fy}{0,85xf'cxb} \\
 &= \frac{(0,25x3,14x32x32)x 44 x 390}{0,85x30x9600} \\
 &= 56,376 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset Mn &= \emptyset As.fy.(d - \frac{1}{2a}) \\
 &= 0,8 x 803,84 x 44 x 390 x (2425 - 1/2(56,376)) \\
 &= 26773630355 \text{ N.mm} \\
 &= 2677,363 \text{ ton.m} \quad > Mu = 2633,502 \text{ ton.m} [\text{OK}]
 \end{aligned}$$

5.7 Desain Pondasi Tiang

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya ortogonal ke sumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang yang terdapat di bawah konstruksi dengan tumpuan pondasi.

Gaya-gaya yang harus mampu ditahan berdasarkan beban terfaktor yang terjadi sebesar :

Tabel 5. 17 Gaya Yang Diterima Pondasi

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
(kN)			(kN.m)		
12755.541	1356.458	36267.675	38779.892	91338.167	2082.494

5.7.1 Daya Dukung Tiang Vertikal

Tipe pondasi yang digunakan dalam perencanaan ini adalah tipe *bore pile* dengan data perencanaan sebagai berikut :

Data Tanah :

PWB 235

Proyek :

Jalan Tol Bekasi-Cawang-Kampung Melayu (Becakayu) Seksi 1C

Data *Bore Pile*

Diameter :	1200 mm
Mutu Beton ($f'c$) :	30 MPa
Modulus Elastisitas Beton (E) :	25743 MPa
Berat jenis beton :	2400 kg/m ³
Keliling penampang tiang (Kell) : $\phi \times D$	3,7699 m
Luas (A_p) :	1,131 m ²
Inersia (I) :	1e+7 cm ⁴

5.7.3.1 Daya Dukung Ijin Tekan

Daya Dukung Ijin Tekan Berdasarkan Data N-SPT

Analisis daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah berdasarkan data N-SPT menggunakan persamaan berikut :

$$Pa = \frac{qc \times Ap}{SF1} + \frac{\sum li \cdot fi \times Kell}{SF2}$$

dimana :

Pa = daya dukung ijin tekan tiang (ton)

qd = daya dukung terpusat tiang menggunakan metode Meyerhof (ton/m^2) :

20N, untuk *silt/clay*

40N, untuk *sand*

N = nilai N-SPT

A_p = luas penampang tiang (m^2)

$Kell$ = keliling penampang tiang (m)

l_i = panjang segmen tiang yang ditinjau

f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang

N maksimum 12 ton/ m^2 , untuk *silt/clay*

N/5 maksimum 10 ton/ m^2 , untuk *sand*

Contoh perhitungan :

Daya dukung ijin tekan berdasarkan data N-SPT pada kedalaman 2.00 m dibawah permukaan tanah :

A_p = 1.131 m^2

A_k = 3,77 m

l_i = 2 m

f_i = 12 t/ m^2 (*clay*)

N = 13

qd = $20 \times 13 = 260 \text{ t}/\text{m}^2$

$SF1$ = 3

$SF2$ = 5

$$\begin{aligned} Pa &= \frac{260 \times 1.131}{3} + \frac{18,5 \times 3,77}{5} \\ &= 111.97 \text{ ton} \end{aligned}$$

Perhitungan daya dukung tekan tiang berdasarkan data N-SPT pada masing-masing kedalaman bisa dilihat pada Tabel 5.20.

Daya Dukung Ijin Tiang Berdasarkan Kekuatan Material

Berdasarkan mutu material yang digunakan $f'c = 30 \text{ MPa}$:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tekan}} &= 0,45 \times f'c \\ &= 0,45 \times 30 \\ &= 13.5 \text{ N/mm}^2 \\ A_p &= 1.131 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_a &= \sigma_{\text{tekan}} \times A_p \\ &= 1350 \times 1.131 \\ &= 1526.814 \text{ ton}\end{aligned}$$

Sehingga daya dukung ijin tekan yang digunakan pada kedalaman 25 m adalah **P_a = 894.525 ton** dengan SF = 3.

5.7.3.2 Daya Dukung Ijin Tarik

Analisis daya dukung ijin tarik pondasi tiang terhadap kekuatan tanah berdasarkan data N-SPT menggunakan metode Meyerhof sebagai berikut :

$$P_{ta} = \frac{(\sum l_i \cdot f_i \times K_{ell}) \times 0,70}{SF2} + W_p$$

Contoh perhitungan :

Daya dukung ijin tarik berdasarkan data N-SPT pada kedalaman 2.00 m dibawah permukaan tanah :

$$\begin{aligned}A_p &= 1.131 \text{ m}^2 \\ A_k &= 3,77 \text{ m} \\ l_i &= 2 \text{ m} \\ f_i &= 12 \text{ t/m}^2 (\text{clay})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N &= 13 \\ qd &= 20 \times 13 = 260 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W_p &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 1,131 \times 2 \\&= 5.429 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{ta} &= \frac{(18.5 \times 3.77) \times 0,70}{3} + 5.429 \\&= 21.702 \text{ ton}\end{aligned}$$

Perhitungan daya dukung tarik tiang berdasarkan data N-SPT pada masing-masing kedalaman bisa dilihat pada Tabel 5.20.

Sehingga daya dukung ijin tarik yang digunakan pada kedalaman 25 m adalah **P_{ta} = 284.608 ton** dengan SF = 3.

Tabel 5.18 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang Vertikal (1)

Depth (m)	Soil Type	SPT-N Average		qc (t/m ²)	li	fi	li.fi	Σ li.fi (t/m)	Wp		Ptarik (ton)	
		(t/m ²)	(m)						(ton)	SF = 3	(ton)	SF = 3
0	silty clay	clay	0	0	1	0	0	0.00	0	0	0	0
-1	silty clay	clay	6.5	130	1	6.5	6.5	53.91	2.714	8.432		
-2	silty clay	clay	13	260	1	12	12	111.97	5.429	21.702		
-3	silty clay	clay	11.5	230	1	11.5	11.5	30	8.143	34.532		
-4	silty clay	clay	10	200	1	10	10	40	10.857	46.043		
-5	sand	sand	35	1400	1	7	7	47	563.22	13.572	54.915	
-6	sand	sand	60	2400	1	10	10	57	947.76	16.286	66.426	
-7	sand	sand	60	2400	1	10	10	67	955.30	19.000	77.937	
-8	sand	sand	60	2400	1	10	10	77	962.84	21.715	89.447	
-9	sand	sand	60	2400	1	10	10	87	970.38	24.429	100.958	
-10	sand	sand	60	2400	1	10	10	97	977.91	27.143	112.469	
-11	silty sand	sand	55.5	2220	1	10	10	107	917.60	29.858	123.980	
-12	silty sand	sand	51	2040	1	10	10	117	857.28	32.572	135.491	
-13	silty sand	sand	53	2120	1	10	10	127	894.98	35.286	147.001	
-14	silty sand	sand	55	2200	1	10	10	137	932.68	38.001	158.512	
-15	sand	sand	56.5	2260	1	10	10	147	962.84	40.715	170.023	
-16	sand	sand	58	2320	1	10	10	157	992.99	43.429	181.534	
-17	sand	sand	59	2360	1	10	10	167	1015.61	46.144	193.045	
-18	sand	sand	60	2400	1	10	10	177	1038.23	48.858	204.555	
-19	silty sand	sand	56	2240	1	10	10	187	985.45	51.572	216.066	
-20	silty sand	sand	52	2080	1	10	10	197	932.68	54.287	227.577	
-21	silty sand	sand	56	2240	1	10	10	207	1000.53	57.001	239.088	
-22	silty sand	sand	60	2400	1	10	10	217	1068.39	59.715	250.599	
-23	silty sand	sand	57	2280	1	10	10	227	1030.69	62.430	262.109	
-24	silty sand	sand	54	2160	1	10	10	237	992.99	65.144	273.620	
-25	silty sand	sand	47	1880	1	9.4	9.4	246.4	894.52	67.858	284.603	

Tabel 5.19 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang Vertikal (2)

Depth (m)	Soil Type	SPT-N Average		qc (t/m ²)	li	fi	li.fi	$\Sigma li.fi$	Pekan (ton)		Wp (ton)	Ptarik (ton)
		(t/m ²)	(m)						(t/m)	(t/m)		
-26	silty sand	sand	40	1600	1	8	254.4	795.00	70.573	294.355		
-27	silty sand	sand	44	1760	1	8.8	263.2	861.95	73.287	304.810		
-28	sandy silt	silt	48	960	1	12	275.2	569.41	76.001	318.080		
-29	clayey silt	silt	50	1000	1	12	287.2	593.53	78.716	331.350		
-30	clayey silt	silt	52	1040	1	12	299.2	617.66	81.430	344.620		
-31	clayey silt	silt	56	1120	1	12	311.2	636.87	84.144	357.890		
-32	sand	sand	60	2400	1	10	321.2	1146.96	86.859	369.401		
-33	sand	sand	38	1520	1	7.6	328.8	820.94	89.573	378.801		
-34	silty clay	clay	16	320	1	12	340.8	377.59	92.287	392.071		
-35	silty clay	clay	18	360	1	12	352.8	401.72	95.002	405.341		
-36	silty clay	clay	20	400	1	12	364.8	425.85	97.716	418.611		
-37	silty clay	clay	17	340	1	12	376.8	412.28	100.430	431.881		
-38	silty clay	clay	14	280	1	12	388.8	398.71	103.145	445.151		
-39	silty clay	clay	16	320	1	12	400.8	422.83	105.859	458.421		
-40	silty clay	clay	18	360	1	12	412.8	446.96	108.573	471.691		
-41	silty clay	clay	27	540	1	12	424.8	523.87	111.288	484.961		
-42	silty sand	sand	36	1440	1	7.2	432	868.59	114.002	494.009		
-43	silty sand	sand	45	1800	1	9	441	1011.09	116.716	504.640		
-44	silty sand	sand	54	2160	1	10	451	1154.35	119.431	516.151		
-45	silty sand	sand	56	2240	1	10	461	1192.05	122.145	527.662		
-46	silty sand	sand	58	2320	1	10	471	1229.75	124.859	539.173		
-47	silty sand	sand	37.5	1500	1	7.5	478.5	926.27	127.574	548.484		
-48	clayey silt	silt	17	340	1	12	490.5	498.01	130.288	561.754		
-49	clayey silt	silt	18.5	370	1	12	502.5	518.36	133.002	575.025		
-50	clayey silt	silt	20	400	1	12	514.5	538.72	135.717	588.295		

Tabel 5.20 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang Vertikal (3)

Depth (m)	Soil Type	SPT-N Average	qc (t/m ²)	h (m)	f (t/m ²)	li,ff (t/m)	$\Sigma li,ff$ (t/m)	Ptekan (ton)	Wp (ton)	Ptarik (ton)
-51	clayey silt	silt	21	420	1	12	526.5	555.31	138.431	601.565
-52	clayey silt	silt	22	440	1	12	538.5	571.90	141.145	614.835
-53	clayey silt	silt	20.5	410	1	12	550.5	569.63	143.860	628.105
-54	silty sand	sand	19	760	1	3.8	554.3	704.45	146.574	634.162
-55	silty sand	sand	23	920	1	4.6	558.9	768.23	149.288	640.923
-56	silty sand	sand	27	1080	1	5.4	564.3	832.62	152.003	648.387
-57	silty sand	sand	31.5	1260	1	6.3	570.6	905.23	154.717	656.643
-58	silty sand	sand	.36	1440	1	7.2	577.8	978.52	157.431	665.691
-59	sand	sand	42	1680	1	8.4	586.2	1075.33	160.146	675.794
-60	sand	sand	48	1920	60	9.6	576	1162.2	1600.10	162.860
									1185.185	

5.7.2 Daya Dukung Tiang Horizontal

Desain tiang menggunakan tiang ujung jepit (*fixed end pile*). Menurut McNulty (1956), tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujungnya terjepit (tertanam) pada pile cap paling sedikit sedalam 60 cm.

Perhitungan daya dukung horizontal tiap tiang berdasarkan metode Broms :

Dari lampiran data tanah diketahui $C_u = 45 \text{ kN/m}^2$.

$$\begin{aligned} Hu &= 9 \cdot C_u \cdot D \cdot (L_p - 3D/2) \\ &= 9 \times 45 \times 1,2 \times (25 - 3 \times 1,2 / 2) \\ &= 11275,2 \text{ kN} \\ &= 1127,52 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kontrol Terhadap Gaya Momen

Pada Hu tersebut momen yang terjadi pada tiang adalah :

$$\begin{aligned} M_{max} &= Hu \cdot (L_p/2 + 3D/2) \\ &= 1127,52 \times (25/2 + 3 \times 1,2 / 2) \\ &= 16123,526 \text{ ton.m} \quad > My = 9133.817 \text{ ton} \end{aligned}$$

Karena $M_{max} > My$, maka tiang yang direncanakan termasuk tiang panjang.

Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Perhitungan daya dukung horizontal untuk tiang panjang menggunakan metode Broms, dengan :

$$\begin{aligned} f &= Hu / (9 \cdot C_u \cdot D) \\ &= Hu / (9 \times 45 \times 1,2) \\ &= 0,0021 Hu \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Hu &= \frac{2My}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \\ &= \frac{2 \times 91338,17}{\frac{3 \times 1,2}{2} + \frac{0,0021 Hu}{2}} \\ &= \frac{18267,634}{1,8 + 0,0103 Hu} \\ 0 &= 0,0103 Hu^2 + 1,8 Hu - 18267,634 \end{aligned}$$

dari persamaan diatas didapatkan nilai :

$$Hu = 4124,889 \text{ kN} = 412,489 \text{ ton}$$

$$Hu = -4299,647 \text{ kN}$$

Sehingga didapatkan $Hu = 412,489 \text{ ton} > F_x = 141,728 \text{ ton}$. [OK]

5.7.3 Efisiensi Kelompok Tiang

Kapasitas dukung tiang kelompok dapat berkurang jika jarak tiang semakin dekat dalam tanah lempung. Jadi, besarnya kapasitas dukung total menjadi tereduksi dengan nilai yang tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak, dan panjang tiang. Nilai pengali terhadap kapasitas dukung ultimit tiang tunggal dengan memperhatikan pengaruh kelompok tiang, disebut efisiensi tiang (E_g) yang didefinisikan sebagai persamaan berikut (*Converse-Labarre formula*) (Vesic, 1967) :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn}$$

Dimana :

E_g = efisiensi kelompok tiang

m = jumlah baris tiang = 3 buah

n' = jumlah tiang dalam satu baris = 3 buah

s = jarak pusat ke pusat tiang (m) = 3600 mm

d = diameter tiang (m) = 1200 mm

θ = arc tg(d/s), dalam derajat = arc tan (1200/3600)
= 0,322 = 18,435°

Didapatkan nilai efisiensi kelompok tiang sebesar :

$$E_g = 1 - 18,435^\circ \times \frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90 \times 3 \times 3}$$

$$= 0,7268895$$

Sehingga daya dukung vertikal kelompok tiang pada kedalaman 25m adalah :

$$= E_g \times \text{daya dukung tiang} \times \text{jumlah pile}$$

$$= 0,723 \times 894.525 \times 9$$

$$= 650.220 \times 9$$

$$= 5851.987 \text{ ton} > P_u = 3626.768 \text{ ton} \quad [\text{OK}]$$

Tabel 5.21 Daya Dukung Vertikal Tiang Kelompok (1)

Depth (m)	Soil Type		SPT-N Average	Ptekan (ton)	Ptarik (ton)
				SF =3	SF =3
0	silty clay	clay	0	0	0
-1	silty clay	clay	6.5	39.186	6.129
-2	silty clay	clay	13	81.387	15.775
-3	silty clay	clay	11.5	79.469	25.101
-4	silty clay	clay	10	76.729	33.468
-5	sand	sand	35	409.402	39.917
-6	sand	sand	60	688.914	48.284
-7	sand	sand	60	694.394	56.651
-8	sand	sand	60	699.875	65.018
-9	sand	sand	60	705.355	73.385
-10	sand	sand	60	710.836	81.753
-11	silty sand	sand	55.5	666.991	90.120
-12	silty sand	sand	51	623.146	98.487
-13	silty sand	sand	53	650.549	106.854
-14	silty sand	sand	55	677.952	115.221
-15	sand	sand	56.5	699.875	123.588
-16	sand	sand	58	721.797	131.955
-17	sand	sand	59	738.239	140.322
-18	sand	sand	60	754.681	148.689
-19	silty sand	sand	56	716.317	157.056
-20	silty sand	sand	52	677.952	165.423
-21	silty sand	sand	56	727.278	173.790
-22	silty sand	sand	60	776.604	182.157
-23	silty sand	sand	57	749.200	190.525
-24	silty sand	sand	54	721.797	198.892
-25	silty sand	sand	47	650.220	206.875
-26	silty sand	sand	40	577.876	213.963
-27	silty sand	sand	44	626.544	221.563
-28	sandy silt	silt	48	413.896	231.209
-29	clayey silt	silt	50	431.434	240.855
-30	clayey silt	silt	52	448.972	250.501

Tabel 5.22 Daya Dukung Tiang Vertikal Kelompok (2)

Depth (m)	Soil Type		SPT-N Average	Ptekan (ton)	Ptarik (ton) SF =3
				SF =3	
-31	clayey silt	silt	56	477.471	260.147
-32	sand	sand	60	833.712	268.514
-33	sand	sand	38	596.730	275.346
-34	silty clay	clay	16	274.469	284.992
-35	silty clay	clay	18	292.007	294.638
-36	silty clay	clay	20	309.545	304.284
-37	silty clay	clay	17	299.680	313.930
-38	silty clay	clay	14	289.815	323.576
-39	silty clay	clay	16	307.353	333.222
-40	silty clay	clay	18	324.891	342.867
-41	silty clay	clay	27	380.793	352.513
-42	silty sand	sand	36	631.367	359.090
-43	silty sand	sand	45	734.951	366.818
-44	silty sand	sand	54	839.083	375.185
-45	silty sand	sand	56	866.486	383.552
-46	silty sand	sand	58	893.889	391.919
-47	silty sand	sand	37.5	673.294	398.688
-48	clayey silt	silt	17	361.995	408.333
-49	clayey silt	silt	18.5	376.792	417.979
-50	clayey silt	silt	20	391.590	427.625
-51	clayey silt	silt	21	403.647	437.271
-52	clayey silt	silt	22	415.705	446.917
-53	clayey silt	silt	20.5	414.061	456.563
-54	silty sand	sand	19	512.054	460.966
-55	silty sand	sand	23	558.420	465.880
-56	silty sand	sand	27	605.225	471.306
-57	silty sand	sand	31.5	658.003	477.307
-58	silty sand	sand	36	711.275	483.884
-59	sand	sand	42	781.646	491.228
-60	sand	sand	48	1163.097	861.498

5.7.4 Modulus Reaksi Tanah Dasar (Koefisien Reaksi Tanah Dasar)

Modulus reaksi tanah dasar didefinisikan sebagai perbandingan antara tegangan dasar dan deformasi atau lendutan tanah akibat beban tersebut. Konsep koefisien reaksi tanah dasar atau disebut juga *soil modulus* adalah suatu hubungan konsep pengertian antara tekanan tanah dengan lendutan yang banyak sekali digunakan dalam analisis konstruksi anggota pondasi. Dengan perantara yang disebut koefisien reaksi tanah dasar ini, dapat dihitung besarnya reaksi dan pergeseran tanah pondasi berdasarkan pada keseimbangan antara beban yang bekerja dan tahanan pada tanah pondasi.

Untuk pondasi *bore pile*, perkiraan koefisien reaksi tanah dalam arah mendatar (K_x dan K_y) diberikan dengan persamaan (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000) :

$$k = 0,2 E_o \cdot D^{-3/4}$$

$$k = k_o \cdot y^{-1/2}$$

Dimana :

k_o = harga k bila pergeseran pada permukaan dibuat sebesar 1 cm (kg/cm^3)

y = besarnya pergeseran yang akan dicari (cm)

E_o = modulus deformasi tanah pondasi,
biasanya diperkirakan $E_o = 28\text{N}$, dengan memakai harga N
dari tes SPT

D = diameter tiang

Contoh perhitungan pada kedalaman 1 meter pertama :

Data yang diketahui,

Diameter tiang pakai = 1200 mm

N-SPT pada x m = 13

Modulus deformasi tanah,

$$E_o = 28.N$$

$$= 28 \times 13$$

$$= 364$$

Nilai pergeseran tanah per 1 cm (*subgrade reaction*),

$$k_o = 0,2 E_o \cdot D^{-3/4}$$

$$= 0,2 \times 364 \times (120)^{-3/4}$$

$$= 2,01$$

Koefisien reaksi tanah mendatar (Kx dan Ky),

$$k = k_o \cdot y^{-1/2}$$

$$= 2,01 \cdot 1^{-1/2}$$

$$= 2,01$$

$$K = k \cdot D \cdot dz$$

$$= 2,01 \times 120 \times (100-0)$$

$$= 24094,99 \text{ kg/cm}$$

$$K_x = K_y$$

$$= 24094,99 \text{ kg/cm}$$

$$= 2409,50 \text{ t/m}$$

Gambar 5.23 Koefisien Reaksi Tanah (1)

Depth (m)	N	$E_o = 28N$	$(Subgrade reaction)$ $k_o = 0.2, E_o D^{0.75}$	$k = k_o y^{-0.5}$	$kV = k_o * A$	(Spring Constant) $kx=ky=kD.dz$	kg/cm
		kg/cm ²	kg/cm ³		t/m		kg/cm
0	0						
-1	13	364	2.01	2.01	2270.90	24094.99	
-2	13	364	2.01	2.01	2270.90	24094.99	
-3	10	280	1.54	1.54	1746.85	18534.61	
-4	10	280	1.54	1.54	1746.85	18534.61	
-5	60	1680	9.27	9.27	10481.07	111207.63	
-6	60	1680	9.27	9.27	10481.07	111207.63	
-7	60	1680	9.27	9.27	10481.07	111207.63	
-8	60	1680	9.27	9.27	10481.07	111207.63	
-9	60	1680	9.27	9.27	10481.07	111207.63	
-10	60	1680	9.27	9.27	10481.07	111207.63	
-11	51	1428	7.88	7.88	8908.91	94526.49	
-12	51	1428	7.88	7.88	8908.91	94526.49	
-13	55	1540	8.50	8.50	9607.65	101940.33	
-14	55	1540	8.50	8.50	9607.65	101940.33	
-15	58	1624	8.96	8.96	10131.70	107500.71	
-16	58	1624	8.96	8.96	10131.70	107500.71	
-17	60	1680	9.27	9.27	10481.07	111207.63	
-18	60	1680	9.27	9.27	10481.07	111207.63	
-19	52	1456	8.03	8.03	9083.60	96379.95	
-20	52	1456	8.03	8.03	9083.60	96379.95	

Gambar 5.24 Koefisien Reaksi Tanah (2)

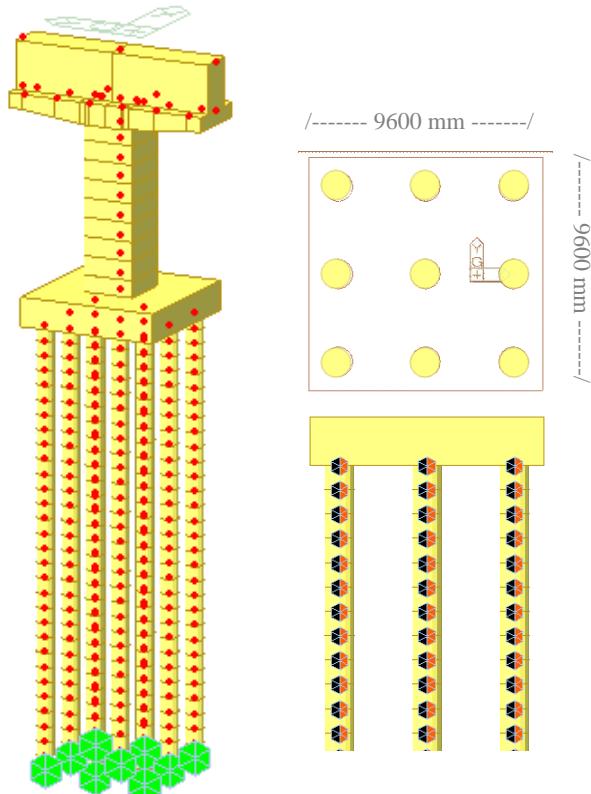
Depth (m)	N	Eo = 28N kg/cm2	(Subgrade reaction) ko = 0,2, Eo.D ^{-0.75} kg/cm3	k = ko.y ^{0,5} kg/cm3	kV = ko * A t/m	(Spring Constant) kx=ky= k D.dz kg/cm	
						t/m	kg/cm
-21	60	1680	9.27	9.27	10481.07	111207.63	
-22	60	1680	9.27	9.27	10481.07	111207.63	
-23	54	1512	8.34	8.34	9432.97	100086.87	
-24	54	1512	8.34	8.34	9432.97	100086.87	
-25	40	1120	6.18	6.18	6987.38	74138.42	
-26	40	1120	6.18	6.18	6987.38	74138.42	
-27	48	1344	7.41	7.41	8384.86	88966.10	
-28	48	1344	7.41	7.41	8384.86	88966.10	
-29	52	1456	8.03	8.03	9083.60	96379.95	
-30	52	1456	8.03	8.03	9083.60	96379.95	
-31	60	1680	9.27	9.27	10481.07	111207.63	
-32	60	1680	9.27	9.27	10481.07	111207.63	
-33	16	448	2.47	2.47	2794.95	29655.37	
-34	16	448	2.47	2.47	2794.95	29655.37	
-35	20	560	3.09	3.09	3493.69	37069.21	
-36	20	560	3.09	3.09	3493.69	37069.21	
-37	14	392	2.16	2.16	2445.58	25948.45	
-38	14	392	2.16	2.16	2445.58	25948.45	
-39	18	504	2.78	2.78	3144.32	33362.29	
-40	18	504	2.78	2.78	3144.32	33362.29	
-41	36	1008	5.56	5.56	6288.64	66724.58	

Gambar 5.25 Koefisien Reaksi Tanah (3)

Depth (m)	N	$E_0 = 28N$ $ko = 0.2, E_0 D^{-0.75}$	(Subgrade reaction) kg/cm^2		$k = ko y^{-0.5}$ kg/cm^3	$kV = ko * A$ t/m	(Spring Constant) $kx=ky=k D, dz$ kg/cm
			kg/cm^2	kg/cm^3			
-42	36	1008	5.56	5.56	6288.64	66724.58	
-43	56	1568	8.65	8.65	9782.33	103793.79	
-44	56	1568	8.65	8.65	9782.33	103793.79	
-45	58	1624	8.96	8.96	10131.70	107500.71	
-46	58	1624	8.96	8.96	10131.70	107500.71	
-47	17	476	2.63	2.63	2969.64	31508.83	
-48	17	476	2.63	2.63	2969.64	31508.83	
-49	20	560	3.09	3.09	3493.69	37069.21	
-50	20	560	3.09	3.09	3493.69	37069.21	
-51	22	616	3.40	3.40	3843.06	40776.13	
-52	22	616	3.40	3.40	3843.06	40776.13	
-53	19	532	2.93	2.93	3319.01	35215.75	
-54	19	532	2.93	2.93	3319.01	35215.75	
-55	27	756	4.17	4.17	4716.48	50043.43	
-56	27	756	4.17	4.17	4716.48	50043.43	
-57	36	1008	5.56	5.56	6288.64	66724.58	
-58	36	1008	5.56	5.56	6288.64	66724.58	
-59	48	1344	7.41	7.41	8384.86	88966.10	
-60	48	1344	7.41	7.41	8384.86	88966.10	

5.7.5 Pemodelan Tanah dan Pondasi Sebagai Elemen Spring

Pemodelan pondasi menggunakan program bantu MIDAS, daya dukung tanah lateral dimodelakan sebagai elemen *spring*. Untuk penempatan *spring* pada pondasi dipasang pada tiap 1 meter panjang tiang. Pada ujung tiang pancang, daya dukung tanah dianggap mampu untuk menahan beban vertikal dan horizontal pondasi sehingga *boundary condition* pada ujung pondasi dianggap sebagai jepit, dimana tidak diijinkan terjadi penurunan dan translasi horizontal arah x dan y.



Gambar 5.41 Pemodelan *spring* pada program bantu MIDAS

5.7.6 Beban Maksimum Tiang Pada Kelompok Tiang

Jarak minimum antara *bore pile* (S) diambil sebesar :

$$\begin{aligned} 2,5D &\leq S \leq 4D \\ 3000 \text{ mm} &\leq S \leq 4800 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak antara *bore pile* (S) digunakan sebesar 3600 mm sehingga memenuhi persyaratan jarak minimum yang telah ditentukan.

Perhitungan beban yang bekerja pada satu tiang merupakan nilai terbesar beban (P_u) dari kombinasi pembebanan yang telah ditentukan. Perhitungan beban dapat dicari berdasarkan persamaan berikut (Hadiyatmo,2010) :

$$P_{maks} = \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{ny \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{nx \cdot \sum y^2}$$

Dimana :

P_{maks} = Beban maksimum tiang

P_u = Gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

M_x = Momen yang bekerja tegak lurus arah x

M_y = Momen yang bekerja tegak lurus arah y

x = jarak tiang ke sumbu pusat arah x

y = jarak tiang ke sumbu pusat arah y

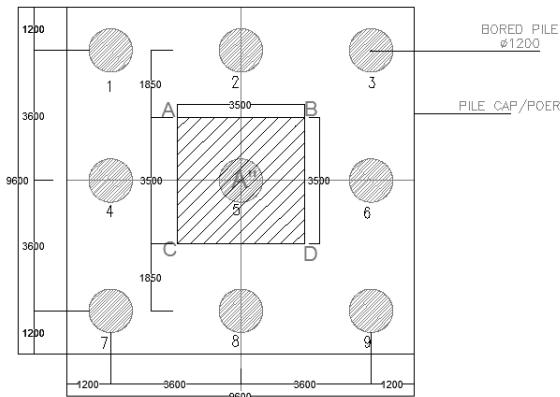
n_x = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu x

n_y = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu y

n = jumlah tiang seluruhnya

Bila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka tiang mendapatkan gaya tekan.

Bila P maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka tiang mendapatkan gaya tarik.



Gambar 5.42 Konfigurasi bore pile

Perhitungan P maksimum yang terjadi pada tiang :

$$\begin{aligned}
 P_{maks} &= \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{n y \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n x \cdot \sum y^2} \\
 &= \frac{3626.767}{9} + \frac{9133.817 x 3.6}{3x2x3x3.6^2} + \frac{3877.989 x 3.6}{3x2x3x3.6^2} \\
 &= 402.974 + 140.954 + 59.846 \\
 &= 603.774 \text{ ton} \quad (\text{tekan})
 \end{aligned}$$

Sehingga beban tekan yang terjadi sebesar 603.774 ton tidak melebihi daya dukung ijin tekan tiang sebesar 650.220 ton.

Analisis Beban Maksimum Berdasarkan Pemodelan

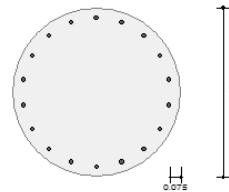
Analisis beban yang bekerja pada satu tiang didapatkan dari program bantu MIDAS. Pemodelan *bore pile* sedalam 25 meter dibagi menjadi beberapa bagian dengan panjang masing-masing bagian sebesar 10 meter. SF yang digunakan sebesar 3.

Hasil analisis beban maksimum pada tiang sebagai berikut :

Bagian I (10 meter dari ujung tiang)

Design Condition

Design Code	AASHTO-LRFD02												
Unit System	kN, m												
Member Number	36 (PM), 36 (Shear)												
Material Data	$f_c = 30000$, $f_y = 390000$, $f_{ys} = 390000 \text{ kPa}$												
Column Height	1 m												
Section Property	tiang poer-1 (No : 9)												
Rebar Pattern	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Pos 1</th> <th>Pos 2</th> <th>Pos 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Layer 1</td> <td>18-D32,32</td> <td>--</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Total Rebar Area</td> <td>$A_{st} = 0.0142956 \text{ m}^2$</td> <td>($Rho_{st} = 0.0126$)</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		Pos 1	Pos 2	Pos 3	Layer 1	18-D32,32	--	--	Total Rebar Area	$A_{st} = 0.0142956 \text{ m}^2$	($Rho_{st} = 0.0126$)	
	Pos 1	Pos 2	Pos 3										
Layer 1	18-D32,32	--	--										
Total Rebar Area	$A_{st} = 0.0142956 \text{ m}^2$	($Rho_{st} = 0.0126$)											



Applied Loads

$$\text{Load Combination 2 AT(I) Point} \\ P_u = -2094.2 \text{ kN}, \quad M_{oy} = 45.5554, \quad M_{oz} = 12.5978, \quad M_{oI} = 47.2652 \text{ kN-m}$$

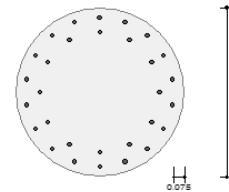
Didapatkan nilai beban pada tiang sebesar :

$$P_u = 2094,2 \text{ kN} (\text{tekan}) < P_a = 3304,04 \text{ kN} \quad [\text{OK}]$$

Bagian II (10 meter berikutnya)

Design Condition

Design Code	AASHTO-LRF02																
Unit System	kN, m																
Member Number	84 (PM), 26 (Shear)																
Material Data	$f_c = 30000$, $f_y = 390000$, $f_{ys} = 390000 \text{ kPa}$																
Column Height	1 m																
Section Property	poer-2 (No : 10)																
Rebar Pattern	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Pos 1</th> <th>Pos 2</th> <th>Pos 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Layer 1</td> <td>18-D32,32</td> <td>--</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Layer 2</td> <td>12-D32,32</td> <td>--</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Total Rebar Area</td> <td>$A_{st} = 0.023826 \text{ m}^2$</td> <td>($Rho_{st} = 0.0211$)</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		Pos 1	Pos 2	Pos 3	Layer 1	18-D32,32	--	--	Layer 2	12-D32,32	--	--	Total Rebar Area	$A_{st} = 0.023826 \text{ m}^2$	($Rho_{st} = 0.0211$)	
	Pos 1	Pos 2	Pos 3														
Layer 1	18-D32,32	--	--														
Layer 2	12-D32,32	--	--														
Total Rebar Area	$A_{st} = 0.023826 \text{ m}^2$	($Rho_{st} = 0.0211$)															



Applied Loads

$$\text{Load Combination 3 AT(I) Point} \\ P_u = -3146.8 \text{ kN}, \quad M_{oy} = 130.887, \quad M_{oz} = 523.097, \quad M_{oI} = 539.224 \text{ kN-m}$$

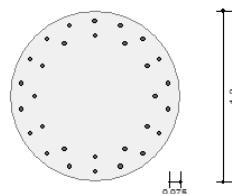
Didapatkan nilai beban pada tiang sebesar :

$$P_u = 3146,8 \text{ kN} (\text{tekan}) < P_a = 3304,04 \text{ kN} \quad [\text{OK}]$$

Bagian III (10 meter berikutnya)

Design Condition

Design Code	AASHTO-LRFD02																
Unit System	kN, m																
Member Number	25 (PM), 25 (Shear)																
Material Data	$f'_c = 30000$, $f_y = 390000$, $f_{ys} = 390000$ KPa																
Column Height	1 m																
Section Property	pcon-3 (No : 11)																
Rebar Pattern	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Pos 1</th> <th>Pos 2</th> <th>Pos 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Layer 1</td> <td>18-D32,32</td> <td>--</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Layer 2</td> <td>12-D32,32</td> <td>--</td> <td>--</td> </tr> <tr> <td>Total Rebar Area</td> <td>Ast = 0.023826 m²</td> <td>(Rhost = 0.0211)</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		Pos 1	Pos 2	Pos 3	Layer 1	18-D32,32	--	--	Layer 2	12-D32,32	--	--	Total Rebar Area	Ast = 0.023826 m ²	(Rhost = 0.0211)	
	Pos 1	Pos 2	Pos 3														
Layer 1	18-D32,32	--	--														
Layer 2	12-D32,32	--	--														
Total Rebar Area	Ast = 0.023826 m ²	(Rhost = 0.0211)															



Applied Loads

Load Combination	2 AT (I) Point		
Pu	= -3227.9 kN	May	= 931.994

$$Maz = 294.511$$

$$Mc = 977.420 \text{ kN-m}$$

Didapatkan nilai beban pada tiang sebesar :

$$Pu = 3227,9 \text{ kN} (\text{tekan}) < Pa = 3304,04 \text{ kN} \quad [\text{OK}]$$

5.7.7 Kontrol Defleksi Tiang Vertikal

Metode Broms (1964) dianggap metode yang lebih teliti dalam hal menghitung defleksi tiang. Untuk tiang dalam tanah kohesif, defleksi tiang dikaitkan dengan faktor berdimensi βL , dengan :

$$\beta = (kh \cdot \frac{D}{4EpIp})^{\frac{1}{4}}$$

Defleksi ujung tiang di permukaan tanah (yo) dinyatakan oleh persamaan-persamaan yang tergantung pada tipe jepitan tiang :

1. Tiang ujung bebas sebagai tiang pendek (bila $\beta L < 1,5$)
2. Tiang ujung jepit sebagai tiap pendek (bila $\beta L < 0,5$)
3. Tiang ujung bebas sebagai tiang panjang (bila $\beta L > 2,5$)
4. Tiang ujung jepit sebagai tiang panjang (bila $\beta L > 1,5$)

Mc Nulty (1956) menyarankan perpindahan lateral ijin sebesar 6 mm.

Perhitungan defleksi tiang :

$$\begin{aligned} I_p &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot (1,2)^2 \\ &= 0,1018 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$k_h = 61800 \text{ kN/m}^3$ (hasil perhitungan koefisien spring kedalaman 25m)

$D = 1200 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \beta &= \left(kh \cdot \frac{D}{4E_p I_p} \right)^{\frac{1}{4}} \\ &= \left(61800 \cdot \frac{1,2}{425742906,2 \times 0,1018} \right)^{\frac{1}{4}} \\ &= 0,290 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta L &= 0,290 \times 25 \\ &= 7,25 > 1,5 \quad (\text{tiang termasuk tiang panjang}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_0 &= \frac{H\beta}{kh.D} \\ &= \frac{1417,28 \times 0,290}{61800 \times 1,2} \\ &= 0,005542 \text{ m} \\ &= 5,542 \text{ mm} \quad < \text{perpindahan lateral ijin} = 6 \text{ mm} \quad [\text{OK}] \end{aligned}$$

5.8.7 Penulangan *Bore Pile*

5.8.7.1 Penulangan Lentur

Bore Pile berperilaku sebagai kolom yang menerima kombinasi beban aksial dan beban momen. Momen terbesar yang terjadi adalah di titik jepit pondasi akibat adanya gaya horizontal di perletakkan pilar.

Bore pile direncanakan berdasarkan AASHTO LRFD 2012 dengan rasio penulangan tidak kurang dari 0,75% dan tidak lebih dari ketentuan penulangan berikut ini :

$$\begin{aligned} x \leq 10m & : 2,5\% \\ 10 < x \leq 20m & : 2\% \\ 20m < x \leq 30m & : 1,5 \% \end{aligned}$$

dengan x adalah jarak tiang pada kedalaman yang ditinjau ke permukaan tanah.

5.7.7.2 Penulangan Geser

Gaya horizontal yang dipikul oleh tiang harus mampu ditahan oleh tulangan geser. Tulangan geser dipasang dengan jarak 1500 mm antar tulangan.

Berdasarkan AASHTO LRFD 2012 pasal 5.10.11.4.1.4 menyatakan bahwa rasio tulangan spiral harus memenuhi persamaan berikut :

$$\begin{aligned} \rho &\geq 0,12 \frac{f'_c}{f_y} \\ \rho &\geq 0,12 \frac{30}{390} \\ \rho &\geq 0,00923 \end{aligned}$$

5.7.7.3 Penulangan Lentur dan Geser

Kebutuhan tulangan lentur dan geser didapatkan berdasarkan rasio tulangan yang telah ditentukan dan perhitungan kapasitas desain pondasi dilakukan dengan program bantu MIDAS. Pemodelan *bore pile* sedalam 25 meter dibagi menjadi beberapa bagian dengan panjang masing-masing bagian sebesar 10 meter.

Tulangan vertikal pada pier diperhitungkan dengan total presentasi tulangan (rebar) yang digunakan yaitu 1% - 2,5% dari luasan penampang beton.

Bagian I (10 meter dari ujung tiang)

Diameter Penampang : 1200 mm

Luasan pile = 1130973.355 mm^2

Rebar D32 mm – 18 tulangan

Luasan penampang = $18 \times 804 \text{ mm}^2$
= 14472 mm^2

Persentasi terhadap luas penampang beton,

$$\begin{aligned} &= (14472 / 1130973.355) * 100\% \\ &= 1,2796 \% > 0,92\% \quad [\text{OK}] \end{aligned}$$

Desain Tulangan : 1 layer

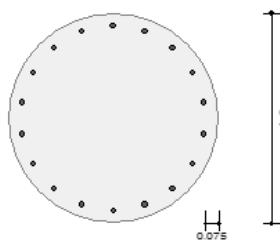
Layer 1

Tulangan longitudinal : 18-D32

Tulangan sengkang : 2-D16

Total luas tulangan (Ast): $0,0142956 \text{ m}^2$

Rhost : $1,28\% < 1,5\% \quad [\text{OK}]$



Gambar 5.43 Penulangan Bore Pile Bagian I

Beban yang digunakan :

$P_u = -2094,2 \text{ kN}$

$M_{cy} = 45,5553 \text{ kN}$

$M_{cz} = 12,5978 \text{ kN}$

$M_c = 47,2652 \text{ kN}$

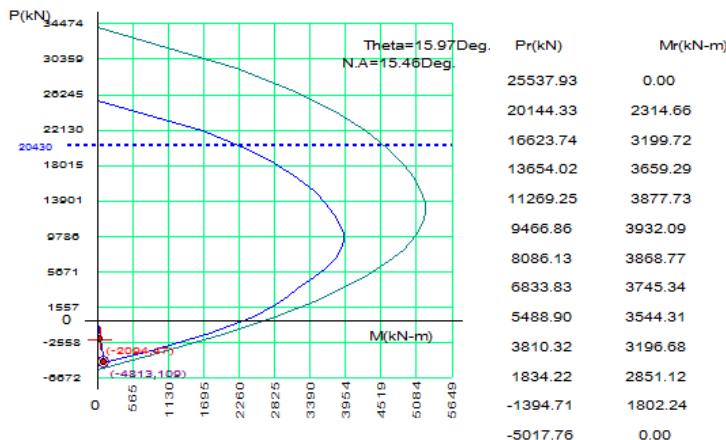
Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$P_{r\text{-max}}$	= 20430.3 kN
Axial Load Ratio	P_u/P_r	= -2094.2 / -4812.9 = 0.435 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M_{oy}/M_{ry}	= 45.5554 / 104.428 = 0.436 < 1.000 O.K
	M_{az}/M_{rz}	= 12.5978 / 29.8932 = 0.421 < 1.000 O.K
	M_a/M_r	= 47.2652 / 108.622 = 0.435 < 1.000 O.K

Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength	V_u	= 34.9789 kN (Load Combination 2)
Shear Strength by Conc	$\phi_i V_c$	= 1245.31 kN
Shear Strength by Rebar	$\phi_i V_s$	= 1600.94 kN (2.0-D16 @150)
Shear Ratio	$V_u/\phi_i V_n$	= 34.9789 / 2846.25 = 0.012 < 1.000 O.K

P-M Interaction Diagram



Gambar 5.44 Diagram interaksi P-M, Bagian I bore pile

Berdasarkan diagram interaksi P-M diatas, pada kondisi P sebesar 2094,2 kN, pile memiliki kapasitas 5200 kNm.

Bagian II (*10 meter berikutnya*)

Diameter Penampang : 1200 mm

Luasan pile = 1130973.355 mm^2

Rebar D32 mm – 30 tulangan

Luasan penampang = $30 \times 804 \text{ mm}^2$
 $= 24120 \text{ mm}^2$

Persentasi terhadap luas penampang beton,

$$\begin{aligned} &= (24120 / 1130973.355) * 100\% \\ &= 2,1327\% > 0,92\% \quad [\text{OK}] \end{aligned}$$

Desain Tulangan : 2 layer

Layer 1

Tulangan longitudinal : 18-D32

Tulangan sengkang : 2-D16

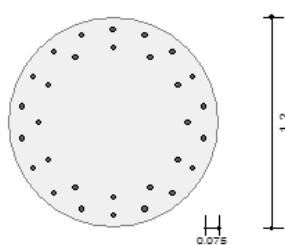
Layer 2

Tulangan longitudinal : 12-D12

Tulangan sengkang : 2-D16

Total luas tulangan (Ast): $0,0142956 \text{ m}^2$

Rhost : $0,0211 < 2,5\% \quad [\text{OK}]$



Gambar 5.45 Penulangan Bore Pile Bagian II

Beban yang digunakan :

$$P_u = -3146,8 \text{ kN}$$

$$M_{cy} = 130,887 \text{ kN}$$

$$M_{cz} = 523,097 \text{ kN}$$

$$M_c = 549,224 \text{ kN}$$

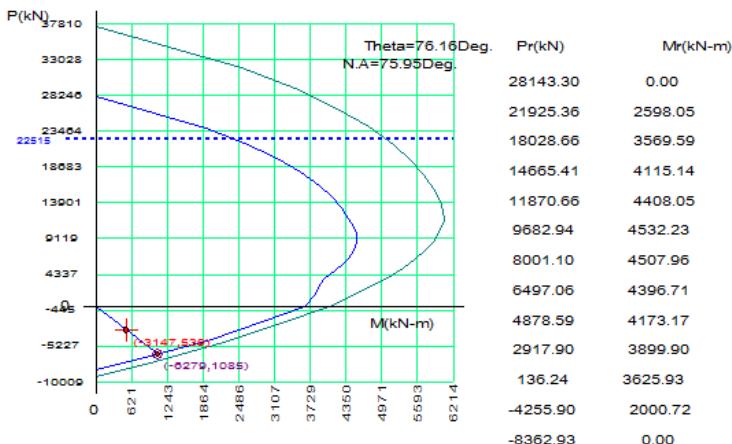
Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$P_r\text{-max}$	= 22514.6 kN
Axial Load Ratio	P_u/P_r	= $-3146.8 / -6278.9 = 0.501 < 1.000 \dots \text{O.K.}$
Moment Ratio	M_{cy}/M_{ry}	= $130.887 / 259.491 = 0.504 < 1.000 \dots \text{O.K.}$
	M_{cz}/M_{rz}	= $523.097 / 1053.48 = 0.497 < 1.000 \dots \text{O.K.}$
	M_c/M_r	= $539.224 / 1084.97 = 0.497 < 1.000 \dots \text{O.K.}$

Shear Force Capacity Check

Applied Shear Strength	V_u	= 418.603 kN (Load Combination 3)
Shear Strength by Conc	ϕV_c	= 1155.77 kN
Shear Strength by Rebar	ϕV_s	= 1449.23 kN (2.0-D16 @150)
Shear Ratio	$V_u/\phi V_n$	= $418.603 / 2605.00 = 0.161 < 1.000 \dots \text{O.K.}$

P-M Interaction Diagram



Gambar 5.46 Diagram interaksi P-M, Bagian II bore pile

Berdasarkan diagram interaksi P-M diatas, pada kondisi P sebesar 3146,8 kN, pile memiliki kapasitas 5900 kNm.

Bagian III (*10 meter berikutnya*)

Diameter Penampang : 1200 mm

Luasan pile = 1130973.355 mm^2

Rebar D32 mm – 30 tulangan

Luasan penampang = $30 \times 804 \text{ mm}^2$
 $= 24120 \text{ mm}^2$

Persentasi terhadap luas penampang beton,

$$\begin{aligned} &= (24120 / 1130973.355) * 100\% \\ &= 2,1327\% > 0,92\% \quad [\text{OK}] \end{aligned}$$

Desain Tulangan : 2 layer

Layer 1

Tulangan longitudinal : 18-D32

Tulangan sengkang : 12-D16

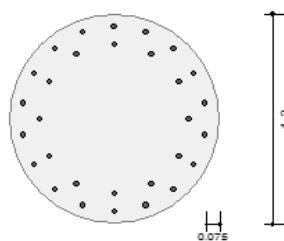
Layer 2

Tulangan longitudinal : 12-D12

Tulangan sengkang : 2-D16

Total luas tulangan (Ast): $0,0142956 \text{ m}^2$

Rhost : $0,0211 < 2,5\% \quad [\text{OK}]$



Gambar 5. 47 Penulangan Bore Pile Bagian III

Beban yang digunakan :

$$P_u = -3227,9 \text{ kN}$$

$$M_{cy} = 931,994 \text{ kN}$$

$$M_{cz} = 294,511 \text{ kN}$$

$$M_c = 977,420 \text{ kN}$$

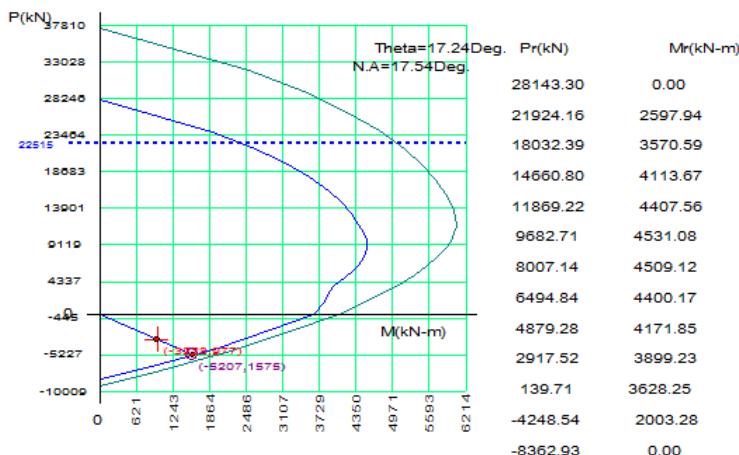
Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$P_r - \text{max}$	= 22514.6 kN
Axial Load Ratio	P_u/P_r	= $-3227.9 / -5206.9 = 0.620 < 1.000 \dots \text{OK}$
Moment Ratio	M_{cy}/M_{ry}	= $931.994 / 1504.34 = 0.620 < 1.000 \dots \text{OK}$
	M_{cz}/M_{rz}	= $294.511 / 466.824 = 0.631 < 1.000 \dots \text{OK}$
	M_c/M_r	= $977.420 / 1575.11 = 0.621 < 1.000 \dots \text{OK}$

Shear Force Capacity Check

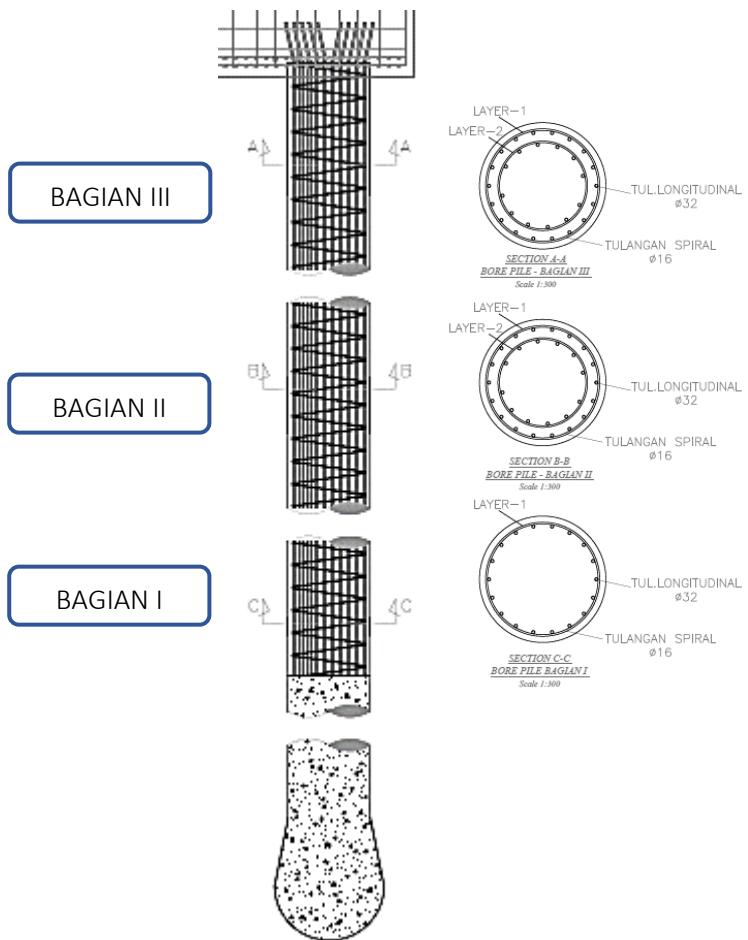
Applied Shear Strength	V_u	= 476.861 kN (Load Combination 3)
Shear Strength by Conc	ϕV_c	= 1093.68 kN
Shear Strength by Rebar	ϕV_s	= 1354.20 kN (2.0-D16 @150)
Shear Ratio	$V_u/\phi V_n$	= $476.861 / 2447.89 = 0.195 < 1.000 \dots \text{OK}$

P-M Interaction Diagram



Gambar 5.48 Diagram interaksi P-M, Bagian III bore pile

Berdasarkan diagram interaksi P-M diatas, pada kondisi P sebesar 3227,9 kN, pile memiliki kapasitas 5900 kNm.



Gambar 5.49 Detail Tulangan Bored Pile

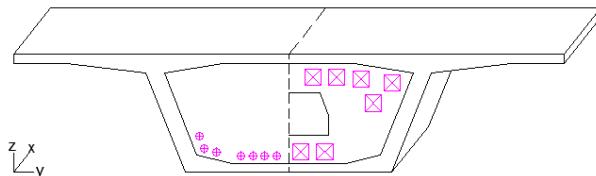
BAB VI

PENUTUP

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisis yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir “Modifikasi Struktur Flyover Menggunakan Segmental Box Girder dengan Metode *Span-by-Span* : Proyek Jalan Tol Bekasi – Cawang – Kampung Melayu (Becakayu) Section 1C” ini dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

1. Perencanaan menggunakan box girder didasari karakteristik penampang yang mampu digunakan pada jembatan dengan bentang yang panjang yang mengacu pada AASHTO 2012. Didapat dimensi box girder dan jumlah angkur sebanyak 12 buah yang terlihat pada gambar sebagai berikut:



2. Pembebanan pada struktur jembatan dianalisa berdasarkan pada SNI 1726:2016 untuk jembatan. Joint antar segmen tidak mengalami tarik pada serat terluar penampang box girder sesuai dengan persyaratan pada RSNI-T-04-2012. Lendutan yang terjadi sebesar 37,191 mm lebih kecil dari lendutan ijin sebesar 68,75 mm.
3. Kehilangan prategang yang terjadi dengan menggunakan *external prestressed tendon* sebesar 18,339%.

4. Metode *span-by-span* menggunakan launcher dari Deal Equipment model LGS-1200-55, dengan kapasitas maksimum 1200 ton > berat total box girder = 1100 ton. Dengan metode ini dilakukan *erection* pada box girder secara bersamaan. Kemudian dilakukan *jacking* secara bersamaan. Sehingga pengerjaan kontruksi jembatan lebih cepat dan efisien.
5. Struktur pier menggunakan penampang *hollow* pracetak dengan sambungan sementara menggunakan stressbar 12-Ø32 mm dan sambungan utama menggunakan tendon prategang 12 - Ø15mm dengan masing-masing tendon terisi 27 strands.
6. Perencanaan pondasi menggunakan *borepile* sebanyak 9 buah dengan kedalaman 25 m dan tebal *poer* 9,6x9,6x2,5 dalam satuan meter.
7. Hasil analisa desain dituangkan dalam gambar teknik yang berada di lampiran.

6.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisis dalam Tugas Akhir ini meliputi :

1. Perencanaan jembatan menggunakan metode *span-by-span* sebaiknya memperhatikan kapasitas ketersediaan alat di lapangan, sehingga dapat menyesuaikan dengan desain.
2. Penggunaan metode *span-by-span* akan efektif untuk pengerjaan pada bentang dengan karakter dan panjang bentang yang tipikal.

DAFTAR PUSTAKA

- American Association of State Highway and Transportation Officials. 2012. **AASTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Ed** (US). America.
- American Segmental Bridge Institute. 2005. **Precast Balanced Cantilever Bridge Design Using AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**. America.
- Badan Standardisasi Nasional. 2005. **RSNI T-03-2005 Perencanaan Struktur Jembatan Beton**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 2833-2013 Gempa Untuk Jembatan**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Badan Standardisasi Nasional. 2016. **SNI 1725-2016 Standar Pembebaan untuk Jembatan**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional.
- Burdet dan Badoux. 2000. **Comparison of Internal and Extrernal Pretressing fo Typical Highway Bridges**. 16th Congress of IABSE.Lucerne.
- Federal Highway Administration. 2002. **New Directions for Florida Post-Tensioned Bridges : Design and Construction Inspection of Precast Segmental Span-By-Span Bridges**. Florida Departement of Transportation.
- Federal Highway Administration. 2015. **Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Superstructures**. U.S Departement of Transportation.
- Federal Highway Administration. 2016. **Post-Tensioning Tendon Installatoin and Grouting Manual**. U.S Departement of Transportation.
- Federal Highway Administration. 2015. **Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Superstructures**. U.S Departement of Transportation.

- Federal Highway Administration. 2017. **Structures Detailing Manual: Volume 2.** Florida Departement of Transportation.
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1.** Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 2.** Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Nawy, Edward G. 2001. **Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar, Edisi Ketiga.** Jakarta : Erlangga.
- Nurjaman,H.N., Sidjabat,H.R., Gambiro, Sutopo, Surakhman, Mayadi,D.N. 2011. **Perencanaan dan Pelaksanaan Konstruksi Jalan Layang Non Tol DKI dengan Menggunakan Box Girder Segmental Pracetak dan Prategang sebagai Metoda yang memenuhi Konsep Konstruksi Hijau.** Jakarta.
- Pachecho & Magalhaes. 2015. **An Innovative System of Precast Segmental Span-By-Span Construction for Span Lengths of Above 100 m.** London : 2015 Taylor & Francis Group.
- Pamungkas dan Harianti. 2013. **Desain Pondasi Tahan Gempa.** Yogyakarta : Penerbit ANDI.
- Virlogeux, M. 1983. **External Prestressing.** IABSE Proceedings P-62/83. Prancis.
- Website Pemda DKI, **Pembangunan Jalan Layang Non Tol Antasari-Blok M,** (www.antasariblok.com).

LAMPIRAN

BROSUR VSL STRESSBAR SYSTEM

Stressbar

VSL CT STRESSBAR CHARACTERISTIC PROPERTIES

Nominal Dia (mm)	Nominal Area (sq mm)	Nominal Mass (kg/m)	Nominal Tensile Strength, (MPa)	Nominal 0.1% Proof Stress, (MPa)	Characteristic Strength kN	Minimum Elongation at max force (%)	Approx. Modulus of Elasticity x 10 ⁶ MPa	Major Dia. of Thread (mm)	Thread Pitch (mm)
			Max. Force	0.1% Proof					
20*	314	2.39	1060	930	325	260	6	205	21.2
23*	415	3.46	1060	930	450	385	6	205	25.2
26	531	4.4	1060	930	575	495	6	205	28.2
29	661	5.44	1060	930	715	615	6	205	31.2
32	804	6.59	1060	930	870	750	6	205	34.4
36	1018	7.86	1060	930	1050	850	6	205	37.4
38*	1134	9.23	1060	930	1225	1055	6	205	40.4
40	1257	9.72	1060	930	1295	1050	6	205	41.4
46	1662	14.03	1060	930	1710	1390	6	205	49.4
56	2463	19.33	1060	930	2460	1995	6	205	57.7
75	4185	34.68	1060	930	4418	3580	6	205	77.8

Note: 1. Relaxation properties, as per AS 4672, are 4% maximum at 1000 hrs when loaded to 70% of minimum breaking load

2. CT bars may be supplied rolled thread over full length, except 75mm (max 800mm)

3. * Denotes non preferred bar size. Please check with your local VSL office regarding availability

4. 46mm diameter bar in accordance with VSL specifications since this size is not listed in AS 4672



Coat corrosion protection system

Stressing Bar Anchors, Australia

Gambar. VSL CT Stressbar Characteristic Properties

BROSUR VSL STRESSBAR SYSTEM

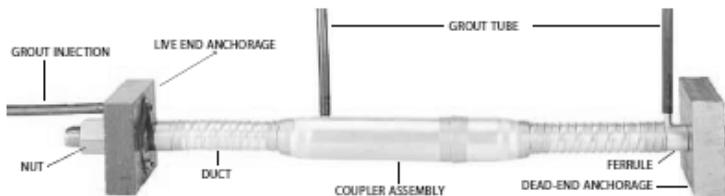
VSL CT STRESSBAR STANDARD COMPONENT DETAILS (mm)

ITEM	BAR DIAMETER	20*	23*	26	29	32	36	38*	40	46	56	75
		NC20	NC23	NC26	NC29	NC32	NC36	NC38	NC40	NC46	NC56	NC75
Nuts	A	33	38	42	47	52	56	62	65	90**	100**	140**
	B	45	45	50	50	55	55	60	66	75	100	120
Locknuts	Part No.	INC20	LNC23	LNC26	LNC29	LNC32	LNC36	LNC38	LNC40	LNC46	LNC56	LNC75
	B	16	19	22	24	26	29	31	32	40	45	60
Bearing Plates	Part No.	BP20	BP23	BP26	BP29	BP32	BP36	BP38	BP40	BP46	BP56	BP75
	A	100	130	130	150	150	150	180	180	250	250	300
Cougiers	A	100	130	130	130	130	150	150	150	200	200	300
	C	32	40	40	40	50	50	50	50	60	70	70
Coupler Covers	A	25	29	32	35	38	42	45	47	54	63	80
	B	100	100	110	110	120	125	130	130	150	190	250
Coupler Washers	Part No.	CCV20	CCV23	CCV26	CCV29	CCV32	CCV36	CC38	CC40	CC46	CC56	CC75
	A	230	230	230	230	230	230	230	230	250	290	350
Spherical Washers	A	57	57	57	57	70	70	70	75	90	96	118
	B	3	4	4	5	5	6	6	8	8	8	8
Ducting	Part No.	WS20	WS23	WS26	WS29	WS32	WS36	WS38	WS40	WS46	WS56	WS75
	A	45	45	50	56	64	70	75	80	100	120	160
	B	7	10	10	10	10	10	12	12	12	18	20
	Part No.	D40	D40	D40	D45	D45	D50	D55	D60	D70	D95	
	A	40	40	40	40	45	45	50	55	60	70	95

Note: 1. * Denotes non preferred bar size. Please check with your local VSL office regarding availability

2. ** Nuts for 46, 56 and 75mm are supplied from round material with peg holes as standard

3. Tapped bearing plates are supplied with a locknut as standard. For all sizes other than 56mm and 75mm (56 & 75 diameter have a full nut welded to the bearing plate)



VSL CT STRESSBAR TENDON ARRANGEMENT

YOUR CONSTRUCTION PARTNER



Gambar. VSL CT Stresbar Standard Componen Details

BROSUR VSL THREAD BAR SYSTEM

REINFORCING SYSTEMS

Coupler System Assembly		
Accessory	Coupling system	Thread bar orientation
Coupler, standard T 3003 Lock nut T 2040 / T 2003		Lengthwise moveable and rotateable
Hexagonal coupler T 3010 Lock nut T 2040 / T 2003		Lengthwise moveable and not rotateable
Turbuckle T 3105 Lock nut T 2040 / T 2003		Lengthwise moveable and not rotateable
Reducing coupler T 3102 Lock nut T 2040 / T 2003		Connecting bars with different diameters
Contact coupler T 3006		Only for connecting compression bars

End Anchorage Assembly		
Accessory	End Anchorage system	Type of Load
Anchor piece T 2073 Lock nut, short T 2040		Tensile Load
Anchor nut T 2002 Anchor plate T 2139 Lock nut, short T 2040		
Anchor piece T 2073 Lock nut, short T 2040		Compression Load
Anchor nut T 2002 Anchor plate T 2139 Lock nut, short T 2040		
Anchor piece T 2073 Anchor nut T 2024		Alternating Load
Anchor nut T 2024 Anchor plate T 2139		



Gambar. Reinforcing System

BROSUR VSL THREAD BAR SYSTEM

POST-TENSIONING SYSTEMS

VSL SAS THREAD BAR CHARACTERISTICS



Dimensions (mm)			Nominal Area (mm²)	Nominal Mass (kg/m)	Nominal Tensile Strength / Load kN		Nominal Proof Stress (Mpa)	Minimum Elongation at max force %
d	dA	C			[MPa]	[kN]		
18	21	8	241	1.96	1050	255	950	5
26.5	31	13	551	4.48	1050	580	950	5
32	37	16	804	6.53	1050	845	950	5
36	42	18	1020	8.27	1050	1070	950	5
40	46	20	1257	10.21	1050	1320	950	5
47	53	21	1735	14.10	1050	1820	950	5
57	64	21	2581	20.95	1035	2671	835	4
65	72	21	3331	27.10	1035	3447	835	4
75	82	24	4448	35.90	1035	4572	835	4

VSL CT STRESS BAR CHARACTERISTICS



Dimensions (mm)			Nominal Area (mm²)	Nominal Mass (kg/m)	Nominal Tensile Strength / Load kN		Nominal Proof Stress (Mpa)	Minimum Elongation at max force %
d	dA	C			[MPa]	[kN]		
26	28.2	6	531	4.40	1080	575	930	3.5
29	31.2	6	661	5.44	1080	715	930	3.5
32	34.4	6	804	6.59	1080	870	930	3.5
38	37.4	6	1018	7.88	1030	1050	835	3.5
40	41.4	6	1257	9.72	1030	1295	835	3.5
56	58.5	6	2463	19.33	1000	3460	810	3.5
75	78.1	6	4418	34.68	1000	4418	810	3.5

VSL MT 600 BAR CHARACTERISTICS



Dimensions (mm)			Nominal Area (mm²)	Nominal Mass (kg/m)	Nominal Tensile Strength / Load kN		Nominal Proof Stress (Mpa)	Minimum Elongation at max force %
d	dA	C			[MPa]	[kN]		
30	32.0	3	707	5.55	620	415	460	15
36	38.7	4	1018	7.99	620	515	460	15
45	47.8	4	1590	12.48	620	945	460	15
60	64.1	6	2827	22.19	620	1665	460	15

Note: d : Nominal Diameter

dA : Major Diameter of Thread

C : Thread Pitch



Gambar. Karakteristik Stressbar

BROSUR VSL POST TENSIONING SYSTEM

VSL INTERNAL MULTISTRAND POST-TENSIONING SYSTEM

External bonded tendons – the most commonly used solution
In the UK, tendon applications of the **UHST** (Ultra High Strength Tendons), when used as tendons are an alternative to cables and to tendon grout. When used as prestressing tendons, however, tendon grout is not required, as tendon grout is not required for example, because it is not bonded to concrete in contrast to prestressed tendon grout.



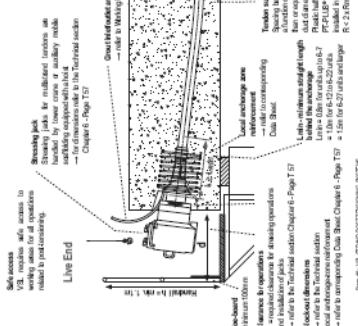
Live (stressing) anchorages
 Used as deadend anchorages
C anchorage
 The most economical VSL anchorage
 Ideal for applications
 Compact and easy to handle
 Anchors
 Units ranging from 6-316-55



Interim border controls – the most commonly used solution
One option is to set up a series of **interim border controls**, where countries work together to control the movement of people across their borders. This often means that people have to go through several different countries before reaching their final destination. For example, if you wanted to travel from the United States to Canada, you would first have to cross the border into Mexico, then into the United States, and finally into Canada.



ANCHORS



Gambar, Brosur VSL

VSL EXTERNAL MULTISTRAND POST-TENSIONING SYSTEM

- The components of external liabilities include:
Components of external liabilities
 1. **Trade creditors**—suppliers of raw materials, parts, or services.
 2. **Bank overdrafts**—overdrafts maintained at a bank.
 3. **Trade debtors**—customers who have not yet paid for purchases made on credit.
 4. **Bank loans**—loans obtained from a bank.
 5. **Trade debts**—debts due to suppliers.
 6. **Bank deposits**—funds deposited at a bank.
 7. **Trade receivables**—amounts due from customers for goods or services supplied.

The last but the bottom arm outside of the corona section starts from the thickness of the corona section, where the thickness of the bottom arm is increased, due to the need to form a double slot in its anchorage zone. The PE part ends indirectly through the borders.

- External factors** include physical visual stimulation, in which the body of the frog is bright red. At night, the frog is dark grey. The frog's prey consists of small insects, such as flies, beetles and gnats. The frog's predators are ground-dwelling birds, such as hawks and owls. In the daytime, the frog is camouflaged by its brownish-green skin. At night, it is dark grey. External factors are not breedable.

	Special applications
Use of standard landmarks alone to fix locations	Provide for specific functions
Use of standard landmarks alone to fix locations	Basic orientation wedges
	Centrifugal gear

- possibly lead to increased bone formation. It also provides solutions which reduce the amount of bone loss associated with periodontitis. In addition, it may reduce the amount of bone loss associated with orthodontic treatment. The use of bone morphogenic protein has been shown to be effective in the treatment of bone loss associated with orthodontic treatment. This type of technique is widely used.

卷之三

-

THE INFLUENCE OF THE CULTURE ON THE PRACTICE OF MEDICAL ETHICS

卷之三

Fig. 1. Schematic diagram of the experimental setup.

Local anisotropic reference

Tandem du sports

- during insulation temporary support of PE shaft is required

- in service: permanent; supports
the institution. When the differences
between the two cultures are small, the
influence of one culture on the other is
minimal.

PE died

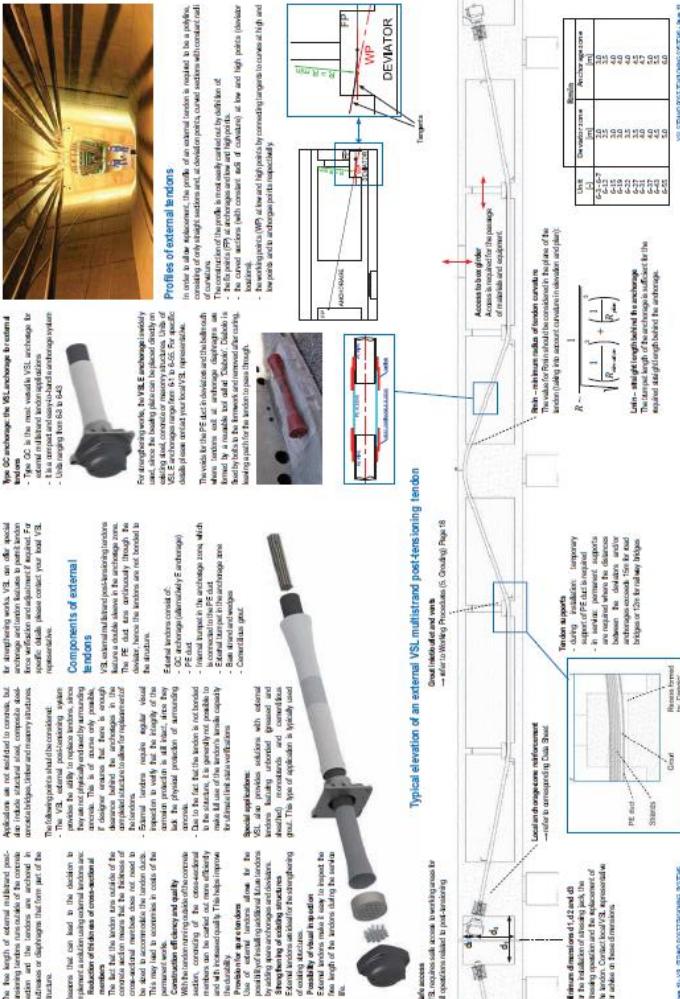
Number of Sensors	12m/s Time (s)	15m/s Time (s)	18m/s Time (s)
0	0	0	0
25	10	7	5
50	20	14	10
75	30	21	15
100	40	28	20

卷之三

卷之三

卷之三

BROSUR VSL POST TENSIONING SYSTEM

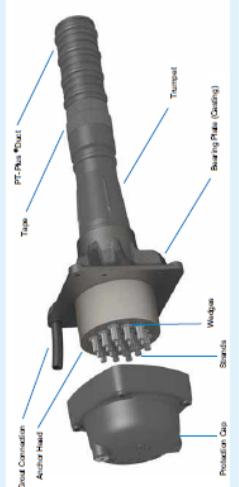


Gambar, Brosur VSL

BROSUR VSL POST TENSIONING SYSTEM



Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
ANCHORAGE TYPE GC (strand F_a= 279 kN)
LOCAL 70% OF INFORCEDNESS f = 50% N/mm²



2

Dimensions in [mm]
System spacers to strands with $A_p = 140 \text{ mm}^2$ or $A_p = 150 \text{ mm}^2$
1) L-spacing of bolts for fixation to framework
2) 204-hour test of the Eurotest.

Notes:
1. All dimensions in [] mm.
2. Max. yield strength for local zone reinforcement \approx 350 MPa.
3. Min. required concrete strength \approx 35 MPa. In M20 concrete.
4. Min. strand tension $A_s = 150\text{ mm}^2$, $f_{ps} = 1600\text{ MPa}$ (GUT 2000).
5. For max. tendon stress and temporary stay anchorage re-
quirements see Part 4-3 and 4-5 used with strand Pgs = 270 kN.

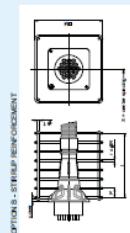
$X =$ minimal circular spacing between anchorages
For calculation of minimum edge distance refer to 4.4.1
 $n =$ number of spiral turns including the first and last required as anchorage length
Reinforcement, edge distance, anchor spacing which may be modified, connectives

BROSUR VSL POST TENSIONING SYSTEM

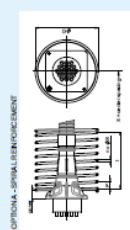


Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
ANCHORAGE TYPE GC (Strand $F_{p,k} = 260$ kN)
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $\#4@60$ N/mm²

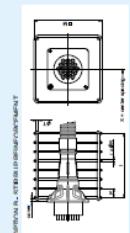




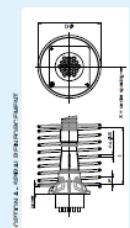
OPTION B - STRIKE REINFORCEMENT



OPTION A - SPIRAL ENFORCEMENT



EDUCATION AS A PREDICAMENT



OPTIMAL DESIGN OF PLURALITY

卷之三		卷之四	
一	二	三	四
五	六	七	八
九	十	十一	十二
十三	十四	十五	十六
十七	十八	十九	二十
二十一	二十二	二十三	二十四
二十五	二十六	二十七	二十八
二十九	三十	三十一	三十二
三十三	三十四	三十五	三十六
三十七	三十八	三十九	四十
四十一	四十二	四十三	四十四
四十五	四十六	四十七	四十八
四十九	五十	五十一	五十二
五十三	五十四	五十五	五十六
五十七	五十八	五十九	六十
六十一	六十二	六十三	六十四
六十五	六十六	六十七	六十八
六十九	七十	七十一	七十二
七十三	七十四	七十五	七十六
七十七	七十八	七十九	八十
八十一	八十二	八十三	八十四
八十五	八十六	八十七	八十八
八十九	九十	九十一	九十二
九十三	九十四	九十五	九十六
九十七	九十八	九十九	一百

卷之三

卷之三

for max. tendon force and temporary tendon length refer to 4.1 and 4.2. In addition, the following parameters were used:

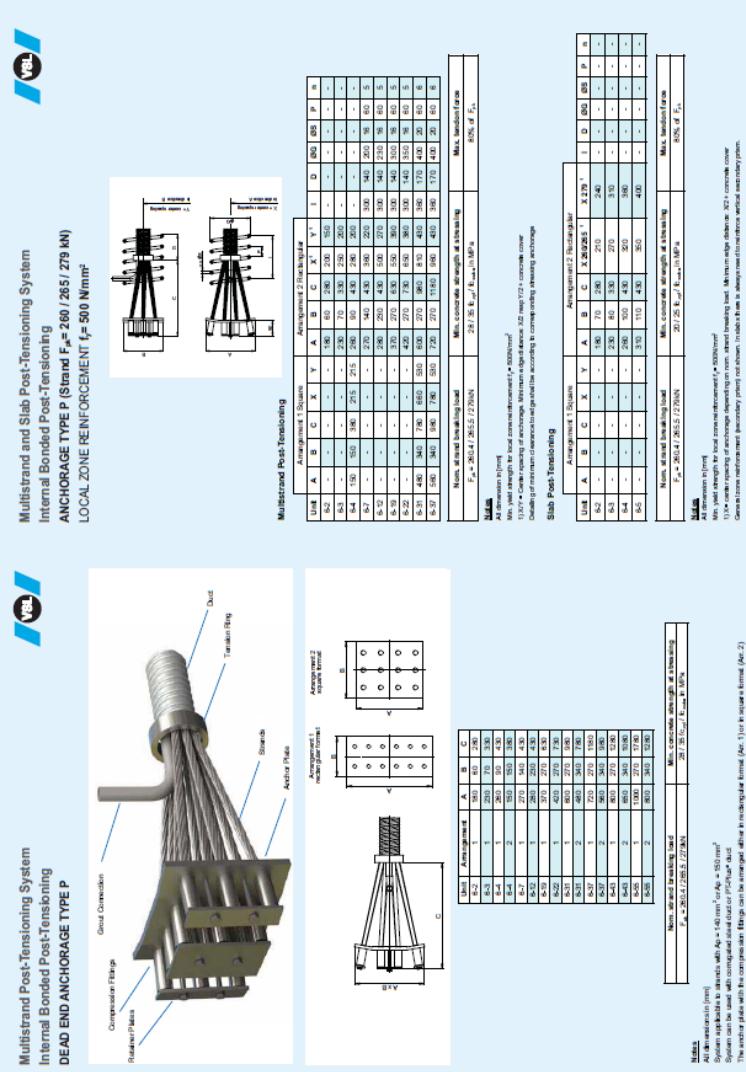
For metric: Metric Rule and temporary center marking rule to 4.1 and 4.2 msp.
 + internal centre spacing between archboges.

Fig. 1. Yield strength for local zone indentation = 2000 N/mm²
Table 1. Yield strength in [N/mm²] vs. normalized concrete strength $\frac{f_{c}}{f_{c}^{\text{norm}}}$ ($f_{c}^{\text{norm}} = 100 \text{ MPa}$) at 28 days
Legend:
— = uniaxial A_c (100 mm)
— = uniaxial A_c (40 mm)
— = uniaxial A_c (40 mm) + 10%
— = uniaxial A_c (40 mm) - 10%

formic acid. Hydrogen bond and hydrogen chain length value is 0.4 and 0.25 respectively.
 • optimal center spacing between molecule
 • for calculation of minimum edge distance value is 0.4-1
 • number of platinas including first and last (initial and final) length
 • initial and final length of molecule can be calculated, mean of 100

Table 3 Effect of eccentricity on [mm] and strength for local zone reinforcement by #400@10cm² (Min. Min. required concrete strength 40 MPa) in MPa at eccentricity of 150 mm. $E_u = 30 GPa$, $E_c = 20 GPa$, $G_{UTS} = 1.7$, $\sigma_{sp} = 200 MPa$

BROSUR VSL POST TENSIONING SYSTEM



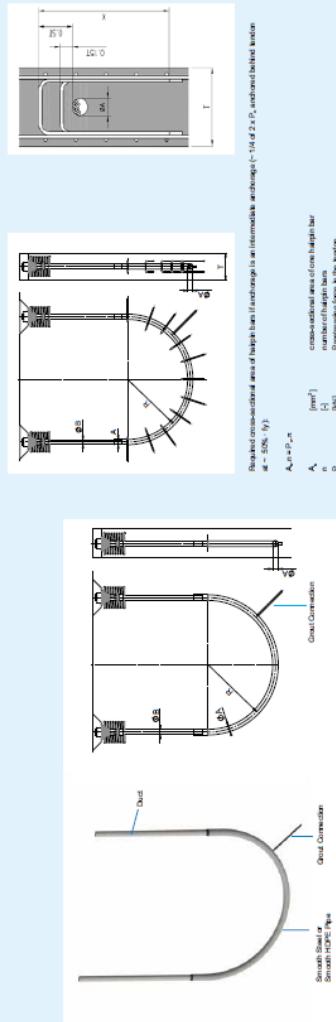
BROSUR VSL POST TENSIONING SYSTEM



Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
ANCHORAGE TYPE L 0.6 (Strand h = 260 / 265 / 279 kN)
DEAD END ANCHORAGE TYPE L
LOCAL ZONE REINFORCEMENT $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$



Multistrand Post-Tensioning System
Internal Bonded Post-Tensioning
DEAD END ANCHORAGE TYPE L



For areas with $\sigma_{ps} = 279 \text{ kN}$		For areas with $\sigma_{ps} = 265 \text{ kN}$		For areas with $\sigma_{ps} = 260 \text{ kN}$	
Unit	Internal Anchored	External Anchored	Unit	Internal Anchored	External Anchored
S2	45.60	60.00	S2	50.55	65.00
S2.5	50.00	65.00	S2.5	54.55	69.00
S3	55.00	65.00	S3	58.62	69.00
S3.7	75.50	85.00	S3.7	78.62	85.00
S4.2	80.00	85.00	S4.2	84.62	85.00
S4.7	90.00	95.00	S4.7	94.62	95.00
S5.12	94.00	95.00	S5.12	98.67	11.00
S5.13	110.00	117.00	S5.13	113.11	117.00
S5.22	110.00	117.00	S5.22	120.72	127.00
S5.23	110.00	117.00	S5.23	120.72	133.00

Note:
A Anchorage in concrete
System applicable to beams with $A_g = 140 \text{ mm}^2$ or $A_g = 180 \text{ mm}^2$
Systems can be used with uncracked steel ducts with $\sigma_{ps} = 279 \text{ kN}$
For larger concrete sections



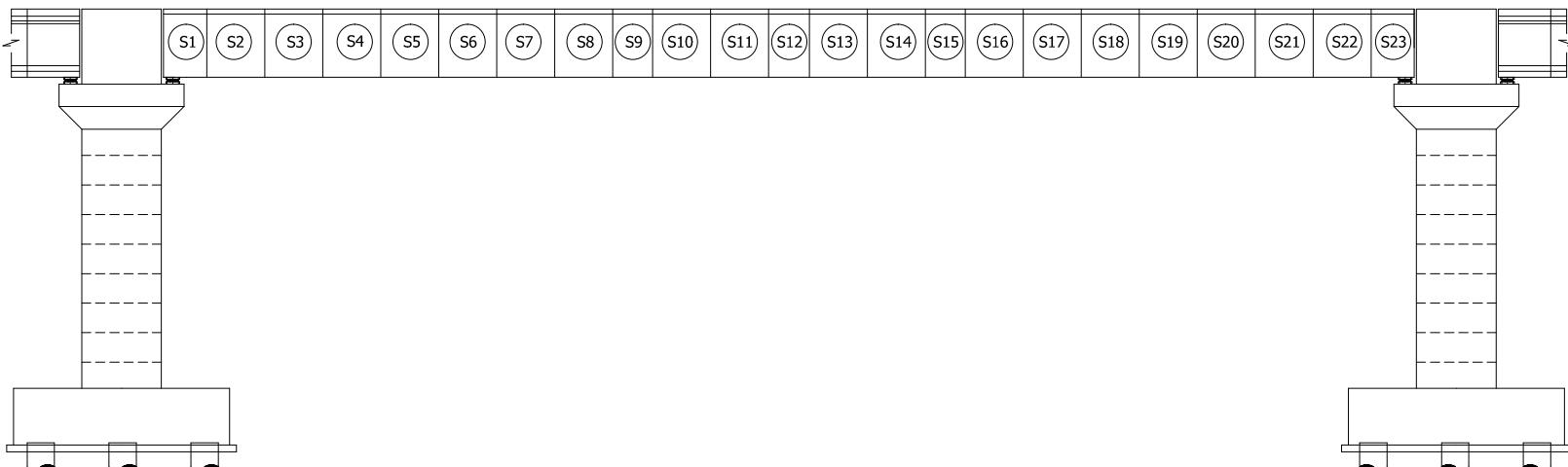
72x64 mm
72x64 mm

1. AASHTO (2011) "AASHTO *Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design*," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
2. ACI (2011) "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
3. AISC (2010) "Specifications for Structural Steel Buildings" ANSI/AISC Standard 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
4. AISI. American Iron and Steel Institute.
5. Caltrans. (2008). Memo to Designers 3-1 Deep Foundations, California Department of Transportation, Sacramento, CA.
6. Hannigan, P. J., Goble, G.G., Likins, G.E., and Rausche, F. (2006). "Design and Construction of Driven Pile Foundation," FHWA NHI-05-042, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., Vol. I.
7. Roeder, C.W, Lehman, D.E.(2012) Initial Investigation of Reinforced Concrete-filled Tubes for use in Bridge Foundations, Report No. WA-RD 776.1, Washington State Transportation Center (TRAC), University of Washington, Seattle, WA.
8. Roeder, C.W., Lehman, D.E., and Bishop, E. (2010) "Strength and Stiffness of Circular Concrete-filled Tubes," ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol 136, No 12, pgs, 1545-53, Reston, VA.
9. Roeder, C.W, Lehman, D.E., and Thody, R. (2009) "Composite Action in CFT Components and Connections," AISC, Engineering Journal, Chicago, IL.
10. Stephens, M.T, Lehman, D.E, and Roeder, C.W. (2016) "Concrete-Filled Tube Bridge Pier Connections for Accelerated Bridge Construction." California



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN



PWB 234 - PWB 235 (SIDE VIEW)

Scale 1:3000

PWB 234 - PWB 235
(SIDE VIEW)

No. GAMBAR | JML GAMBAR

01 | **24**

SKALA

1 : 3000

DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

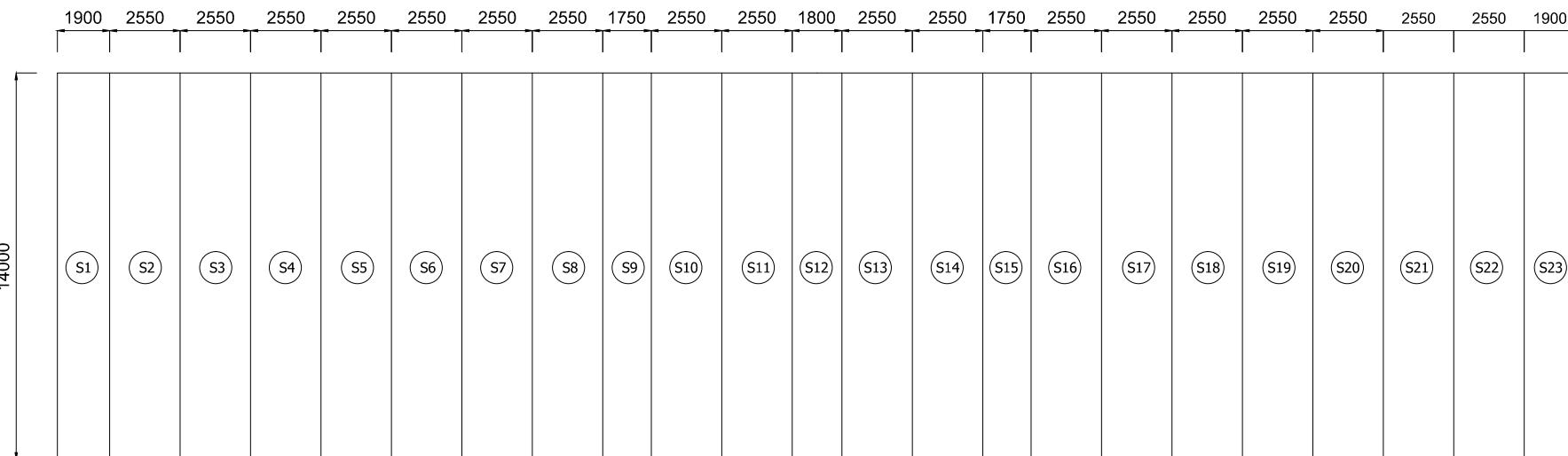
NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN



LAYOUT SEGMENT PWB 234 - PWB 235

Scale 1:2500

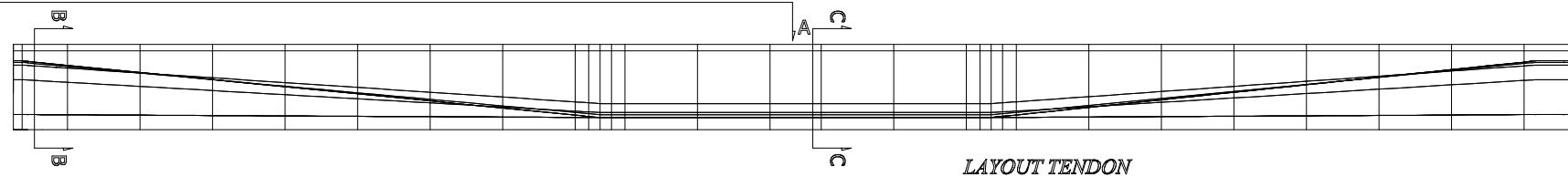
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

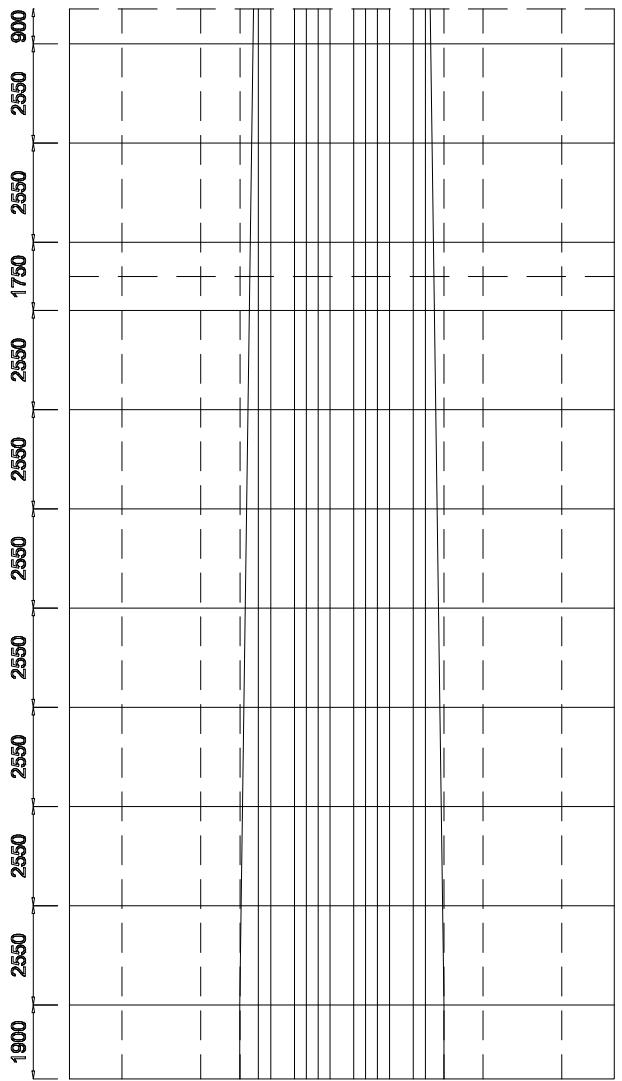
LAYOUT SEGMENT BOX GIRDER

No. GAMBAR	JML GAMBAR
02	24



LAYOUT TENDON

Scale 1:500

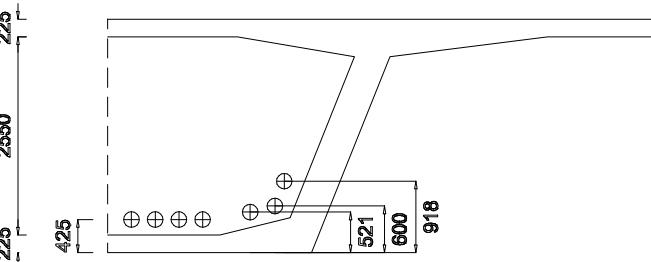


POTONGAN A-A

Scale 1:500

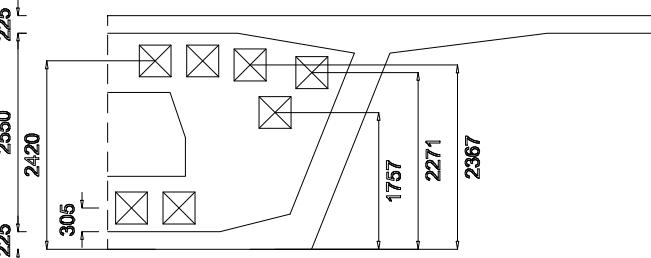
POTONGAN C-C

Scale 1:1000



POTONGAN C-C

Scale 1:1000



POTONGAN B-B

Scale 1:1000



Jurusam Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER MENGUNAKAN SEGMENTAL BOX GIRDER DENGAN METODE SPAN BY SPAN : PROYEK JALAN TOL BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU SECTION IC

JUDUL GAMBAR

LAYOUT TENDON BOX GIRDER CROSS SECTION SEGMENT TUMPUAN CROSS SECTION SEGMENT TIPIKAL

No. GAMBAR	JML GAMBAR
03	24

SKALA

1 : 100

DOSEN PEMBIMBING 1

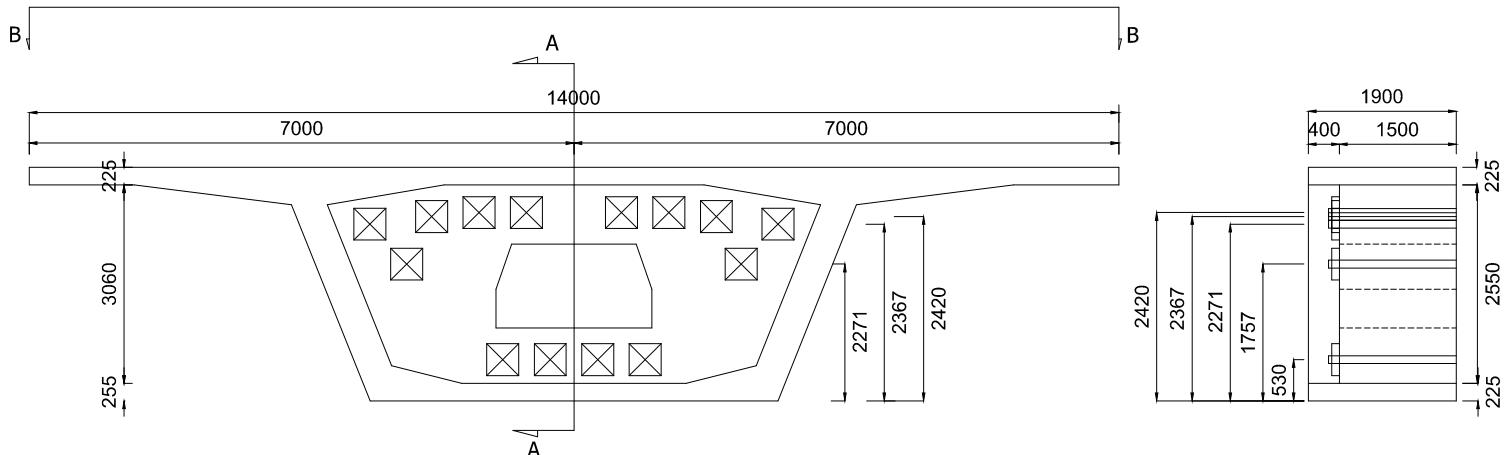
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072

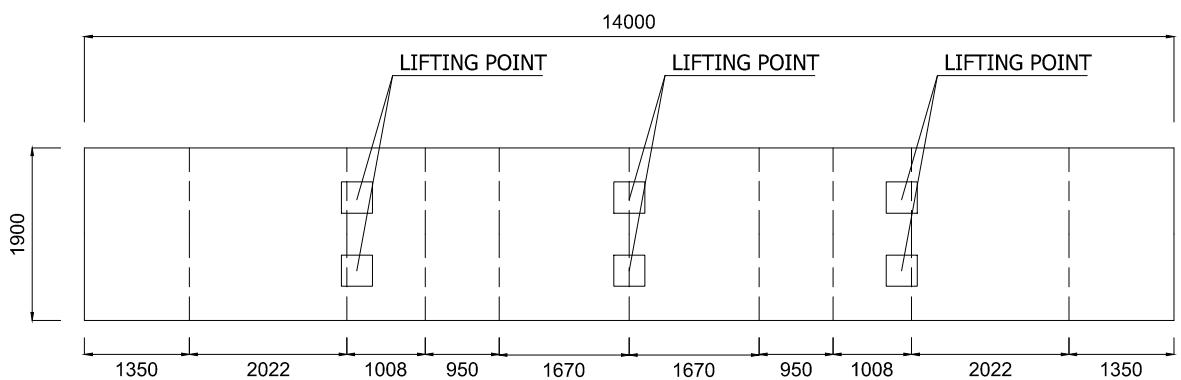


DETAIL SEGMENT S1

Scale 1:1000

POTONGAN A-A

Scale 1:1000



POTONGAN B-B

Scale 1:1000

JUDUL GAMBAR

BOX GIRDER
SEGMENT S1

No. GAMBAR	JML GAMBAR
04	24

SKALA

1 : 700

DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

BOX GIRDER
SEGMENT S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8

No. GAMBAR	JML GAMBAR
05	24

SKALA

1 : 700

DOSEN PEMBIMBING 1

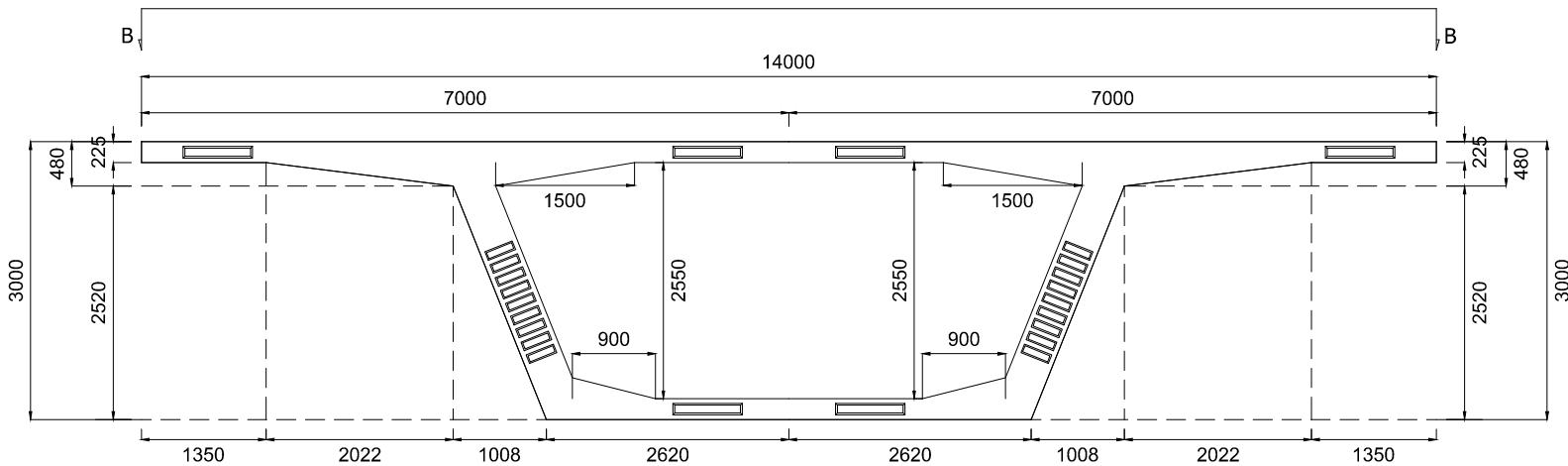
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

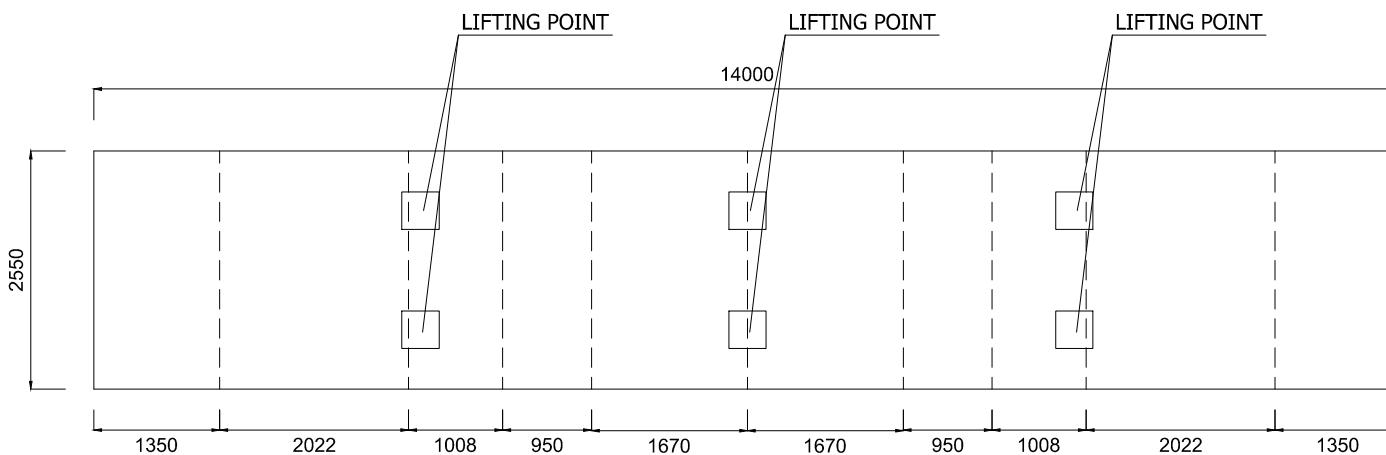
NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



DETAIL SEGMENT S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8

Scale 1:850



TAMPAK ATAS SEGMENT TIPE TIPIKAL

Scale 1:850



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

BOX GIRDER
SEGMENT S9

No. GAMBAR	JML GAMBAR
06	24

SKALA

1 : 700

DOSEN PEMBIMBING 1

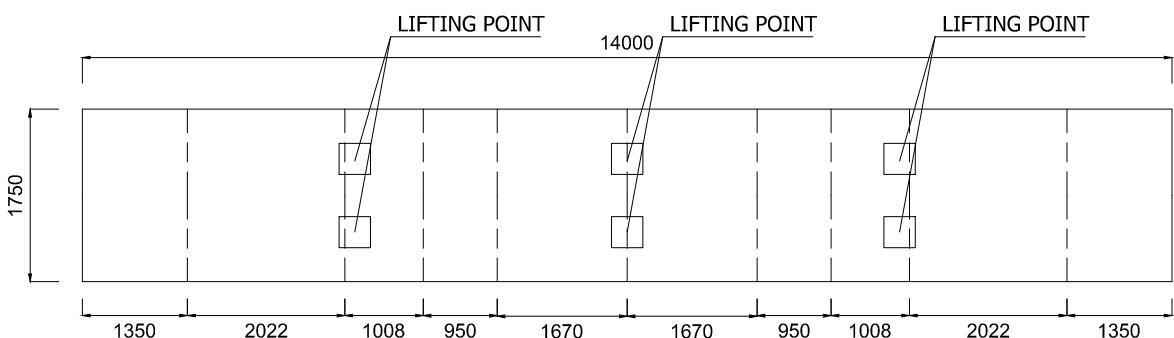
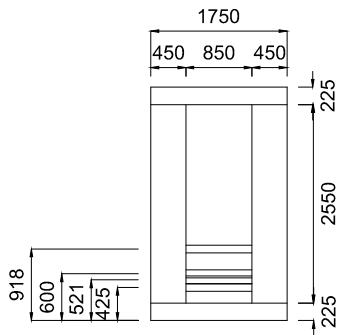
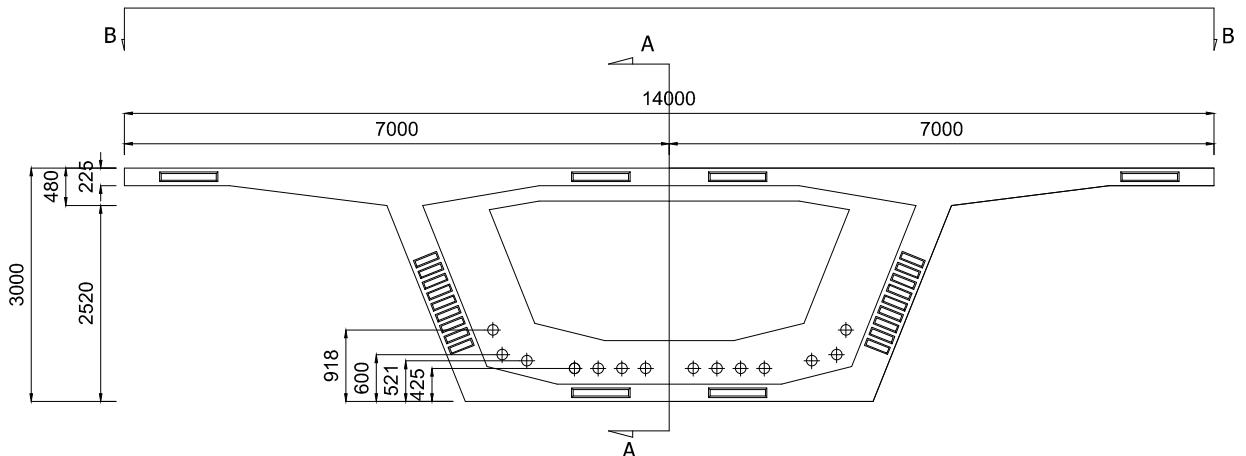
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072





Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

BOX GIRDER
SEGMENT S10, S11

No. GAMBAR	JML GAMBAR
07	24

SKALA

1 : 700

DOSEN PEMBIMBING 1

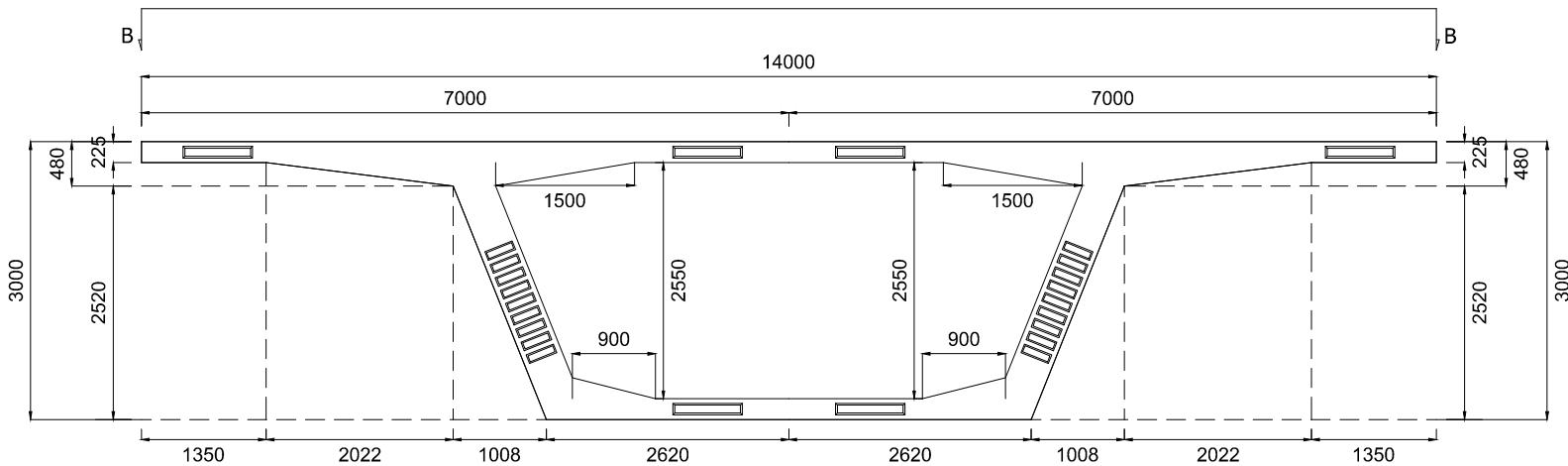
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

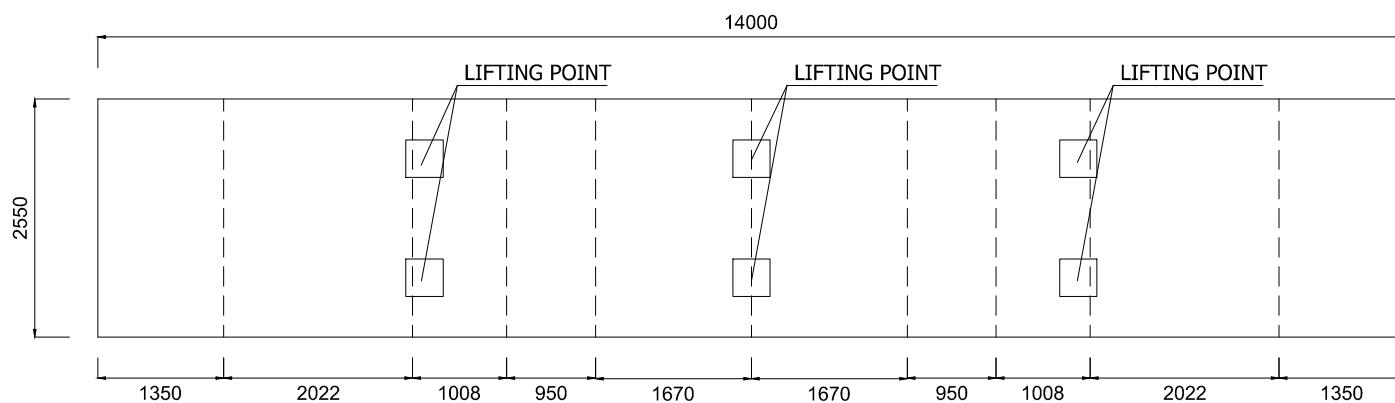
NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



DETAIL SEGMENT S10, S11

Scale 1:850



TAMPAK ATAS SEGMENT TIPE TIPIKAL

Scale 1:850



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

BOX GIRDER
SEGMENTAL BOX

No. GAMBAR	JML GAMBAR
08	24

SKALA

1 : 700

DOSEN PEMBIMBING 1

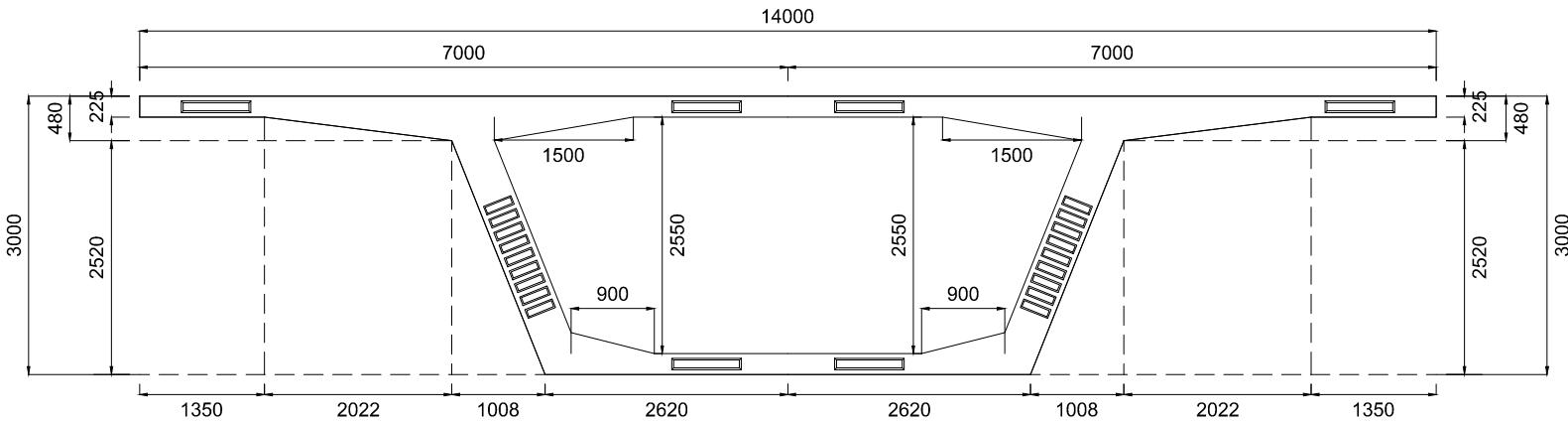
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

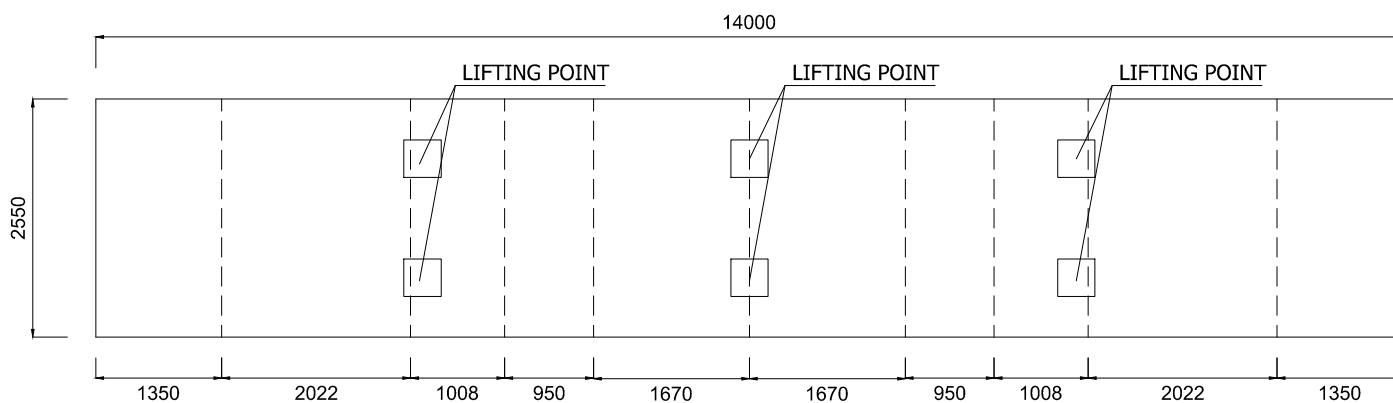
NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



DETAIL SEGMENT S13, S14

Scale 1:850



TAMPAK ATAS SEGMENT TIPE TIPIKAL

Scale 1:850



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

BOX GIRDER
SEGMENTAL S15

No. GAMBAR	JML GAMBAR
09	24

SKALA

1 : 700

DOSEN PEMBIMBING 1

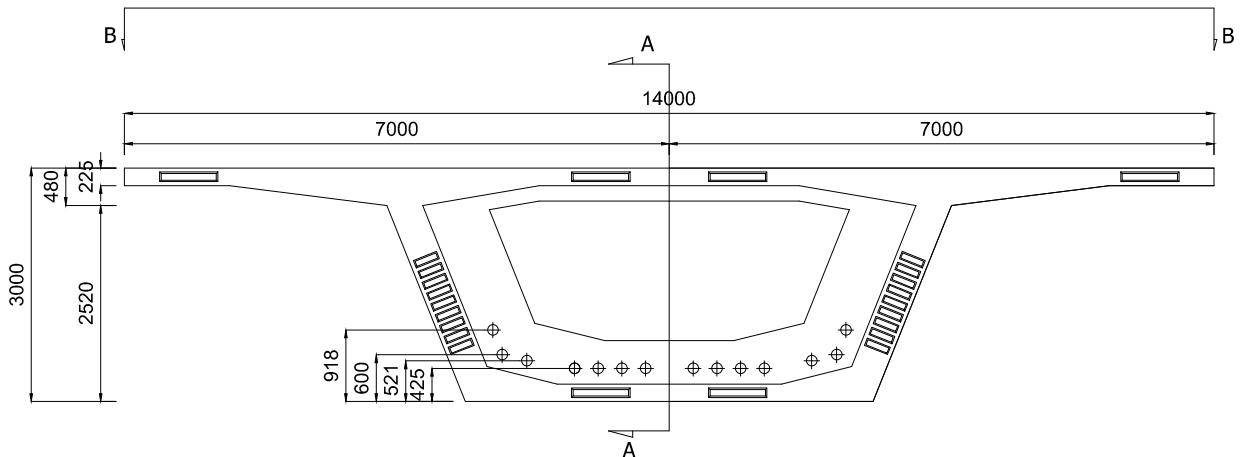
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

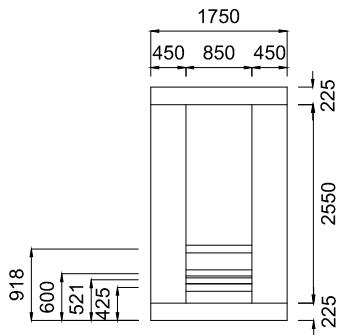
NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



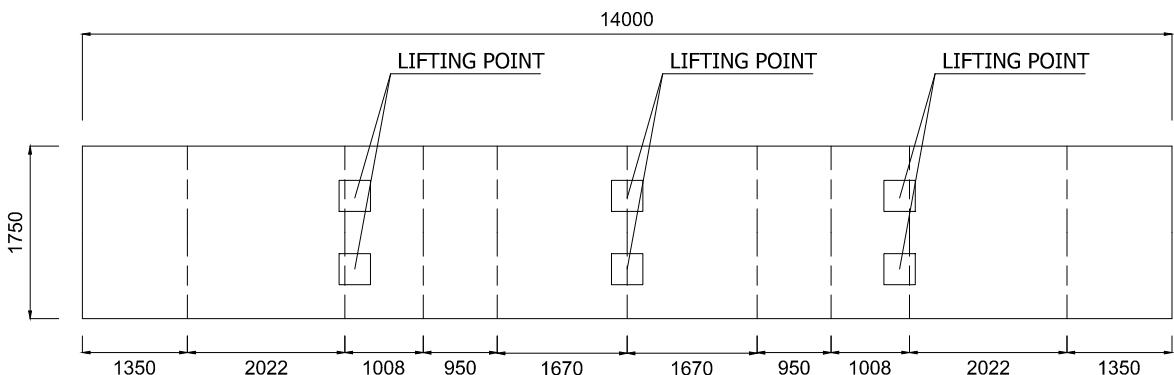
DIMENSI SEGMENT S15

Scale 1:1000



POTONGAN A-A

Scale 1:1000



POTONGAN B-B

Scale 1:1000



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

BOX GIRDER
SEGMENTAL BOX GIRDER
S16, S17, S18, S19, S20, S21, S22

No. GAMBAR	JML GAMBAR
------------	------------

10	24
----	----

SKALA

1 : 700

DOSEN PEMBIMBING 1

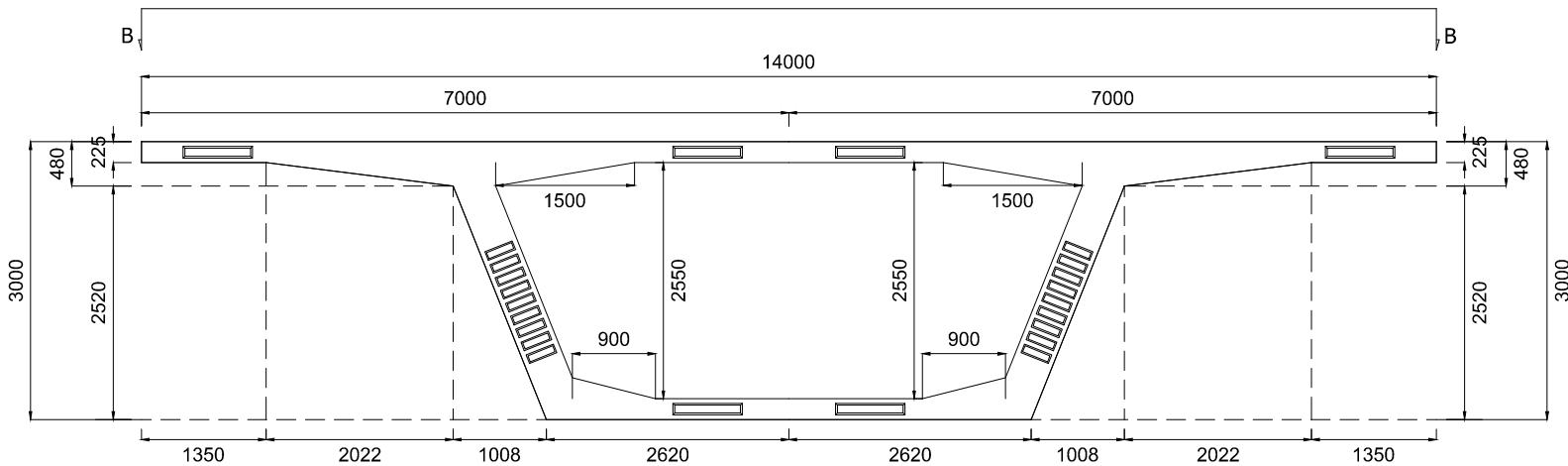
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

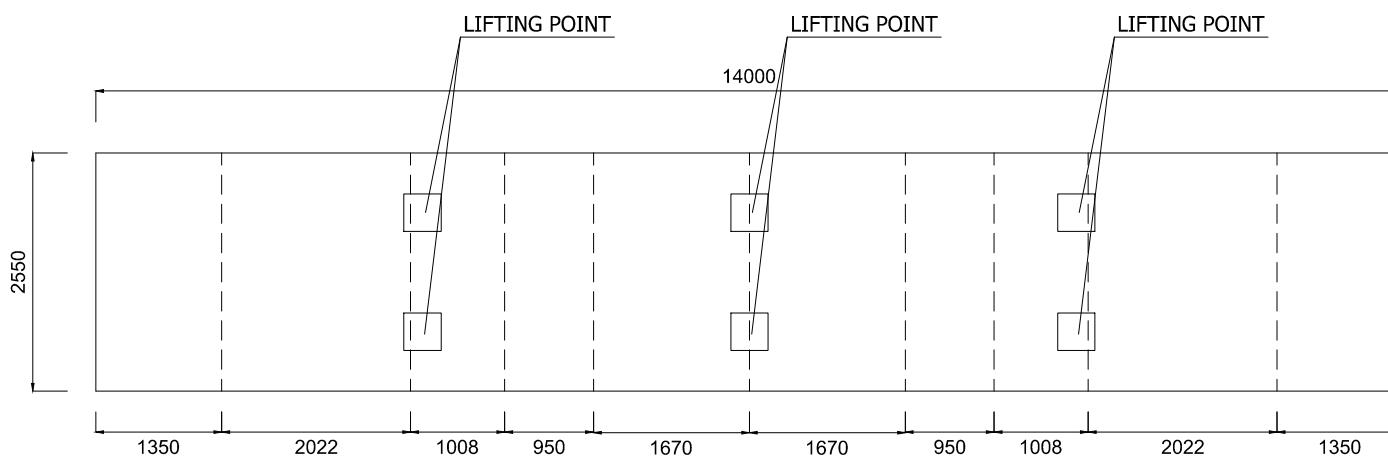
NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



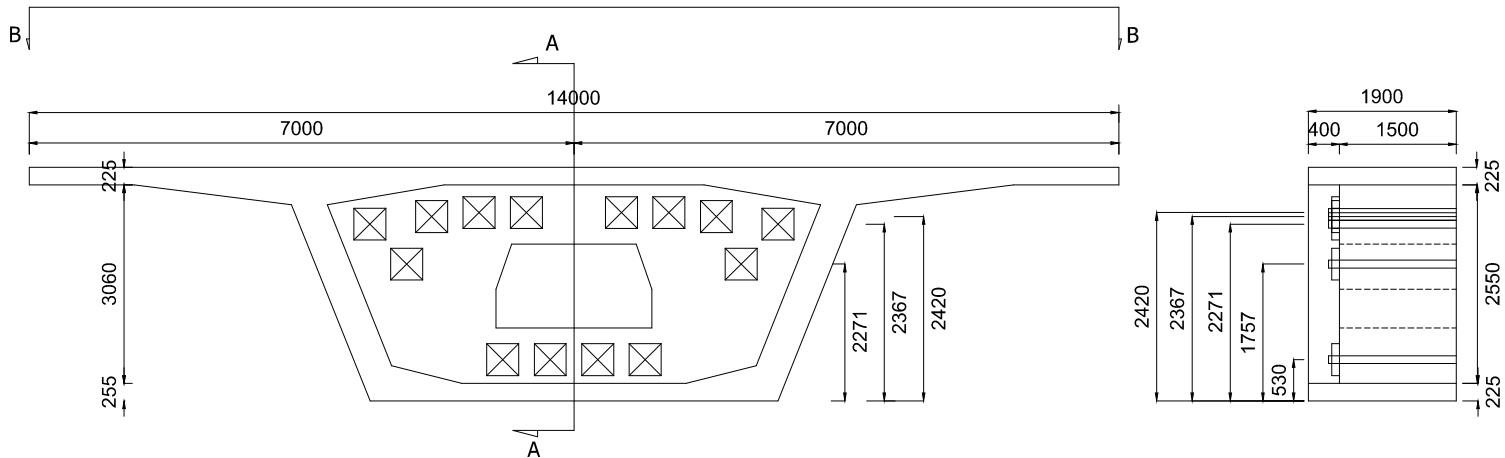
DETAIL SEGMENT S16, S17, S18, S19, S20, S21, S22

Scale 1:850



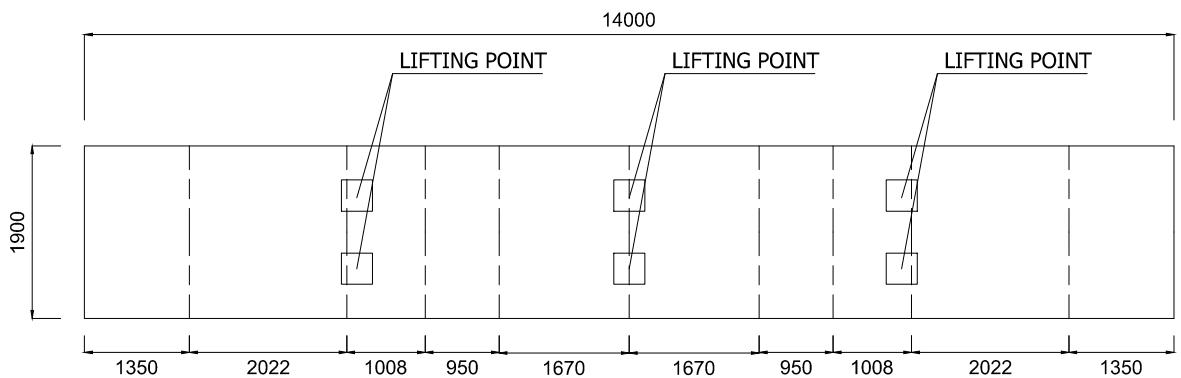
TAMPAK ATAS SEGMENT TIPE TIPIKAL

Scale 1:850



DETAIL SEGMENT S1
Scale 1:1000

POTONGAN A-A
Scale 1:1000



POTONGAN B-B
Scale 1:1000

JUDUL GAMBAR

BOX GIRDER
SEGMENT S1

No. GAMBAR	JML GAMBAR
11	24

SKALA

1 : 700

DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

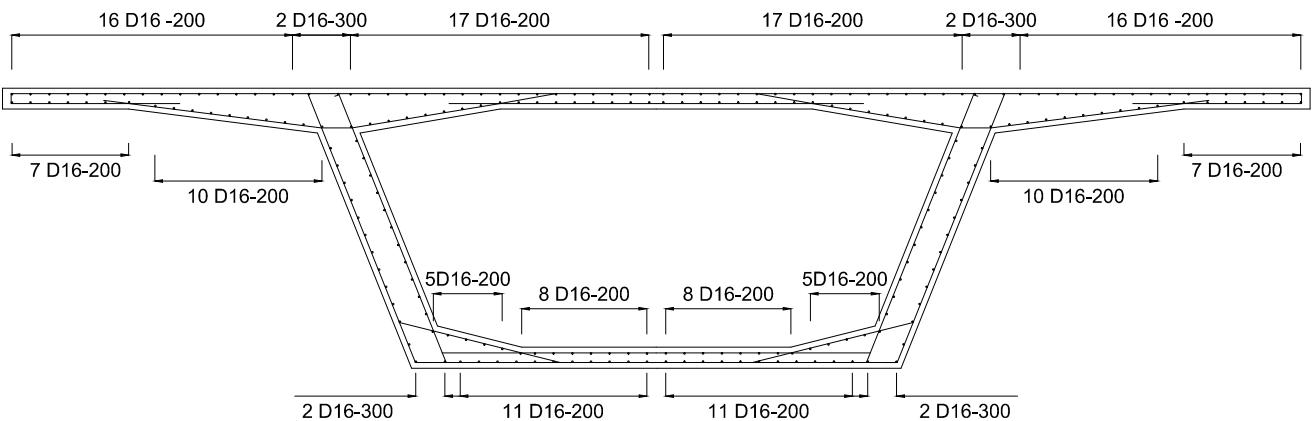
NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN



TULANGAN SEGMENT S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8

Scale 1:850

PENULANGAN SEGMENT
S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8

No. GAMBAR	JML GAMBAR
12	24

SKALA

1 : 850

DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

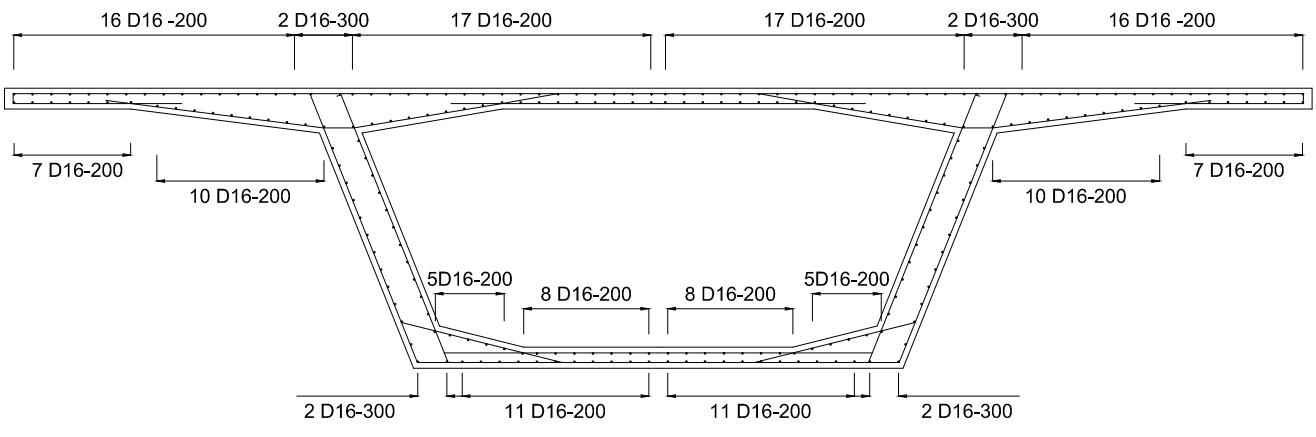
NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN



TULANGAN SEGMENT S13, S14, S16, S17

Scale 1:850

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN SEGMENT
S13, S14, S16, S17

No. GAMBAR	JML GAMBAR
13	24

SKALA

1 : 850

DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

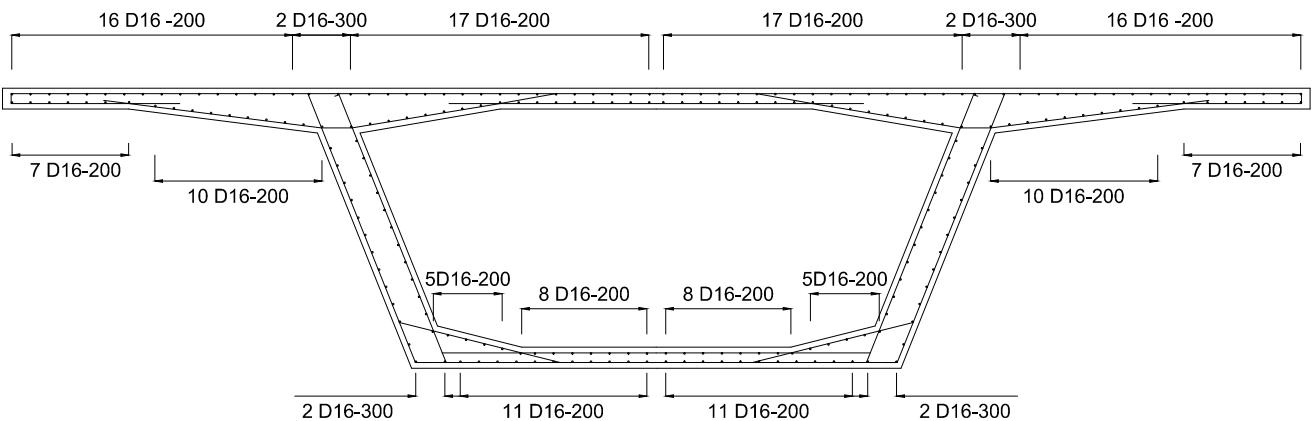
NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN



TULANGAN SEGMENT S16, S17, S18, S19, S20, S21, S22

Scale 1:850

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN SEGMENT
S16, S17, S18, S19, S20, S21, S22

No. GAMBAR	JML GAMBAR
14	24

SKALA

1 : 850

DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

LAYOUT TENDON PIER HEAD

No. GAMBAR	JML GAMBAR
------------	------------

15	24
----	----

SKALA

1 : 100

DOSEN PEMBIMBING 1

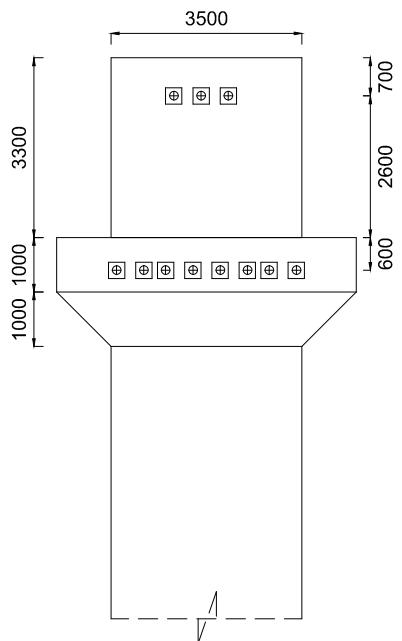
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

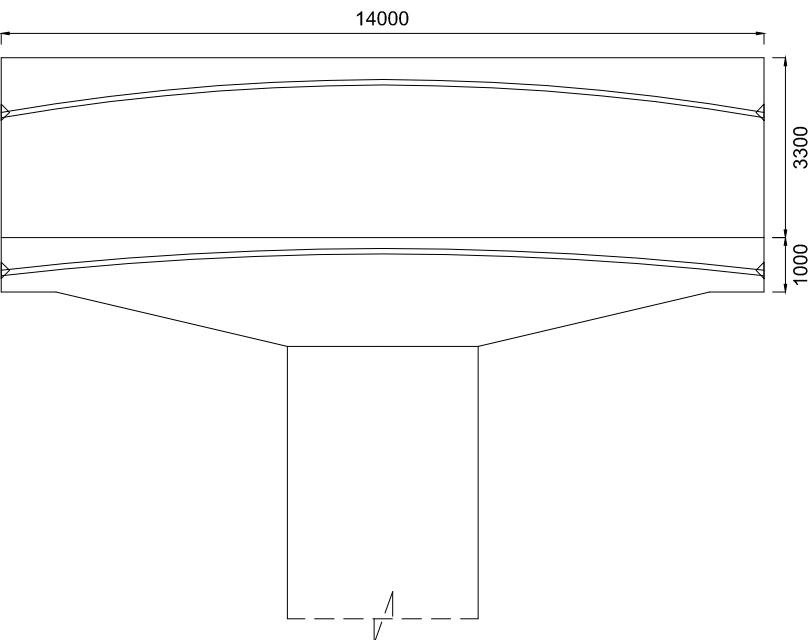
Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



TAMPAK SAMPING PIER HEAD
Scale 1:1500



TAMPAK DEPAN PIER HEAD
Scale 1:1500



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR *FLYOVER* MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX GIRDER DENGAN METODE SPAN BY SPAN : PROYEK JALAN TOL BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU SECTION IC

JUDUL GAMBAI

LAYOUT TENDON & PT BAR PIER

No. GAMBAR	JML GAMBAR
------------	------------

16

SKALA

1 : 1500

DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

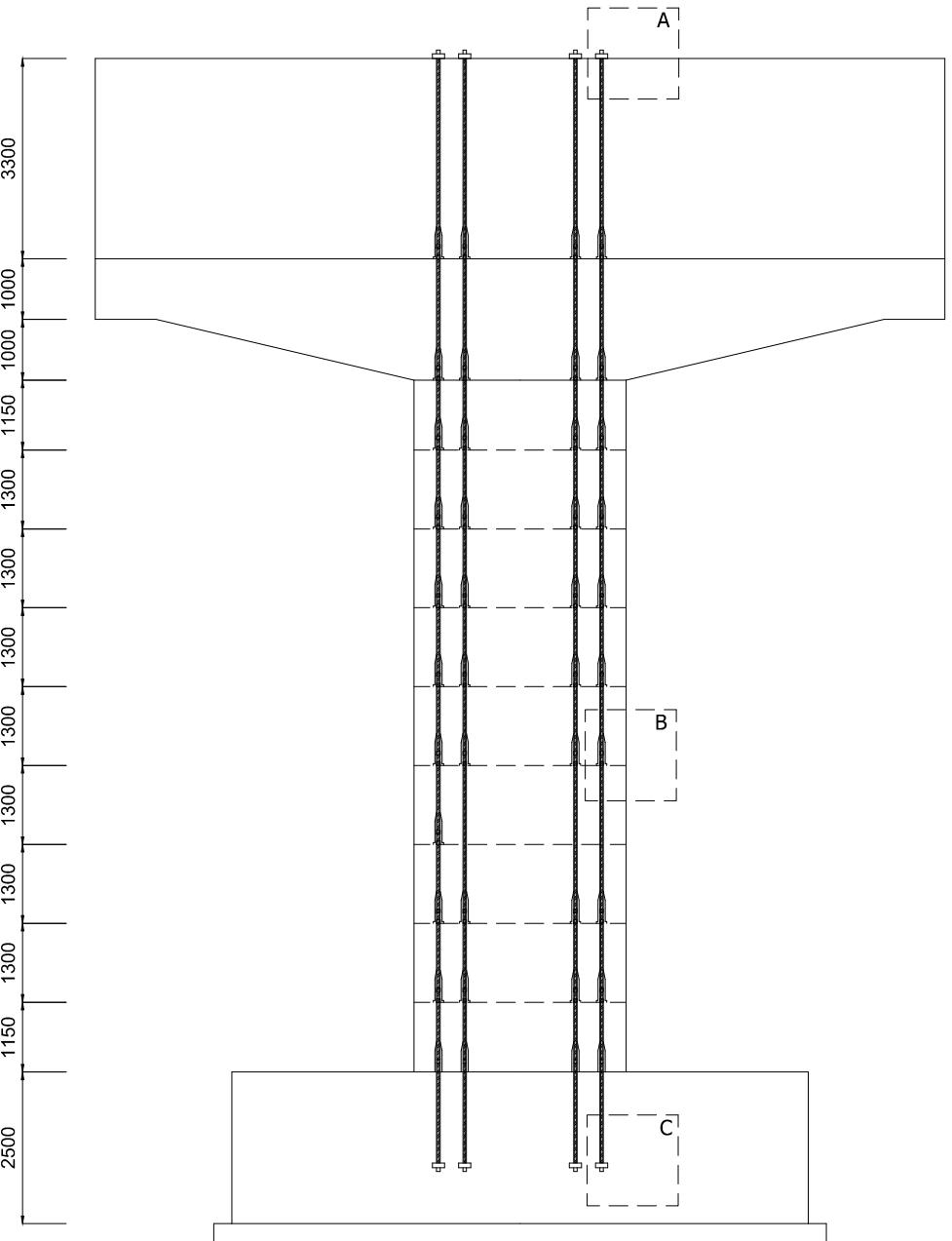
JUDUL GAMBAR

LAYOUT PT BAR
PT BAR POSITION

No. GAMBAR	JML GAMBAR
17	24

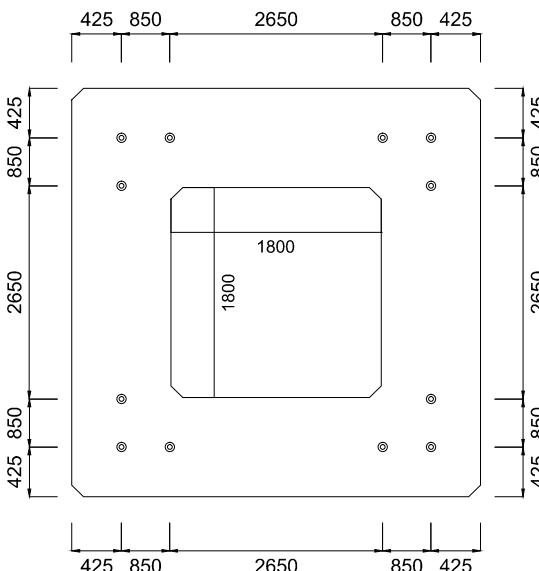
SKALA

NAMA MAHASISWA



LAYOUT PT BAR (FRONT VIEW)

Scale 1:1250



PT BAR POSITION

Scale 1:700



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN

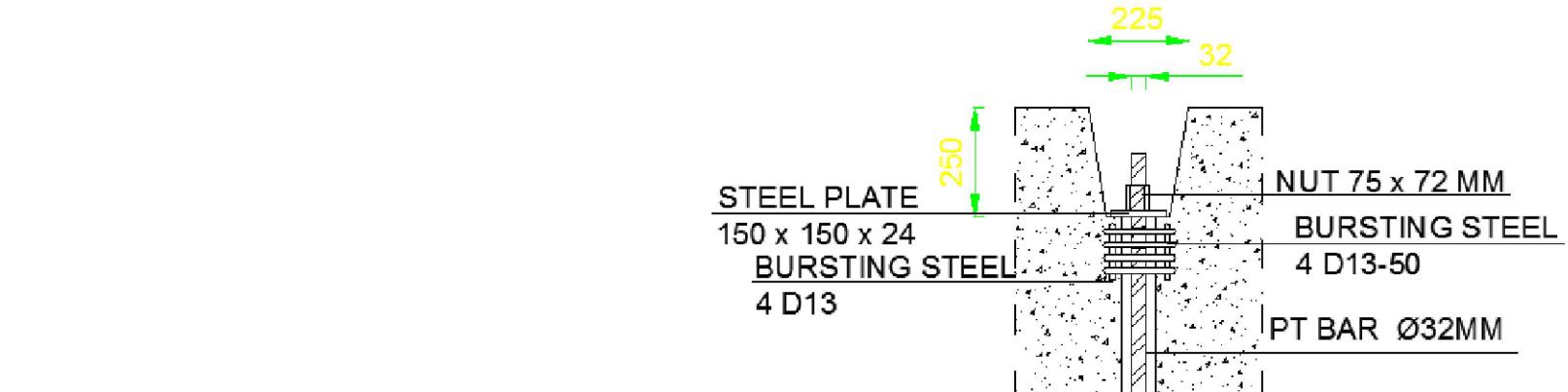
JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

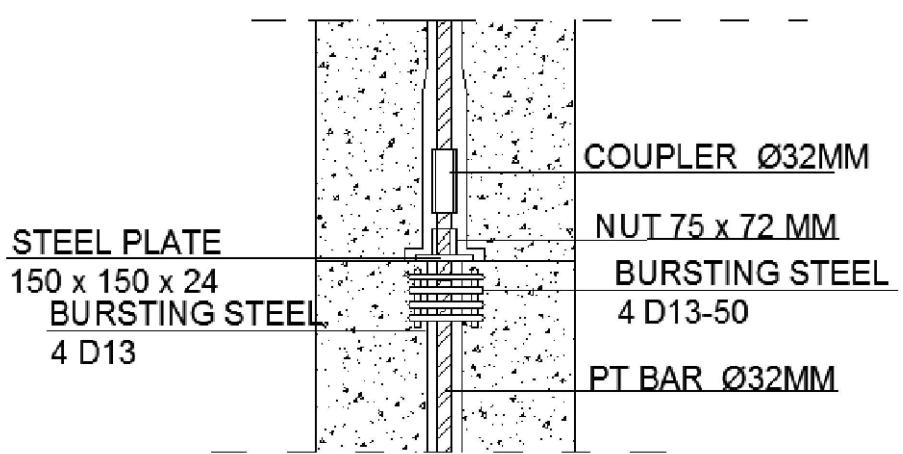
DETAIL KOMPONEN STRESSBAR

No. GAMBAR	JML GAMBAR
18	24



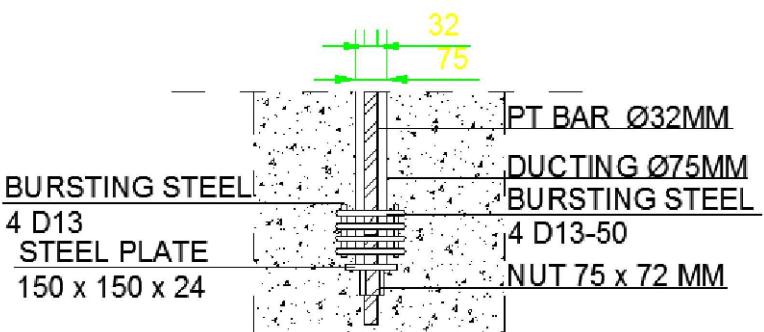
DETAIL A

Scale 1:20



DETAIL B

Scale 1:20



DETAIL C

Scale 1:20



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

LAYOUT TENDON
TENDON POSITION
DETAIL ANGKUR

No. GAMBAR	JML GAMBAR
19	24

SKALA

1 : 2000

DOSEN PEMBIMBING 1

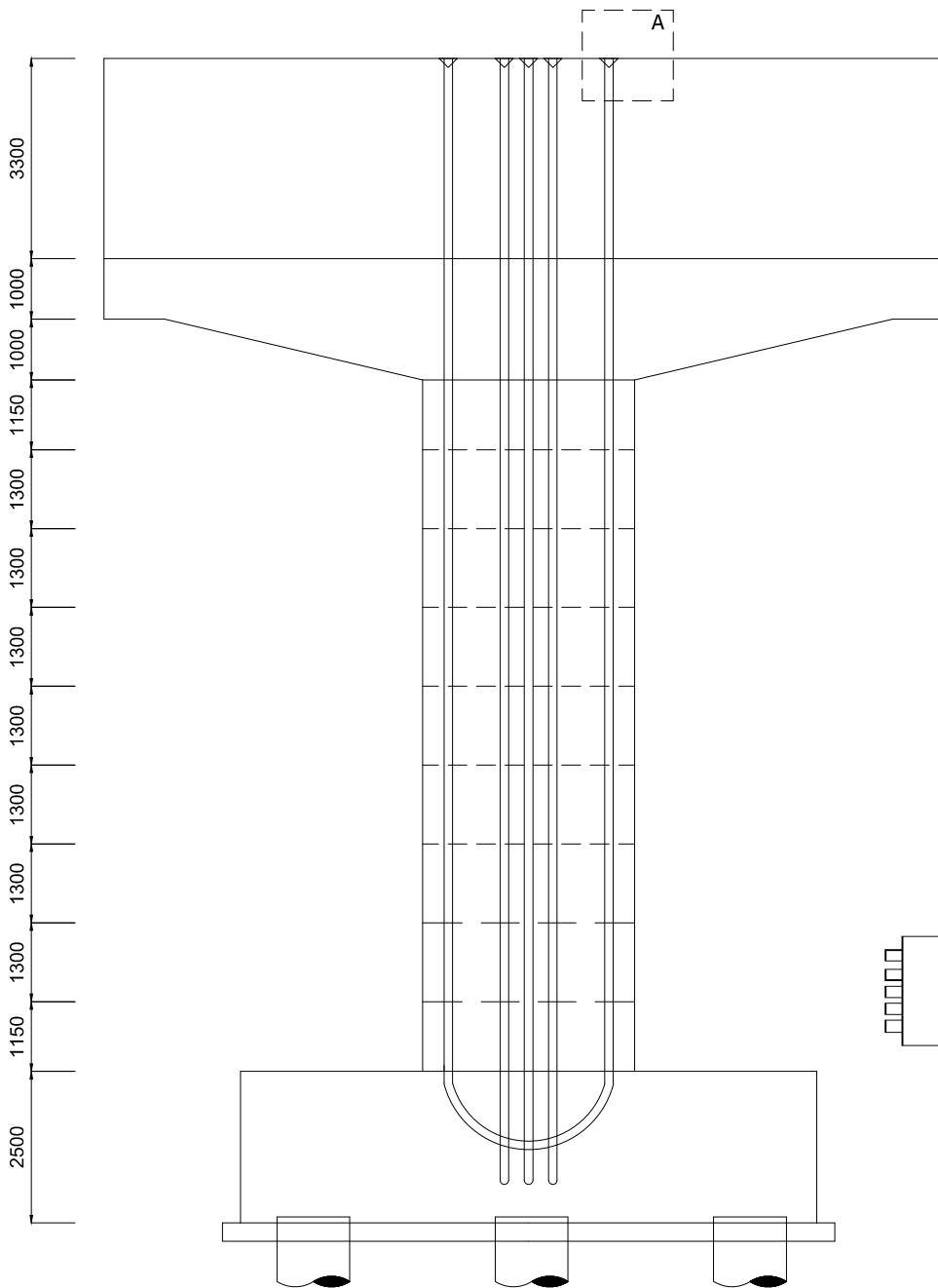
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

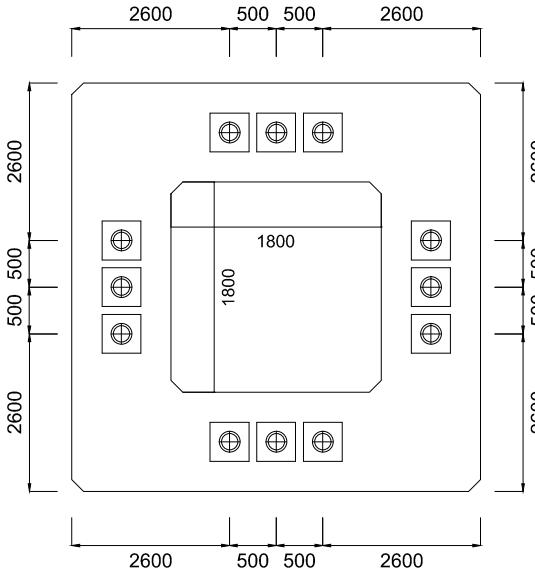
NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



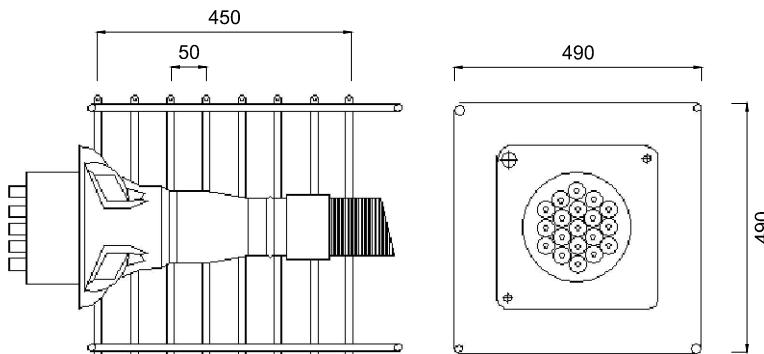
LAYOUT TENDON (FRONT VIEW)

Scale 1:1250



TENDON POSITION

Scale 1:700



DETAIL A

Scale 1:200



KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR *FLYOVER*
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN KOLOM

No. GAMBAR	JML GAMBAR
20	24

SKALA

1 : 500

DOSEN PEMBIMBING 1

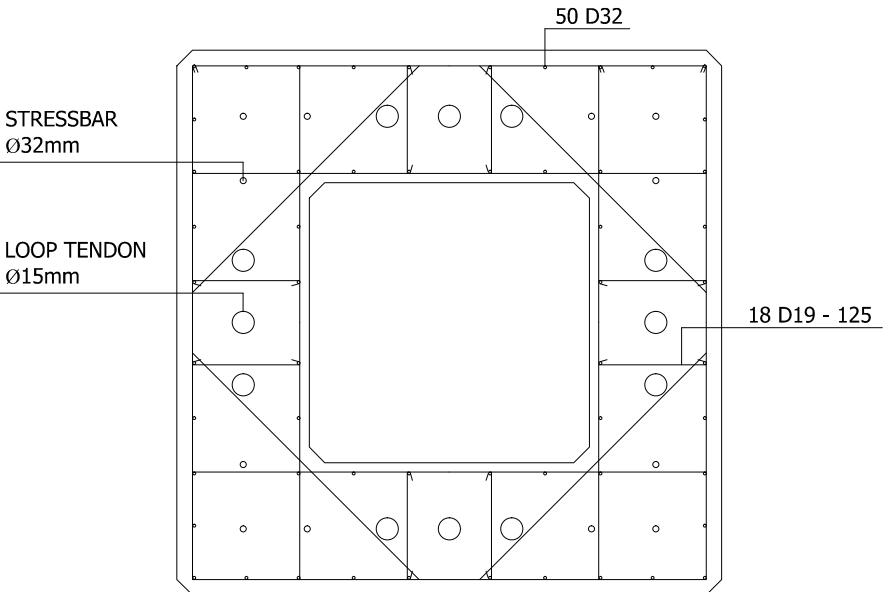
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



PENULANGAN KOLOM (TOP VIEW)

Scale 1:500



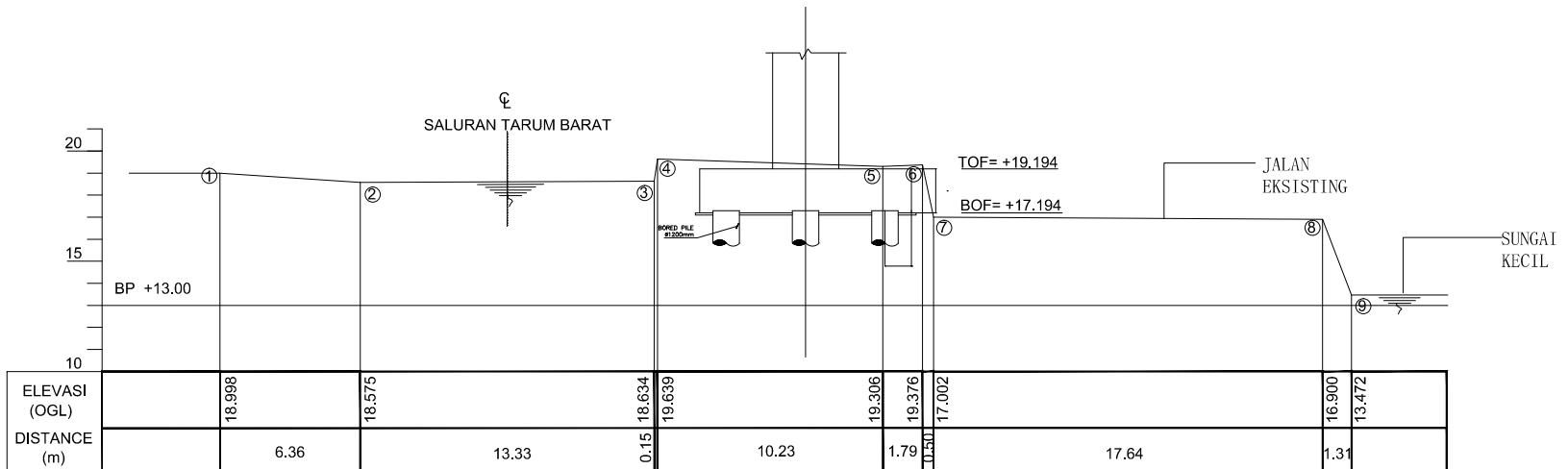
KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

CROSS SECTION PWB 235



CROSS SECTION PWB 235

Scale 1:1000

SKALA

1 : 1000

DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

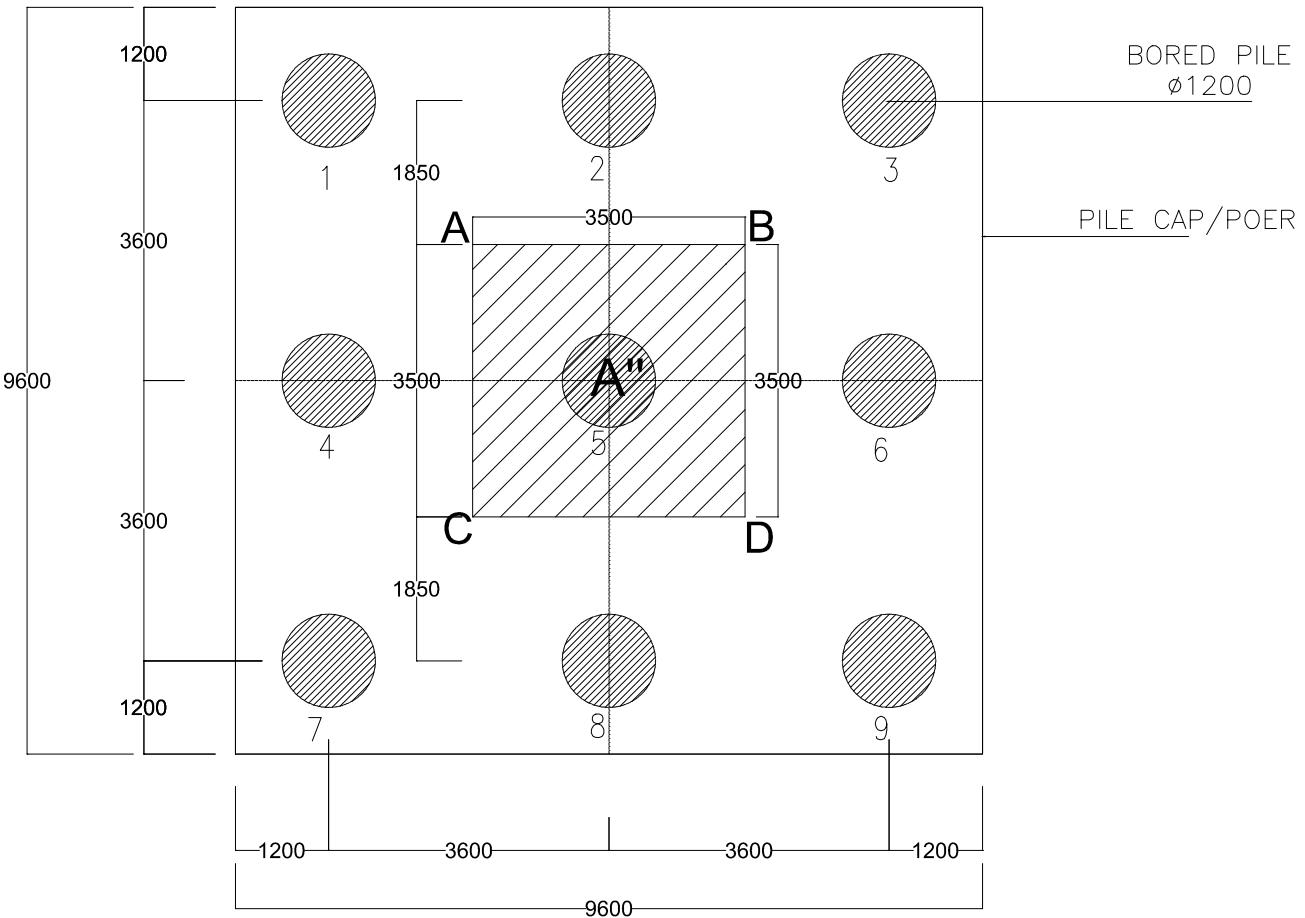
Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



KETERANGAN

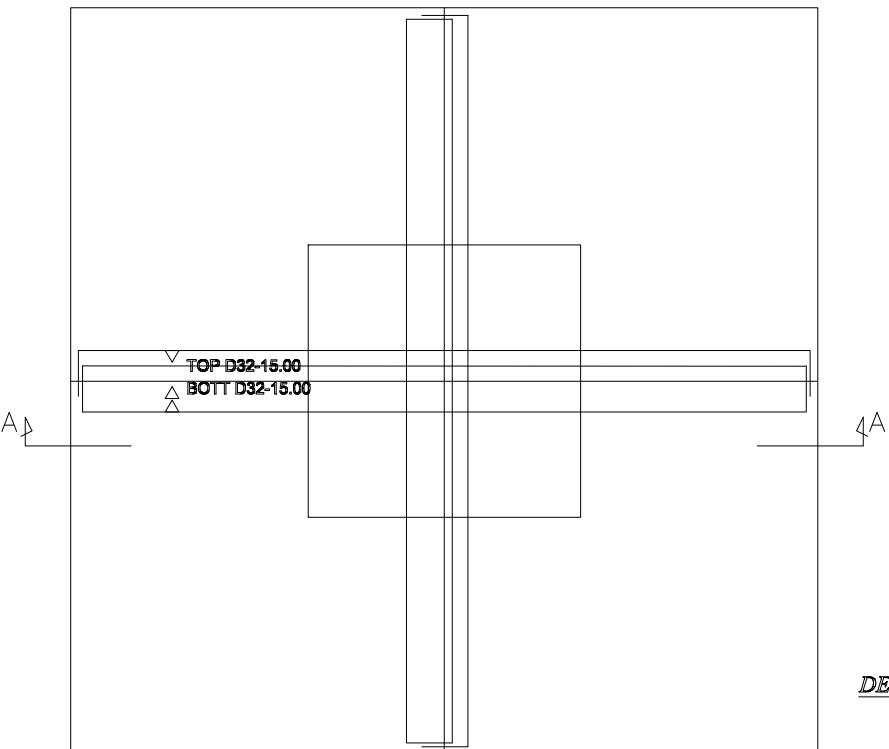


KONFIGURASI BORE PILE
Scale 1:1000



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN



DENAH PENULANGAN FOOTING

PWB 235

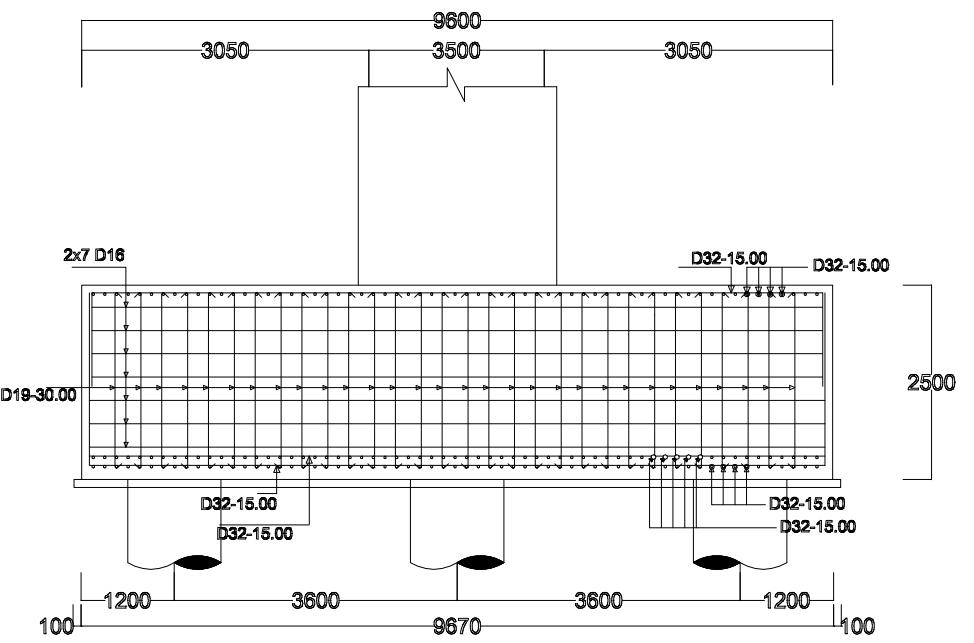
Scale 1:1000

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN PILE CAP



No. GAMBAR	JML GAMBAR
23	24

SKALA

1 : 1000

DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072

SECTION A-A

Scale 1:1000



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

KETERANGAN

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR FLYOVER
MENGGUNAKAN SEGMENTAL BOX
GIRDER DENGAN METODE SPAN BY
SPAN : PROYEK JALAN TOL
BEKASI-CAWANG-KAMPUNG MELAYU
SECTION IC

JUDUL GAMBAR

DETAIL BORE PILE

No. GAMBAR	JML GAMBAR
------------	------------

24	24
----	----

SKALA

1 : 100

DOSEN PEMBIMBING 1

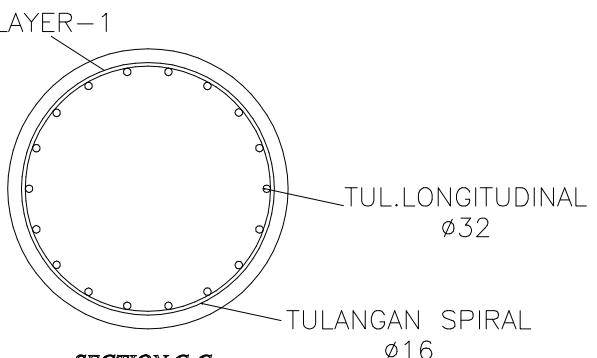
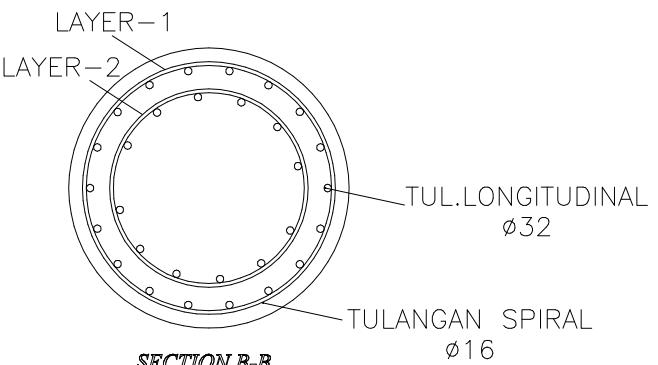
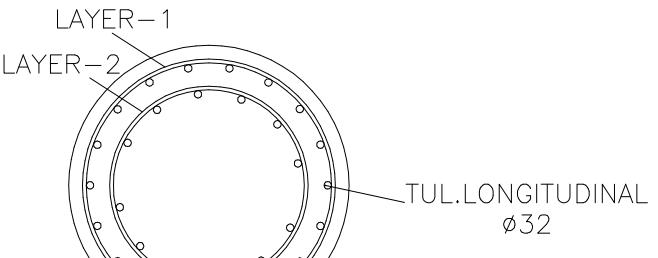
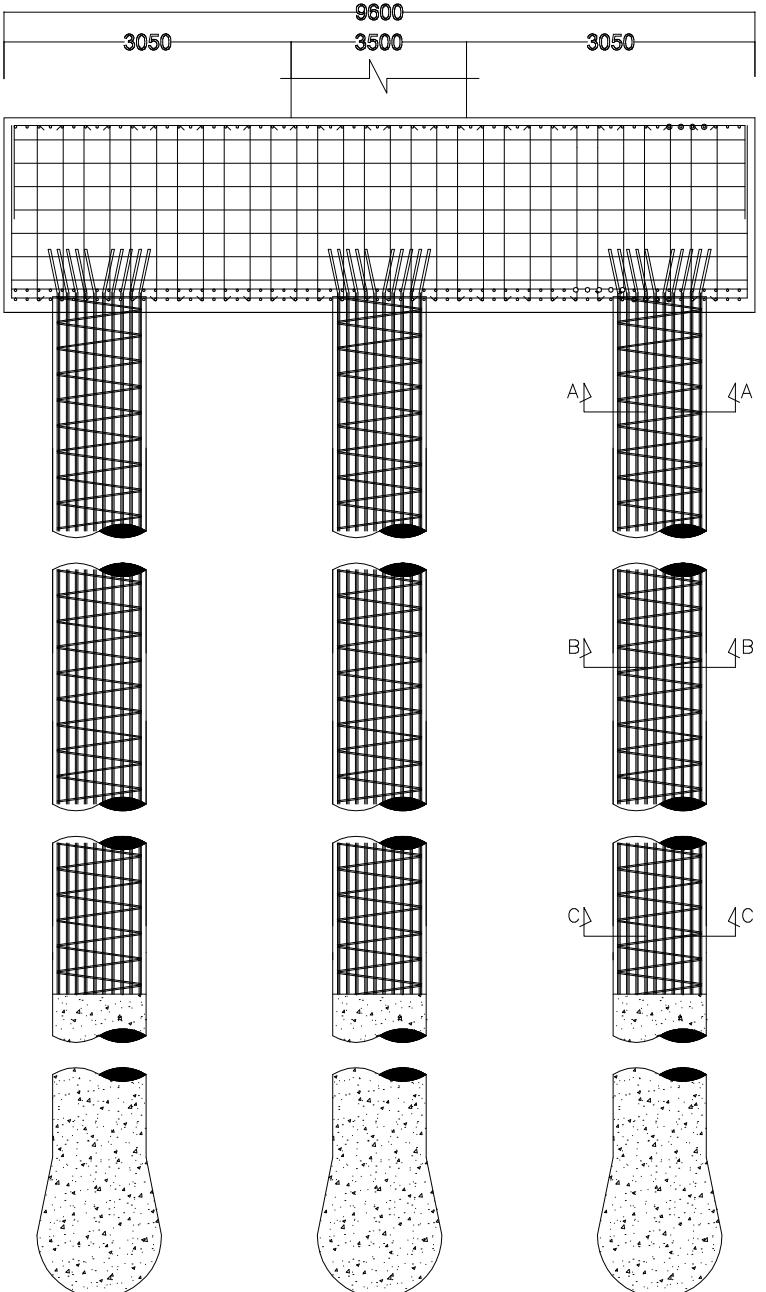
Prof. Ir. Priyo Suprobo, MS. PhD

DOSEN PEMBIMBING 2

Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD

NAMA MAHASISWA

Vanessa
3113 100 072



BIODATA PENULIS

Penulis yang bernama lengkap Vanessa, lahir di Jakarta pada tanggal 19 Agustus 1995. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Kusuma Harapan, SMP Santo Yoseph dan SMA Negeri 21 Jakarta. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Departemen Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) pada tahun 2013 melalui jalur SBMPTN Tulis dan terdaftar dengan NRP 3113100072. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2017 dengan judul Tugas Akhir "*Modifikasi Perencanaan Struktur Flyover Menggunakan Segmental Box Girder Dengan Metode Span-By-Span : Projek Jalan Tol Bekasi-Cawang-Kampung Melayu (Becakayu) Section 1C*". Jika pembaca ingin berdiskusi dengan penulis dapat menghubungi melalui email : nessasareh@gmail.com.

