

TUGAS AKHIR

**ANALISIS KAPASITAS BALOK PRATEGANG *PCI GIRDER* JEMBATAN KERETA API STUDI KASUS
JEMBATAN JALUR KERETA API BANDARA
YOGYAKARTA *INTERNATIONAL AIRPORT (YIA)*
(*STA.5+082 S/D STA.5+346*)
(*ANALYSIS OF THE CAPACITY OF PRESTRESSED
CONCRETE BEAMS (PCI GIRDERS) FOR A RAILWAY
BRIDGE: A CASE STUDY OF THE RAILWAY BRIDGE
AT YOGYAKARTA INTERNATIONAL AIRPORT (YIA)*
(*STA.5+082 TO STA.5+346*))**

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



**ARDIANTO CATUR WIBOWO
19511198**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2024**

TUGAS AKHIR

**ANALISIS KAPASITAS BALOK PRATEGANG PCI
GIRDER JEMBATAN KERETA API STUDI KASUS
JEMBATAN JALUR KERETA API BANDARA
YOGYAKARTA INTERNATIONAL AIRPORT (YIA)
(STA.5+082 S/D STA.5+346)
(ANALYSIS OF THE CAPACITY OF PRESTRESSED
CONCRETE BEAMS (PCI GIRDERS) FOR A RAILWAY
BRIDGE: A CASE STUDY OF THE RAILWAY BRIDGE
AT YOGYAKARTA INTERNATIONAL AIRPORT (YIA)
(STA.5+082 TO STA.5+346))**

Disusun oleh:

**ARDIANTO CATUR WIBOWO
19511198**

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

Diuji pada tanggal 10 September 2024
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

Ir. Subaryatma, M.T.

NIK: 865110201

1/10/2024

Penguji I

Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.

NIK: 165111301

24.09.24.

Penguji II

Elvis Saputra, S.T., M.T.

NIK: 205111302

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Ir. Yunalia Montafi, S.T., M.T., Ph.D.(Eng.), IPM.

NIK: 095110101

3/10 2024

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

"Dengan ini saya menyatakan bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai bagian dari program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Setiap bagian yang mengacu pada karya orang lain telah dicantumkan sumbernya secara jelas, sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan ilmiah yang berlaku. Apabila di kemudian hari ditemukan bahwa laporan ini sepenuhnya atau sebagian bukan hasil karya saya sendiri atau terdapat unsur plagiasi, saya bersedia menerima sanksi yang berlaku, termasuk kemungkinan pencabutan gelar akademik saya, sesuai dengan peraturan yang berlaku."

Yogyakarta, 10 September 2024

Yang membuat pernyataan,



(Ardianto Catur Wibowo)

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT yang telah memberikan karunia dan rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul Analisis Kapasitas Balok Prategang *PCI Girder* Jembatan Kereta Api Studi Kasus Jembatan Jalur Kereta Api Bandara Yogyakarta International Airport (STA.5+082 s/d STA.5+346).

Tugas akhir ini diserahkan sebagai salah satu persyaratan akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini, penulis memperoleh banyak hambatan yang dihadapi. Namun berkat saran, kritik yang membangun, serta dukungan dari berbagai pihak, Tugas akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan akan hal ini, penulis menyampaikan ucapan terima kasih sebesar-besarnya kepada:

1. Bapak Ir. Suharyatma, M.T. selaku Dosen Pembimbing I,
2. Ibu Astriana Hardawati, S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji I,
3. Bapak Elvis Saputra, S.T., M.T. selaku Dosen Penguji II,
4. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, ST., MT., Ph.D., (Eng)., IPM selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil,
5. Bapak Widodo dan Ibu Sumarsih, sebagai Orang Tua yang selalu mendoakan dan mendukung baik segi materiil maupun non materiil serta memberikan semangat dan menjadi motivasi terbesar bagi penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini,
6. Wirid Hidayat Jati, Noviana Wahyuningsih, Dwi Joko Prayitno, Lisniyah, Asri Widowati Kusuma Dewi selaku saudara dan saudari penulis yang banyak mendukung terutama memberikan motivasi dan semangat bagi penulis,
7. Bapak dan Ibu Dosen Pengajar, Laboran, Karyawan Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia yang telah membagikan ilmu dan memfasilitasi kegiatan pembelajaran penulis selama perkuliahan,

8. PT. Rayakonsult selaku konsultan perencana yang telah memberikan kesempatan untuk melakukan penelitian dan data di Proyek Jalur KA Kereta Api Bandara Yogyakarta *International Airport* (YIA),
9. Rahmat, Maharani Purwasi, Maulaya, Irkham, Danu, dan Akbar sebagai sahabat saya serta teman-teman angkatan 19 yang telah berjuang bersama di masa perkuliahan serta saling memberikan bantuan baik waktu, tenaga, dan motivasi bagi penulis, dan
10. Semua pihak yang telah terlibat dalam penelitian Tugas Akhir ini yang tidak dapat penulis sebutkan satu persatu,
Akhirnya Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya

Yogyakarta, 10 September 2024

Yang membuat pernyataan,



(Ardianto Catur Wibowo)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR TABEL.....	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR LAMPIRAN.....	xiv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xv
ABSTRAK.....	xviii
ABSTRACT.....	xix
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah	5
1.3 Tujuan Penelitian.....	5
1.4 Manfaat Penelitian.....	6
1.5 Batasan Penelitian	7
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	8
2.1 Tinjauan Umum.....	8
2.2 Penelitian Terdahulu.....	8
2.3 Penelitian Sekarang	11
2.4 Keaslian Penelitian	12
BAB III LANDASAN TEORI.....	14
3.1 Pengertian Jembatan.....	14
3.2 Tinjauan Umum.....	14
3.3 Beton Prategang.....	15
3.3.1 Sistem Penarikan Baja Prategang	17
3.3.2 Tahapan Pembebanan	18
3.4 Tulangan Non Prategang	19

3.5	Baja Tulangan Prategang.....	20
3.5.1	Kuat Tarik Leleh Ekuivalen.....	21
3.5.2	Tegangan Izin pada Kondisi Batas Layan	21
3.5.3	Tegangan Izin pada Kondisi Transfer.....	21
3.6	Pembebanan Jembatan Kereta Api	21
3.6.1	Beban Mati (MS)	21
3.6.2	Beban Mati Tambahan (MA).....	21
3.6.3	Beban Gandar (TG)	22
3.6.4	Beban Kejut (KJ)	23
3.6.5	Beban Horizontal (HR).....	23
3.6.6	Beban Angin (EW)	24
3.6.7	Beban Gempa (EQ).....	25
3.6.8	Kombinasi Beban dan Faktor Beban	28
3.7	Kehilangan Gaya Prategang	28
3.7.1	Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis.....	28
3.7.2	Kehilangan Akibat Friksi / Gesekan pada Tendon	29
3.7.3	Kehilangan Akibat Slip pada Angkur.....	31
3.7.4	Kehilangan Akibat Rangkak pada Beton.....	31
3.7.5	Kehilangan Akibat Susut pada Beton	32
3.7.6	Kehilangan Akibat Relaksasi Baja	32
3.8	Kapasitas Momen Lentur.....	33
3.9	Kapasitas Gaya Geser.....	34
3.10	Kapasitas Lendutan.....	35
3.10.1	Lendutan Jangka Pendek	36
3.10.2	Lendutan Jangka Panjang	37
BAB IV METODE ANALISIS		38
4.1	Tinjauan Umum.....	38
4.2	Tahap Analisis	38
BAB V ANALISIS DATA		40
5.1	Data Teknis Jembatan.....	40
5.1.1	Data Jembatan.....	42
5.1.2	Beton Prategang.....	42

5.1.3	Baja Prategang	43
5.1.4	Baja Tulangan	44
5.2	Penentuan Lebar Efektif Plat Lantai	44
5.3	Perhitungan Penampang <i>PCI Girder</i>	45
5.3.1	Penampang Balok Prategang <i>PCI Girder</i>	45
5.3.2	Penampang Balok Komposit (Balok Prategang + Plat)	47
5.4	Perhitungan Pembebanan <i>PCI Girder</i>	48
5.4.1	Beban Mati (<i>MS</i>)	48
5.4.2	Beban Mati Tambahan (<i>MA</i>)	55
5.4.3	Beban Gandar (<i>TG</i>)	61
5.4.4	Beban Kejut (<i>KJ</i>)	65
5.4.5	Beban Horizontal (<i>HR</i>)	66
5.4.6	Beban Angin (<i>EW</i>)	68
5.4.7	Beban Gempa (<i>EQ</i>)	70
5.4.8	Kombinasi Beban Ultimit	74
5.5	Perhitungan Eksentrisitas, Gaya Prategang Transfer, dan Tendon	75
5.5.1	Eksentrisitas Tendon	75
5.5.2	Gaya Prategang Transfer	77
5.5.3	Jumlah Tendon	78
5.5.4	Posisi Tendon di Tengah Bentang	80
5.5.5	Posisi Tendon di Ujung Bentang	81
5.5.6	Lintasan Tendon Inti	84
5.5.7	Tata Letak Kabel (<i>Cable</i>)	85
5.5.8	Sudut Angkur	87
5.5.9	Pembesian Tulangan Non Prategang Pokok	89
5.5.10	Pembesian Tulangan Non Prategang Senggang	92
5.6	Kehilangan Gaya Prategang (<i>Lost Of Prestressed / LOP</i>)	98
5.6.1	Kehilangan Gaya Prategang Langsung	98
5.6.2	Kehilangan Gaya Prategang Tergantung Waktu	101
5.7	Kontrol Tegangan	104
5.7.1	Keadaan Awal (Saat Transfer)	105
5.7.2	Keadaan Setelah Loss Of Prestress	106

5.7.3	Keadaan Setelah Plat Lantai Selesai Dicor (Beton Muda)	107
5.7.4	Keadaan Setelah Plat Dan Balok Menjadi Komposit	108
5.7.5	Tegangan Akibat Berat Sendiri (MS)	109
5.7.6	Tegangan Akibat Berat Mati Tambahan (MA)	110
5.7.7	Tegangan Akibat Susut (SH) dan Rangkak Beton (CR)	111
5.7.8	Tegangan Akibat Prategang (PR)	115
5.7.9	Tegangan Akibat Beban Gandar (TG).....	116
5.7.10	Tegangan Akibat Beban Kejut (KJ)	117
5.7.11	Tegangan Akibat Beban Horizontal (HR)	118
5.7.12	Tegangan Akibat Beban Angin (EW).....	119
5.7.13	Tegangan Akibat Beban Gempa (EQ).....	120
5.7.14	Tegangan Akibat Pengaruh Temperatur (ET)	121
5.7.15	Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi Pembebanan	123
5.8	Perhitungan Kapasitas Momen Lentur	125
5.9	Perhitungan Kapasitas Gaya Geser.....	131
5.10	Perhitungan Kapasitas Lendutan	132
5.10.1	Lendutan Jangka Pendek	132
5.10.2	Lendutan Jangka Panjang	137
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		144
6.1	Kesimpulan.....	144
6.2	Saran	145
DAFTAR PUSTAKA		146
LAMPIRAN		148

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbedaan Antara Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Sekarang ..	13
Tabel 3.1 <i>Strand Properties VSL</i>	20
Tabel 3.2 <i>Tendon Properties VSL</i>	20
Tabel 3.3 Faktor Modifikasi Respon (Rd) untuk Hubungan Antar Elemen	26
Tabel 3.4 Koefisien Tanah	27
Tabel 3.5 Kombinasi Beban dan Faktor Beban	28
Tabel 3.6 Koefisien Wobble dan Koefisien Friksi.....	30
Tabel 5.1 <i>Properties Strands PCI Girder</i>	43
Tabel 5.2 <i>Section Properties</i> Balok <i>PCI Girder</i>	45
Tabel 5.3 <i>Section Properties</i> Balok Komposit <i>PCI Girder</i>	47
Tabel 5.4 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Mati (MS).....	54
Tabel 5.5 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Mati Tambahan	61
Tabel 5.6 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Gandar (TG)	65
Tabel 5.7 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Kejut (KJ).....	66
Tabel 5.8 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Horizontal (HR)...	67
Tabel 5.9 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Angin (EW)	69
Tabel 5.10 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Gempa (EQ)	73
Tabel 5.11 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Pembebanan <i>PCI Girder</i>	74
Tabel 5.12 Kombinasi Beban dan Faktor Beban	74
Tabel 5.13 Kombinasi Beban Gaya Geser <i>PCI Girder</i>	75
Tabel 5.14 Kombinasi Beban Momen <i>PCI Girder</i>	75
Tabel 5.15 Eksentrisitas Tendon	76
Tabel 5.16 Posisi Penyebaran Tendon	79
Tabel 5.17 Jumlah Tendon Masing-Masing Baris	81
Tabel 5.18 Momen Statis	82
Tabel 5.19 Rekapitulasi Posisi Tendon.....	83
Tabel 5.20 Rekapitulasi Lintasan Inti Tendon	85
Tabel 5.21 Rekapitulasi Posisi Masing-Masing Kabel (cable).....	86

Tabel 5.22 Rekapitulasi Perhitungan Sudut Angkur.....	88
Tabel 5.23 Nilai Batas Geser dan Kontrol	93
Tabel 5.24 Koefisien Standar Susut Beton	102
Tabel 5.25 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang.....	103
Tabel 5.26 Rekapitulasi Tegangan Akibat Rangkak Beton	114
Tabel 5.27 Superposisi Tegangan Susut dan Rangkak	115
Tabel 5.28 Momen Akibat Pengaruh Temperatur	122
Tabel 5.29 Kombinasi Pembebanan Untuk Tegangan Ijin	123
Tabel 5.30 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi – 1 (kPa).....	123
Tabel 5.31 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi – 2 (kPa).....	124
Tabel 5.32 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi – 3 (kPa).....	124
Tabel 5.33 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi – 4 (kPa).....	124
Tabel 5.34 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi – 5 (kPa).....	124
Tabel 5.35 Kontrol Momen Nominal terhadap Kombinasi Momen <i>Ultimate</i>	130
Tabel 5.36 Kontrol Kapasitas Geser Terhadap Kombinasi Geser <i>Ultimate</i>	132
Tabel 5.37 Rekap dan Kontrol Lendutan Jangka Pendek	137
Tabel 5.38 Koefisien Rangkak (C_u).....	138
Tabel 5.39 Koefisien Susut (C_{sh})	140
Tabel 5.40 Rekapitulasi dan Kontrol Lendutan Jangka Panjang	143

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Tampak Atas Proyek Jembatan <i>PCI Girder</i>	2
Gambar 1.2 Potongan Memanjang Jembatan <i>PCI Girder</i>	3
Gambar 1.3 Potongan Memanjang Segmen Jembatan PK59-PK60	3
Gambar 1.4 Potongan Melintang Jembatan <i>PCI Girder</i> Jalur Kereta Api YIA	4
Gambar 3.1 Distribusi Tegangan Sepanjang Penampang Beton Prategang	16
Gambar 3.2 Konsep Paskatarik Beton Prategang	18
Gambar 3.3 Rencana Muatan 1921 (RM 1921)	22
Gambar 3.4 Pembebanan Angin pada Jembatan Kereta Api	24
Gambar 3.5 Peta Percepatan Puncak Di Batuan Dasar (PGA)	27
Gambar 4.1 <i>Flowchart</i> Penulisan Tugas Akhir	39
Gambar 5.1 Potongan Melintang Jembatan <i>PCI Girder</i> Jalur Kereta Api YIA ..	40
Gambar 5.2 Potongan Memanjang Segmen Jembatan PK59-PK60	41
Gambar 5.3 Potongan Memanjang <i>PCI Girder</i>	41
Gambar 5.4 Lebar Efektif Plat	44
Gambar 5.5 Potongan Memanjang <i>PCI Girder</i>	48
Gambar 5.6 Potongan Melintang <i>PCI Girder</i> Bangun 1	49
Gambar 5.7 Potongan Melintang <i>PCI Girder</i> Bangun 2	50
Gambar 5.8 Detail Potongan Bangun Diafragma	52
Gambar 5.9 Potongan Melintang <i>Barrier</i>	55
Gambar 5.10 Potongan Melintang Trotoar	56
Gambar 5.11 Potongan Melintang <i>Ballast</i> Jalur Kereta	58
Gambar 5.12 Konstruksi Bantalan Rel Tipe BJR-1067	59
Gambar 5.13 Rencana Muatan 1921 (RM 1921)	61
Gambar 5.14 Skema 1 Pembebanan 2 Lokomotif dan 1 Tender	62
Gambar 5.15 Diagram Skema 1 Pembebanan 2 Lokomotif dan 1 Tender	62
Gambar 5.16 Skema 2 Pembebanan dengan <i>Full</i> Gerbong Tipe <i>Boggie 2</i>	63
Gambar 5.17 Diagram Skema 2 Pembebanan dengan <i>Full</i> Gerbong	63
Gambar 5.18 Pembebanan Angin Akibat Kereta api	68
Gambar 5.19 Kekakuan Struktur Kolom Pilar	70

Gambar 5.20 Detail Struktur Kolom Pilar	70
Gambar 5.21 Diagram Tegangan Kondisi Awal (Transfer)	77
Gambar 5.22 Posisi Tendon di Tengah Bentang.....	80
Gambar 5.23 Posisi Tendon di Ujung Bentang.....	81
Gambar 5.24 Skema Lintasan Inti Tendon	84
Gambar 5.25 Grafik Lintasan Masing-Masing Tendon	87
Gambar 5.26 Pembesian Tulangan Arah Memanjang <i>PCI Girder</i>	91
Gambar 5.27 Diagram Syarat Jarak Sengkang Terhadap Gaya Geser	94
Gambar 5.28 Diagram Pembagian Daerah Geser Sengkang	95
Gambar 5.29 Pembesian Tulangan Arah Melintang <i>PCI Girder</i>	97
Gambar 5.30 Diagram Tegangan Keadaan Awal	105
Gambar 5.31 Diagram Tegangan Keadaan Setelah <i>Loss Of Prestress</i>	106
Gambar 5.32 Diagram Tegangan Keadaan Setelah Plat Dan Balok Menjadi	108
Gambar 5.33 Diagram Tegangan Akibat Berat Sendiri.....	109
Gambar 5.34 Diagram Tegangan Akibat Beban	110
Gambar 5.35 Diagram Tegangan Akibat Susut Beton.....	111
Gambar 5.36 Diagram Tegangan Akibat Rangkak Beton	113
Gambar 5.37 Diagram Tegangan Akibat Prategang	115
Gambar 5.38 Diagram Tegangan Akibat Beban Gandar	116
Gambar 5.39 Diagram Tegangan Akibat Beban Kejut	117
Gambar 5.40 Diagram Tegangan Akibat Beban Horizontal.....	118
Gambar 5.41 Diagram Tegangan Akibat Beban Angin.....	119
Gambar 5.42 Diagram Tegangan Akibat Beban Gempa	120
Gambar 5.43 Diagram Tegangan Akibat Pengaruh Temperatur	121
Gambar 5.44 Sambungan Tekan pada Segmental	125
Gambar 5.45 Penampang Girder Dengan Posisi Tendon Terpasang.....	126

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	<i>Site</i> Bandara YIA	149
Lampiran 2	Potongan Memanjang Jembatan	150
Lampiran 3	Potongan Memanjang PK59-PK60	151
Lampiran 4	Potongan Melintang PK59-PK60	152
Lampiran 5	Detail Potongan PK59-PK60.....	153
Lampiran 6	Potongan <i>Layout</i> Tendon.....	154
Lampiran 7	Potongan Diafragma.....	155
Lampiran 8	Beban Kereta Api	156
Lampiran 9	Detail Pembesian <i>PCI Girder</i>	157

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

L	= Panjang Jembatan
f	= tegangan serat
P	= gaya tekan
P_{ta}	= Tegangan serat atas
P_{tb}	= Tegangan serat bawah
I_x	= Inersia penampang
P_c	= Gaya eksentrisitas tendon
W_a	= Tahanan momen sisi atas
W_b	= Tahanan momen sisi bawah
E_c	= Elastisitas beton
f'_c	= Kuat tekan beton syarat pada usia 28 hari
ϵ_t	= Regangan total
ϵ_e	= Regangan elastisitas
ϵ_c	= Regangan rangkai
ϵ_{sh}	= Regangan susut
F_{re}	= kehilangan tegangan akibat relaksasi baja prategang
K_{re}	= Koefisien relaksasi
C	= Faktor relaksasi yang besarnya tergantung pada jenis tendon
F_{sh}	= Kehilangan tegangan akibat susut
F_{cr}	= Kehilangan tegangan akibat rangkai
F_{es}	= Kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis beton
L	= panjang komponen jembatan (mm)
α	= koefisien muai temperature (mm/mm/oC)
TEW	= beban angin menerus
EQ	= 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)

- $f'ci$ = kuat tekan beton yang direncanakan pada umur awal saat dilakukan transfer gaya prategang
 fci = Serat terluar tegangan tekan (saat transfer)
 fti = Serat terluar tegangan tarik (saat transfer)
 fcs = Serat terluar mengalami tekan (Saat layan/servis)
 fts = Serat terluar mengalami tarik (Saat layan/service)
 fps = tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat tarik nominalnya,
 fpu = kuat tarik tendon prategang yang disyaratkan.
 fpy = kuat leleh tendon prategang yang disyaratkan,
 r = radius girasi
 Ix = inersia penampang
 A = luas penampang
 kt = batas *kern* atas
 ya = letak titik berat *girder* terhadap sisi atas
 kb = batas *kern* bawah
 yb = letak titik berat *girder* terhadap sisi bawah
 H = tinggi penampang *I girder*
 Pt = besar gaya prategang awal
 d = diameter nominal *strands*
 Ast = luas tampang nominal 1 *stands*
 $Pbs1$ = beban putus 1 *strands*
 \emptyset = faktor reduksi kekuatan beban putus satu *strands*
 $ns\ min$ = jumlah *strands* minimal
 nt = jumlah tendon yang diperlukan
 $Pb1$ = beban putus 1 tendon
 Ns = jumlah *strands* dalam 1 tendon di setiap baris
 Nst = jumlah total *strands* di setiap baris
 nt = jumlah tendon total
 Aps = luas baja prategang yang digunakan

- P_o = persentase tegangan leleh yang timbul pada baja
 P_j = gaya prategang yang terjadi akibat *jacking*
 f_{pj} = tegangan tarik baja prategang saat *jacking*
 R = rasio kehilangan gaya prategang
 LOF = kehilangan gaya prategang (25%)
 P_{eff} = gaya prategang efektif
 MB = momen akibat beban *girder*
 MT = momen akibat beban layan
 $amin$ = jarak antara pusat tekanan ke garis netral
 eb = jarak dari tendon ke garis netral
 eb' = eksentrisitas maksimum pada batas bawah
 $eb1$ = penambahan lebar daerah tendon batas bawah jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik
 $amax$ = jarak antara pusat tekanan ke tendon
 et = jarak dari tendon ke garis netral
 et' = eksentrisitas maksimum pada batas atas
 $et1$ = penambahan lebar daerah tendon batas atas jika diperbolehkan terjadi tegangan tarik
 Δf_{pA} = kehilangan prategang akibat angkur
 ΔpF = kehilangan tegangan akibat gesekan tendon
 Δf_{pF} = pengurangan gaya prategang pada baja prategang
 Δf_{cs} = kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis
 f_{pi} = tegangan baja setelah memperhitungkan LOP akibat pengaruh pengangkuran dan gesekan kabel
 p_i = gaya prategang setelah memperhitungkan LOP akibat pengaruh pengangkuran dan gesekan kabel
 f_{ps} = tegangan baja prategang setelah transfer
 f_{csd} = tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer
 δ = lendutan (m)

ABSTRAK

Jembatan adalah struktur rekayasa yang menghubungkan dua titik yang terpisah dengan cara yang dapat menahan beban dan memungkinkan pergerakan kendaraan, pejalan kaki, atau barang di atasnya. Jembatan dibangun untuk melintasi berbagai rintangan seperti sungai, lembah, atau jalan, dengan desain yang mempertimbangkan kekuatan, kestabilan, dan fungsionalitasnya.". Jalur Kereta Api Bandara Yogyakarta International Airport (STA.5+082 s/d STA.5+346) merupakan rel kereta api layang yang menggunakan beton prategang tipe penampang *PCI girder* sebagai struktur atas. Analisis balok *PCI Girder* Ini dilakukan dengan metode paskatarik dan jenis jembatan merupakan bentang tunggal sederhana dalam konteks jembatan dengan pembebanan kereta api. Kajian ini akan mengevaluasi mengenai aspek keamanan balok prategang meliputi momen kapasitas lentur, kapasitas gaya geser dan aspek kenyamanan meliputi lendutan jangka pendek dan lendutan jangka panjang. Penelitian ini menggunakan penampang *PCI girder* dengan tinggi 2,1 m dan panjang bentang 33 m. Dari hasil analisis kapasitas balok prategang yang sudah dilakukan Momen ultimate (M_u) dari penampang *PCI girder* sebesar 15343,4 kNm (kombinasi Kuat IV), dan momen nominal reduksi ($0,9M_n$) yang tersedia sebesar 23583,4 kNm. Rasio antara momen nominal reduksi dan momen ultimate adalah sekitar 1:0,65 atau 65,06% Hasil perhitungan momen kapasitas yang telah dilakukan sudah memenuhi persyaratan, bahwa perbandingan nilai momen nominal reduksi lebih besar dari momen ultimate ($0,9M_n > M_u$). Geser ultimate (V_u) penampang *PCI girder* sebesar 2570,75 kN (kombinasi Kuat I), dan kapasitas geser yang tersedia sebesar 2737 kN. Hasil perhitungan kapasitas geser yang telah dilakukan sudah memenuhi persyaratan, bahwa perbandingan nilai kapasitas geser lebih besar dari geser ultimate ($V_c > V_u$) dengan Rasio antara V_c dan V_u adalah sekitar 1:0,94 atau 94%. Hasil perhitungan lendutan jangka pendek dari penampang *PCI girder* didapatkan -0,03097 m (ke atas). Dari hasil analisis lendutan jangka pendek di atas dikatakan aman karena lendutan yang terjadi tidak melebihi lendutan ijin ($L/240$) yaitu 0,13750 m. Hasil lendutan jangka panjang yang dilakukan dalam jangka waktu 5 Tahun, 10 Tahun, 25 Tahun, 50 Tahun, dan 75 Tahun untuk penampang *PCI girder* berturut-turut sebesar 0,06060 m, 0,06262 m, 0,06438 m, 0,06522 m, dan 0,06558 m. Dari hasil analisis lendutan jangka panjang di atas dikatakan aman karena lendutan yang terjadi tidak melebihi lendutan ijin ($L/240$) yaitu 0,13750 m.

Kata kunci: Jembatan, Kereta api, Beton prategang, Girder, Lendutan

ABSTRACT

A bridge is an engineering structure that connects two separate points in a way that can bear loads and allows for the movement of vehicles, pedestrians, or goods over it. Bridges are constructed to span various obstacles such as rivers, valleys, or roads, with designs that consider strength, stability, and functionality. The Yogyakarta International Airport Railway Bridge (STA.5+082 to STA.5+346) is an elevated railway track using prestressed concrete with PCI girder cross-section as the superstructure. This analysis of the PCI Girder beam is conducted using the post-tensioning method, and the type of bridge is a simple span in the context of railway loading. This study evaluates the safety aspects of the prestressed beam, including flexural capacity moments, shear capacity, and comfort aspects including short-term and long-term deflection. The study uses PCI girder sections with a height of 2,1 m and a span length of 33 m. From the results of the prestressed beam capacity analysis, the ultimate moment (M_u) of the PCI girder section is 15343,4 kNm (Strength Combination IV), and the available nominal reduction moment ($0,9M_n$) is 23583,4 kNm. The ratio between the nominal reduction moment and the ultimate moment is approximately 1:0,65 or 65%. The calculated moment capacity meets the requirements, indicating that the nominal reduction moment is higher than the ultimate moment ($0,9M_n > M_u$). The ultimate shear (V_u) of the PCI girder section is 2570,75 kN (Strength Combination I), and the available shear capacity is 2737 kN. The shear capacity calculations also meet the requirements, indicating that the shear capacity is higher than the ultimate shear ($V_c > V_u$), with a ratio between V_c and V_u of approximately 1: 0,94 or 94%. The short-term deflection of the PCI girder section is -0,03097 m (upward). The short-term deflection analysis shows that it is safe as the deflection does not exceed the allowable deflection ($L/240$), which is 0,13750 m. Long-term deflection results for 5 years, 10 years, 25 years, 50 years, and 75 years are 0,06060 m, 0,06262 m, 0,06438 m, 0,06522 m, and 0,06558 m, respectively. The long-term deflection analysis shows that it is safe as the deflection does not exceed the allowable deflection ($L/240$), which is 0,13750 meters.

Keywords: Bridge, Railway, Pre-stressed Concrete, Girder, Deflection

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

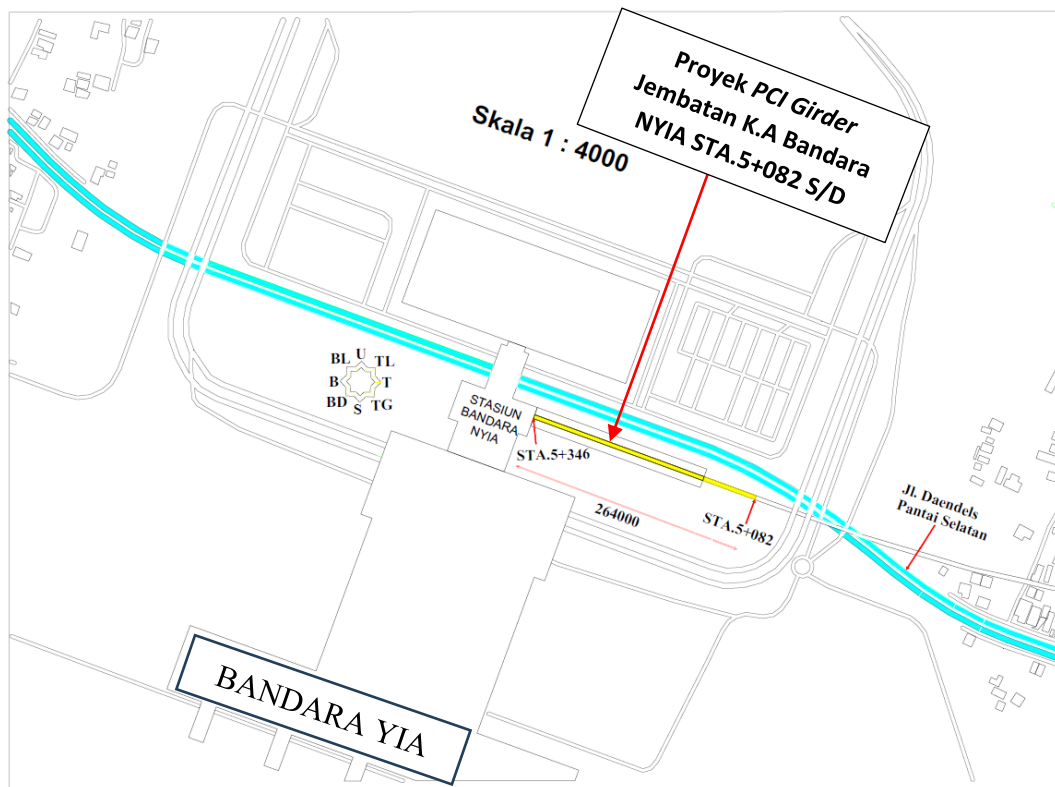
Kota Yogyakarta merupakan destinasi pariwisata yang menarik bagi wisatawan mancanegara. Potensi wisata yang dimiliki menyebabkan peningkatan jumlah kunjungan wisatawan dari tahun ke tahun, sehingga memerlukan berbagai fasilitas umum yang mendukung kelancaran akses transportasi di Kota Yogyakarta. Salah satu fasilitas transportasi umum yang dimaksud adalah Bandara Yogyakarta *International Airport* (YIA).

Dengan adanya kereta bandara, mobilitas menuju bandara menjadi lebih mudah. Perjalanan dari pusat Kota Yogyakarta, yang biasanya memakan waktu 2 jam dengan mobil atau motor, dapat dipersingkat menjadi hanya 35 menit dengan kereta. Hal ini memenuhi kebutuhan mobilitas masyarakat dengan menyediakan sarana transportasi yang aman, nyaman, efisien, dan tepat waktu. Penggunaan kereta juga dapat mengurangi penggunaan kendaraan pribadi, sehingga membantu mengurangi kecelakaan dan mengurangi kemacetan lalu lintas

Pembangunan jalur kereta ini, yang merupakan bagian dari Proyek Strategis Nasional (PSN), memerlukan investasi sebesar Rp 1,1 triliun secara bertahap mulai Desember 2020. Kereta ini memiliki kapasitas angkut hingga 4.800 penumpang per hari, dengan waktu tunggu antar kereta sekitar 30 menit. Selain itu, waktu tempuh dari Bandara YIA ke Stasiun Tugu hanya 35 menit. (<https://temon.kulonprogokab.go.id>).

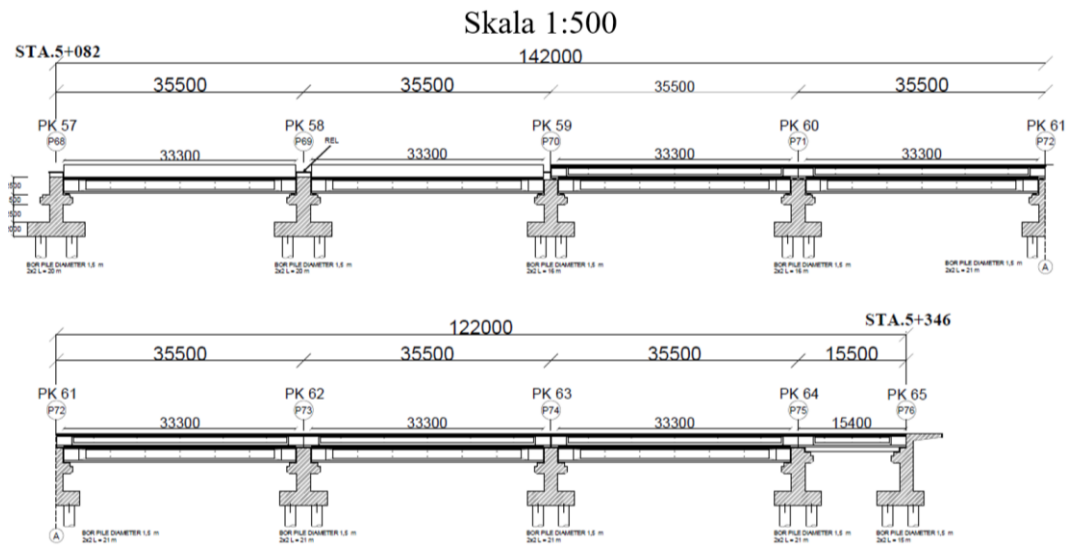
Pada awalnya, tidak ada jalur kereta api yang menghubungkan Bandara YIA. Namun, pada tahun 2019, dilaksanakan proyek pembangunan Jalur Kereta Api Bandara YIA yang mencakup jalur ganda dengan 16 unit jembatan sepanjang 5,3 km. Jalur ini membentang dari Stasiun Kedundang (STA.0+000) hingga Stasiun Bandara YIA (STA.5+346), dengan bagian sepanjang 5 km melayang di atas tanah dan 346 meter di atas tanah (<https://dpmp.kulonprogokab.go.id>).

Lokasi pembangunan jembatan *PCI Girder* STA.5+082 S/D STA.5+346 terletak di tenggara Stasiun Bandara YIA ditunjukkan dengan garis berwarna kuning seperti yang terlihat pada Gambar 1.1 di bawah ini.



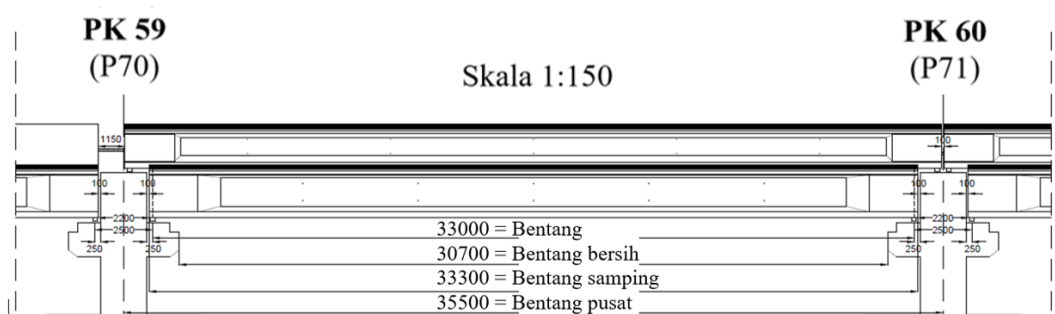
Gambar 1.1 Tampak Atas Proyek Jembatan *PCI Girder* Jalur K.A Bandara YIA STA.5+082 S/D STA.5+346

Kapasitas balok prategang pada penampang *Prestressed Concrete I Girder* (*PCI Girder*) merujuk pada kemampuan *PCI Girder* dalam menanggung beban yang direncanakan. Perhitungan kapasitas ini mencakup kapasitas momen lentur, kapasitas geser, kapasitas lendutan jangka pendek dan jangka panjang pada penampang *PCI Girder* yang berfungsi sebagai struktur atas pada Jembatan Jalur Kereta Api Bandara Yogyakarta *International Airport* (YIA). Dalam pembangunan Jalur Kereta Api YIA dari STA.5+082 hingga STA.5+346, terdapat 8 segmen *PCI Girder* dan 9 pilar seperti yang terlihat pada Gambar 1.2 di bawah ini.



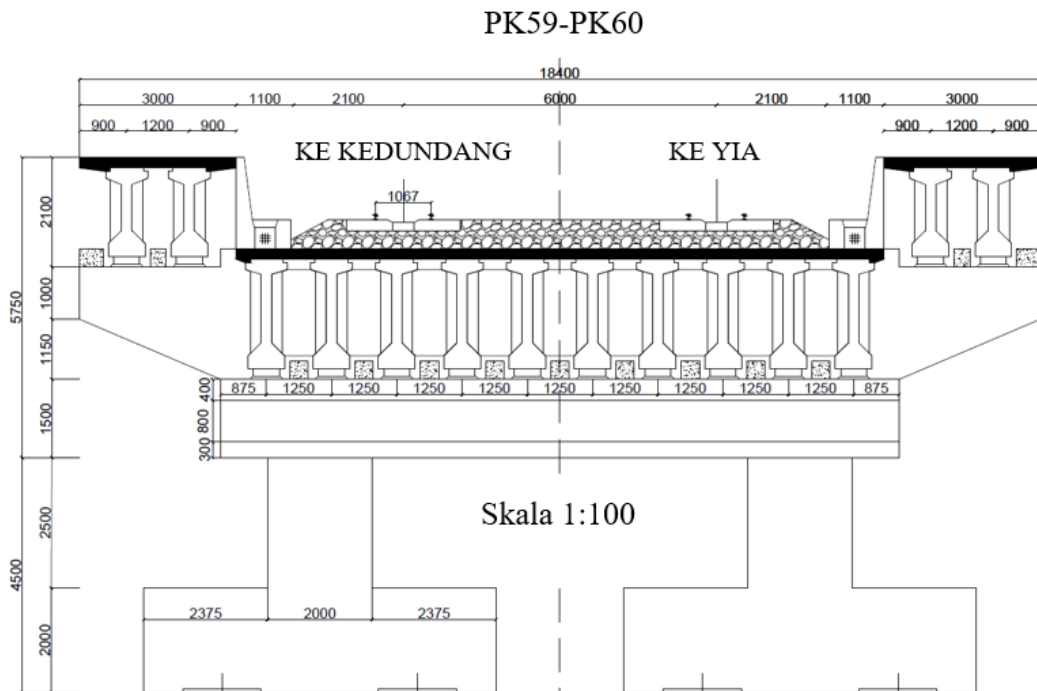
**Gambar 1.2 Potongan Memanjang Jembatan *PCI Girder* Jalur Kereta Api
YIA (STA.5+082 S/D STA.5+346)**

Dalam analisis struktur *PCI Girder* ini, satu segmen STA dipilih berdasarkan data yang diperoleh, yaitu segmen pada PK59 sampai PK60 dengan bentang samping (panjang 1 balok girder) 33,3 m, dengan prinsip simple beam seperti yang terlihat pada Gambar 1.3 di bawah ini.



Gambar 1.3 Potongan Memanjang Segmen Jembatan PK59-PK60

Pemilihan segmen ini dilakukan karena memiliki jumlah girder terbanyak, yaitu 10 buah dengan tinggi 2,1 m seperti yang terlihat pada Gambar 1.4 di bawah ini.



**Gambar 1.4 Potongan Melintang Jembatan *PCI Girder* Jalur Kereta Api YIA
(STA.5+082 S/D STA.5+346)**

Menurut T.Y. Lin (1993), beton prategang adalah jenis beton yang mengalami tegangan internal dengan distribusi yang bervariasi sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban luar hingga batas tertentu. Prategang umumnya dilakukan dengan menarik baja tulangnya. Beton prategang memerlukan material beton dengan kekuatan tekan tinggi pada usia yang cukup muda dan baja (tendon) dengan kekuatan tarik tinggi.

Beton prategang dipilih sebagai material jembatan karena keunggulannya, yaitu memiliki kuat tekan tinggi, harga relatif murah, tahan api, dan termasuk bahan yang tahan lama.

Lendutan pada jembatan terjadi akibat pembebanan. Lendutan jangka pendek disebabkan oleh beban, sedangkan lendutan jangka panjang disebabkan oleh pembebanan secara terus-menerus yang dapat menurunkan mutu material pada beton prategang. Perhitungan kekuatan struktur beton dapat diketahui melalui analisis kapasitas momen ultimit pembebanan dan pemberian gaya prategang yang dihitung pada saat transfer yang berasal dari penarikan tendon.

Urgensi penelitian ini adalah peneliti dapat mendesain jembatan, khususnya bagian *girder*, sesuai ilmu yang diperoleh selama perkuliahan teknik sipil. Perumusan masalah berfokus pada perhitungan berdasarkan SNI yang berlaku di Indonesia.

1.2 Rumusan Masalah

Perumusan umum yang dikaji berdasarkan latar belakang diatas adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana kapasitas struktur penampang *PCI Girder* dalam hal momen kapasitas lentur dan kapasitas geser terhadap beban-beban yang bekerja pada struktur jembatan? Apakah memenuhi persyaratan bahwa momen nominal lebih besar dari momen ultimit? Apakah kapasitas geser struktur lebih besar dari geser ultimit yang terjadi, sehingga memenuhi aspek keamanan?
2. Bagaimana aspek kenyamanan *PCI Girder* akibat lendutan yang terjadi ditinjau dari lendutan jangka pendek dan jangka panjang? Apakah lendutan tersebut memenuhi batas lendutan yang diizinkan berdasarkan SNI 7833-2012 yaitu ($L/240$) sehingga memenuhi aspek kenyamanan?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang telah dijelaskan, tujuan penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Menganalisis kapasitas struktur *PCI Girder* terhadap pembebanan yang terjadi, mengetahui momen kapasitas lentur dan kapasitas geser beton prategang terhadap beban yang bekerja pada jembatan, dengan memastikan bahwa momen ultimit dan geser ultimit yang terjadi lebih kecil dari kapasitas tersebut.
2. Menghitung lendutan yang terjadi pada struktur *PCI Girder*, meliputi lendutan jangka pendek dan jangka panjang, untuk memastikan batas lendutan yang diizinkan berdasarkan SNI 7833-2012 yaitu ($L/240$).

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian ini untuk memberikan kontribusi pada literatur bidang terkait, membantu praktisi menerapkan hasil dalam praktik, menjadi referensi bagi peneliti lanjutan, serta memberikan wawasan bagi pembuat kebijakan dalam merumuskan kebijakan yang lebih efektif dan bermanfaat. Secara keseluruhan yang diharapkan dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Bagi Peneliti

a. Peningkatan pengetahuan

penelitian ini dapat meningkatkan pemahaman tentang perilaku struktural dan karakteristik material girder beton prategang, mengaplikasikan ilmu teknik sipil secara nyata, dan membuka jalan bagi inovasi baru dalam desain dan konstruksi struktur beton prategang.

b. Publikasi Ilmiah

penelitian ini dapat menghasilkan publikasi ilmiah yang dapat meningkatkan reputasi dan kredibilitas peneliti dan instansi terkait di komunitas ilmiah.

c. Kontribusi pada standar

hasil penelitian ini dapat berkontribusi pada pengembangan atau penyempurnaan standar desain dan konstruksi beton prategang, seperti standar SNI yang diterapkan dalam analisis.

2. Bagi Pelaksana Proyek

a. Peningkatan Kualitas Konstruksi

Analisis *PCI Girder* dapat membantu pelaksana proyek memahami persyaratan desain yang diperlukan untuk memastikan kualitas konstruksi yang baik.

b. Efisiensi Konstruksi

Dengan pemahaman yang lebih baik tentang *girder* beton prategang, pelaksana proyek dapat merencanakan dan melaksanakan proyek dengan lebih efisien.

c. Kepatuhan Terhadap Standar

Analisis ini dapat membantu pelaksana proyek memastikan bahwa konstruksi mereka mematuhi standar nasional atau internasional, seperti standar SNI.

1.5 Batasan Penelitian

Untuk memfokuskan penelitian dan memperjelas penyelesaiannya agar mudah dipahami dan penyusunannya lebih terarah, dilakukan pembatasan masalah sebagai berikut:

1. Penelitian ini dilakukan pada Jembatan Jalur Kereta Api Bandara *Yogyakarta International Airport* (STA.5+082 S/D STA.5+346), yang memiliki kelas jalan kelas I dan 2 jalur (*double track*).
2. Penelitian ini memfokuskan pada penampang *PCI Girder* sebagai objek studi.
3. Perhitungan hanya meliputi kapasitas balok prategang dan aspek kenyamanan akibat faktor lendutan jangka pendek maupun jangka panjang pada *PCI Girder* dilakukan dengan bantuan *Software Ms. Excel* dan *Autocad 2024*.
4. Analisis ini hanya meliputi gelagar (*Girder*) jembatan dengan spesifikasi yang mengacu sesuai standar yang berlaku, yaitu:
 - a. SNI 1725-2016 = pembebanan jembatan.
 - b. PM-No.60-2012 = pembebanan jalan rel.
 - c. SNI 2833-2008 & 2016 = pembebanan gempa pada jembatan.
 - d. RSNI T-12-2004 = perancangan struktur beton untuk jembatan.
5. Penelitian ini menggunakan sistem prategang paskatarik dengan jenis jembatan bentang tunggal sederhana.
6. Analisis hanya meliputi tulangan prategang.
7. Dimensi jembatan sebagai berikut ini.
 - a. Panjang bentang = 33 m
 - b. Lebar jembatan = 18,4 m
8. Data material pada penelitian ini adalah.
 - a. Mutu baja prategang (f_{yp}) = 1580 MPa, f_{pu} (*UTS*) 1860 MPa
 - b. Mutu *girder* ($f'c$) = 41,5 MPa (K500)
 - c. Mutu kolom pilar ($f'c$) = 29 MPa (K350)
 - d. Diameter *Strand* = 15,2 mm

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Tinjauan pustaka adalah aktivitas untuk mengkaji ulang berbagai literatur yang telah dipublikasikan oleh peneliti lain sebelumnya terkait topik yang akan diteliti. Pada bab ini, akan diuraikan garis besar dari sebagian peneliti sebelumnya yang mendekati atau sejenis dengan penelitian sekarang, serta pada akhir bab akan diuraikan perbedaan antara penelitian sebelumnya dan penelitian sekarang.

2.2 Penelitian Terdahulu

Penelitian mengenai struktur atas jembatan (*Girder*) beton prategang telah banyak dilakukan, dengan demikian memberikan banyak manfaat serta dapat menjadi referensi untuk penelitian ini. Untuk itu penulis mengambil referensi dari jurnal, maupun penelitian sebelumnya, diantaranya sebagai berikut.

1. Perbandingan Penggunaan *PCI-Girder H-210* dan *H-170* Pada Bentang 40 Meter Jembatan HKSAN (*Comparison Of PCI-Girder H-210 And PCI Girder H-170 On 40 Meter Spread Of HKSAN Bridge*).

Penelitian yang dilakukan oleh Adam Muhammad Himawan pada tahun 2022 dengan judul “Perbandingan Penggunaan *PCI-Girder H-210* dan *H-170* Pada Bentang 40 Meter Jembatan HKSAN (*Comparison Of PCI-Girder H-210 And PCI Girder H-170 On 40 Meter Spread Of HKSAN Bridge*)”. Penelitian jembatan tersebut memiliki lebar badan jalan 7 m, lebar trotoar 1 m, dan panjang bentang 40 m. Dari hasil perhitungan didapatkan bahwa jumlah strand yang dibutuhkan oleh *PCI-girder H210* lebih hemat 20% dibandingkan *PCI-girder H-170*. Kehilangan prategang akhir yang terjadi pada *PCI-girder H-210* sebesar 13,351% lebih kecil dibandingkan kehilangan prategang pada *PCIgirder H-170* sebesar 14,106%. *PCI-girder H-210* lebih baik dalam menahan beban lentur dan beban geser dibandingkan *PCI-girder H-170* dengan rasio 1,115 dan 1,467.

2. Desain *PCI-Girder* Untuk Bentang 42 m Berdasarkan Pembebanan SNI 1725:2016 (Studi Kasus: Jalan Soebrantas, Desa Sei. Injab).

Penelitian yang dilakukan oleh Zev Al Jauhari dan Mutiara Pertiwi pada tahun 2021 dengan judul “Desain *PCI-Girder* Untuk Bentang 42 m Berdasarkan Pembebanan SNI 1725:2016 (Studi Kasus: Jalan Soebrantas, Desa Sei. Injab)”. Penelitian tersebut memiliki panjang bentang jembatan yang direncanakan dengan *type* yang tersedia di PT.Wika Beton yaitu *PCI-Girder* 170 cm untuk panjang jembatan 42 m dibagi menjadi 2 bentang masing-masing bentang sepanjang 21 m serta lebar jembatan 7,5 m, hasil analisis didapatkan jumlah *strand* yang dibutuhkan disetiap *girder* adalah sebanyak 12 *strand* dengan diameter 12,7 yang dibagi menjadi 4 tendon. Selain itu dibutuhkan girder sebanyak 4 buah dengan jarak masing-masing girder adalah 2 m dengan momen ultimit (M_u) dan geser ultimit (V_u) secara berturut-turut sebesar 1086,71 kNm dan 1618,81 kN dengan asumsi awal desain kehilangan prategang yaitu sebesar 25,23%.

3. Analisis Kekuatan Dan Lendutan Jangka Panjang Pada Beton Prategang Tipe *PCI Girder* Studi Kasus Jembatan Lemah Abang.

Penelitian yang dilakukan oleh Muhammad Amirul Gumelar pada tahun 2020 dengan judul penelitian “Analisis Kekuatan Dan Lendutan Jangka Panjang Pada Beton Prategang Tipe *PCI Girder* Studi Kasus Jembatan Lemah Abang”. Tujuan penelitian tersebut untuk menganalisis kemampuan penampang beton prategang terhadap beban yang bekerja, nilai momen nominal dengan ketentuan aman lebih besar dari momen ultimit, lendutan struktur gelagar beton prategang khususnya lendutan jangka pendek dengan ketentuan aman ($L/250$), serta lendutan jangka panjang yang meliputi koefisien rangkai dan susut sesuai ketentuan aman ($L/240$) ACI dan ($L/250$) *CEB-FIP*. Analisis didapatkan momen nominal 22991,9569 kNm dan momen ultimit 18393,5656 kNm. Sedangkan Momen ultimit akibat pembebanan adalah 15152,23 kNm, 14431,141 kNm dan 17963,93 kNm. Maka $0,8 M_n > M_u$ akibat pembebanan (Aman). Hasil analisis *prestressed concrete I girder* ini yaitu dengan luas penampang sebesar 0,7523 m², dengan jumlah tendon 4 buah, jumlah *strands* 63 buah. Hasil perhitungan

lendutan jangka pendek total didapatkan sebesar 0,156 m (ke bawah) sedangkan lendutan yang diijinkan adalah ($L/240$) atau 0,167m. Hasil perhitungan jangka panjang dilakukan dalam jangka waktu 5 Tahun, 10 Tahun, 25 Tahun, 50 Tahun. Digunakan bantuan program *Midas Civil*, nilai lendutan jangka panjang dari koefisien rangkai serta regangan susut mendapatkan hasil 0,233 m, 0,244 m, 0,2774 m, 0,2883 m. Hasil ini melebihi lendutan yang diijinkan ($L/240$) atau 0,167 m.

4. Re-design Struktur PCI Girder Pada Overpass Kranggan (STA. 72+237) Proyek Jalan Tol Semarang – Solo Ruas Salatiga – Kartasura.

Penelitian yang dilakukan oleh Yoffi Indityana Sari pada tahun 2018 dengan judul “*Re-design Struktur PCI Girder Pada Overpass Kranggan (STA. 72+237) Proyek Jalan Tol Semarang – Solo Ruas Salatiga – Kartasura*”. Penelitian tersebut adalah perencanaan *girder overpass* yang sudah ada dengan tipe *PCI Girder posttensioned* dengan pembagian bentang panjang 16 m, 40 m dan 16 m. Lalu didesain ulang dengan tipe yang sama namun berbeda mutu beton dan panjang bentang yaitu 45,8 m untuk mengatasi permasalahan pelebaran dalam (*berier*) 7 m ruas jalan di bawah *Overpass* di Kranggan. Perubahan yang dimaksud dilakukan dengan kedua *girder* bentang 16 m dihilangkan serta mendekatkan jarak antara *abutment* sehingga jarak antar oprit jembatan lebih dekat. Hasil analisis pada perencanaan ini, *PCI Girder* dimensi khusus bisa digunakan karena masih memenuhi kekuatan dengan digunakan 4 buah tendon yang masing-masing tendon terdiri dari 19 strand berdiameter 15,2 mm. *PCI Girder* dimensi khusus ini mempunyai panjang bentang 45,8 m, tinggi 2,1 m dan lebar penampang atas 0,82 m.

5. Studi Perbandingan Penggunaan PCU Girder dan PCI Girder Pada Struktur Atas Jembatan Jurang Gempal, Wonogiri.

Pada penelitian yang dilakukan oleh 3 Dosen yaitu Bastya Pratama Putra (ITS), Yunalia Muntafi (UII), Suharyatmo (UII) pada tahun 2017 dengan judul “*Studi Perbandingan Penggunaan PCU Girder dan PCI Girder Pada Struktur Atas Jembatan Jurang Gempal, Wonogiri*”. Dari penelitian tersebut telah dilakukan kajian perbandingan penggunaan material beton yaitu *PCU Girder* dan *PCI*

Girder untuk struktur atas jembatan tersebut. Dari hasil analisis dihasilkan Struktur atas jembatan *PCU Girder* didesain menggunakan 4 *girder* sehingga diperoleh luas total *girder* sebesar 5,1192 m². Sedangkan untuk struktur *PCI Girder* didesain dengan menggunakan 5 *girder* maka diperoleh luas total *girder* sebesar 3,7615 m². Maka dari itu, *PCU Girder* lebih berat serta lebih mahal dibandingkan *PCI Girder*. Jumlah tendon yang dibutuhkan *PCU Girder* lebih banyak yaitu 32 buah sedangkan *PCI Girder* hanya 20 buah dengan jenis yang sama yaitu *ASTM A-416 grade 270*. Jumlah tulangan pokok dan geser yang dibutuhkan oleh tipe jembatan dengan *PCU Girder* lebih banyak dibandingkan dengan *PCI Girder*, sehingga lebih mahal.

2.3 Penelitian Sekarang

Hasil dari tinjauan umum dan penelitian terdahulu dapat memberikan gambaran secara umum sebagai tinjauan pembuatan tugas akhir, penelitian sekarang diantaranya sebagai berikut.

1. Struktur atas Jembatan Jalur Kereta Api Bandara Yogyakarta International Airport dari STA.5+082 hingga STA.5+346 direncanakan menggunakan gelagar (*girder*) beton prategang dengan penampang *PCI Girder*. Selanjutnya, analisis hanya difokuskan pada kapasitas balok prategang, meliputi kapasitas momen, kapasitas geser sebagai aspek keamanan, kapasitas lendutan jangka pendek dan jangka panjang sebagai aspek kenyamanan."
2. Acuan perencanaan pembebanan jembatan menggunakan peraturan standar PM No.60 Tahun 2012 sebagai acuan pembebanan jembatan jalan rel, SNI 1725-2016 sebagai acuan pembebanan struktur jembatan, SNI 2833-2008 sebagai acuan pembebanan gempa, RSNIT-12-2004 sebagai acuan desain struktur jembatan.
3. Proses analisa struktur menggunakan *Program Ms. Excel* dan gambar menggunakan *Program Autocad*.

2.4 Keaslian Penelitian

Berdasarkan penelitian-penelitian terdahulu tentang analisis ulang, perencanaan ulang atau *redesign* balok *girder* sebagai struktur atas jembatan, penelitian yang akan dilakukan yaitu perhitungan *PCI Girder* terhadap kapasitas balok prategang dan aspek kenyamanannya.

Untuk memastikan validitas dan keandalan analisis yang dilakukan, penelitian ini akan menggunakan berbagai peraturan dan standar teknis yang diakui secara resmi.

1. Peraturan Menteri No. 60 Tahun 2012 akan dijadikan acuan utama dalam standar pembebanan jalan rel.
2. SNI 2833:2008 & 2016 akan digunakan sebagai panduan pembebanan gempa untuk jembatan.
3. Selain itu, RSNI T-12:2004 akan diterapkan sebagai pedoman dalam perencanaan struktur beton untuk jembatan di Indonesia.

Sebagai bukti keaslian penelitian ini, Tabel 2.1 di bawah ini menampilkan perbandingan antara penelitian terdahulu dengan penelitian yang dilakukan saat ini, yang menyoroti aspek-aspek pembeda dan keaslian dari penelitian ini.

Tabel 2.1 Perbedaan Antara Penelitian Terdahulu Dengan Penelitian Sekarang

Nama Peneliti	Tahun	Jenis Jembatan	Analisis	Lokasi Penelitian	Profil	Peraturan Yang Digunakan
Ardianto Catur Wibowo	2024	Beton Prategang	Analisis kapasitas balok Prategang <i>PCI Girder</i> untuk aspek keamanan dan kenyamanan bentang 33 m dengan pembebanan hidup kereta api.	Yogyakarta	<i>PCI Girder</i>	PM. No 60 Tahun 2012, SNI 1725-2016, SNI 2833-2008, SNI 2833-2016
Adam Muhammad Himawan	2022	Beton Prategang	Analisis perbandingan penggunaan <i>PCI-Girder</i> tinggi H-210 dan H-170 pada jembatan HKSJ untuk bentang 40 m.	Banjarmasin	<i>PCI Girder</i>	SNI 1725:2016, Pembebanan Bidang Jalan dan Jembatan No. 02/M/BM/2021,
Zev Al Jauhari, Mutiara Pertiwi	2021	Beton Prategang	Analisis kemampuan struktur <i>PCI-Girder</i> untuk bentang 42 m.	Bengkalis	<i>PCI Girder</i>	SNI 1725:2016, RSNI T-02-2005
Muhammad Amirul Gumelar	2020	Beton Prategang	Analisis kemampuan struktur dan lendutan jangka pendek dan jangka panjang pada <i>PCI Girder</i>	Sleman	<i>PCI Girder</i>	SNI 1725-2016, SNI 1725-2016, RSNI T-12-2004, SNI 2833-2008
Yoffi Indityana	2018	Beton Prategang	Analisis kemampuan struktur <i>PCI Girder</i> pada overpass setelah melihat ulang desain	Kartasura	<i>PCI Girder</i>	SNI 1725-2016, SNI T-02-2005, SNI T-12-2004, BMS-ACI
Bastya Pratama Putra, Yunalia Muntafi, Suharyatmo	2017	Beton Prategang	Analisis perbandingan penggunaan material beton yaitu <i>PCU Girder</i> dan <i>PCI Girder</i> untuk struktur atas jembatan.	Wonogiri	<i>PCI Girder</i> dan <i>PCU Girder</i>	RSNI T-02- 2005, SNI 2833-2008, RSNI T-12-2004, RSNI T-02-2005

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pengertian Jembatan

Jembatan merupakan suatu konstruksi yang berfungsi untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada di elevasi yang lebih rendah (H.J. Struyk & Van Der Veen 1984). Komponen jembatan terbagi menjadi dua yaitu struktur atas dan struktur bawah.

Struktur atas (*superstructure*) adalah bagian jembatan yang bertanggung jawab langsung menerima beban-beban, seperti berat sendiri, beban mati, beban mati tambahan, beban lalu lintas kendaraan, beban angin, dan beban yang dihasilkan dari gaya rem kendaraan. Beban-beban ini kemudian disalurkan ke struktur bawah. Komponen dari struktur atas mencakup konstruksi trotoar, pembatas jalan (*barrier*), gelagar (*girder*), balok diafragma, pelat lantai, dan tumpuan.

Struktur bawah (*substructure*) adalah bagian jembatan yang bertugas menerima beban dari struktur atas, serta beban tambahan yang diakibatkan oleh aliran air, tekanan tanah, tumbukan hanyutan, dan gesekan pada tumpuan. Beban-beban tersebut kemudian disalurkan ke pondasi. Komponen struktur bawah jembatan mencakup pilar, abutment, dan pondasi.

3.2 Tinjauan Umum

Bab ini berisi teori-teori yang mendukung tugas akhir mengenai analisis kapasitas balok prategang dan lendutan pada beton prategang tipe *PCI Girder*. Teori-teori tersebut diambil dari penelitian terdahulu, jurnal ilmiah, dan peraturan yang relevan dengan beton struktural jembatan. Analisis dalam tugas akhir ini diterapkan pada Jembatan Jalur Kereta Api Bandara Yogyakarta *International Airport* (STA.5+082 hingga STA.5+346), mencakup analisis kapasitas balok prategang dan evaluasi aspek kenyamanan terkait lendutan jangka pendek dan jangka panjang.

3.3 Beton Prategang

Balok prategang menurut (Dr Edward G.Nawy, 2001) adalah balok yang diasumsikan bersifat elastis dan homogen. Ketidakmampuan beton untuk menahan tegangan tarik tergantikan oleh tegangan tekan yang diakibatkan oleh tendon prategang. Berikut konsep-konsep dasar pemberian prategang.

1. Menurut Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (*Bridge Design Code*), tegangan beton sesaat setelah penyaluran gaya prategang (sebelum terjadi kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu) tidak boleh melampaui nilai berikut: Tegangan ijin beton saat transfer untuk struktur lentur tidak boleh melebihi nilai berikut.
 - a. Tegangan serat tekan terluar harus $\leq 0,60 \cdot f_{ci}'$ dengan $f_{ci}' = 0.80 f_{c'}$
 - b. Tegangan serat tarik terluar harus $\leq 0,50 \cdot \sqrt{f_{ci}'}$ dengan $f_{ci}' = 0.80 f_{c'}$
2. Tegangan beton pada kondisi beban layan (setelah memperhitungkan semua kehilangan tegangan) tidak boleh melebihi nilai sebagai berikut:
 - a. Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh prategang, beban mati, dan beban hidup $\leq 0,45 \cdot f_{c'}$.
 - b. Tegangan serat tarik terluar yang pada awalnya mengalami tekan $\leq 0,50 \cdot f_{c'}$.
3. Tegangan ijin tarik pada tendon prategang (f_{ps}) tidak boleh melebihi nilai berikut:
 - a. Akibat gaya pengangkuran tendon $\leq 0,94 \cdot f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari $0,85 \cdot f_{pu}$.
 - b. Sesaat setelah pemindahan gaya prategang $\leq 0,82 \cdot f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari $0,74 \cdot f_{pu}$.
 - c. Tendon pascatarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya $\leq 0,70 f_{pu}$.

Keterangan notasi:

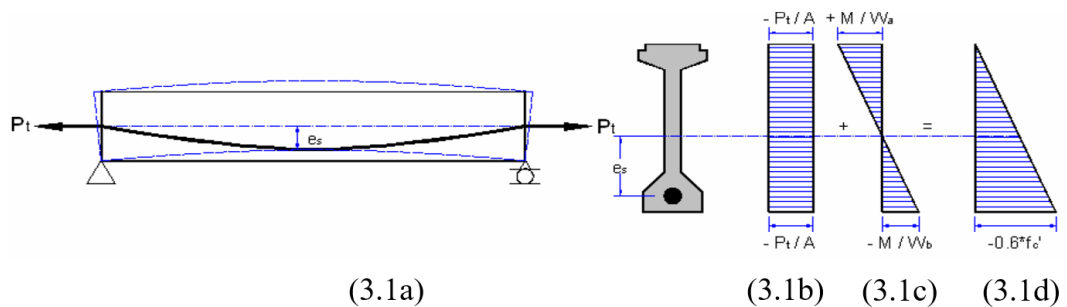
f_{ps} = tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat tarik nominalnya (MPa),

f_{py} = kuat leleh tendon prategang yang disyaratkan (MPa),

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang disyaratkan (MPa), dan

$f_c' i$ = kuat tekan beton saat awal transfer (MPa).

Tinjauan balok *PCI Girder* yang ditumpu sederhana mengalami gaya prategang paskatarik P eksentris seperti pada gambar 3.1 di bawah ini.



Gambar 3.1 Distribusi Tegangan Sepanjang Penampang Beton Prategang Eksentris

Pada Gambar 3.1a, ditunjukkan sebuah balok dengan beban eksternal W yang diberikan gaya prategang P dengan eksentrisitas e dari titik pusat berat. Beban eksternal adalah gaya yang berasal dari luar struktur berupa beban mati, beban mati tambahan, beban hidup, dan beban lingkungan. Tegangan yang timbul akibat gaya prategang (P_t) menghasilkan distribusi tegangan merata seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.1b. Adanya momen balok akibat berat sendiri M menghasilkan diagram tegangan yang diperlihatkan pada Gambar 3.1c. Gabungan distribusi tegangan yang dihasilkan pada penampang eksentris akibat gaya prategang dan beban eksternal ditunjukkan pada Gambar 3.1d.

Tegangan pada penampang balok beton dapat dihitung dengan memperhatikan momen yang terjadi. Jika beban transversal bekerja pada balok, akan muncul momen M di tengah bentang sehingga tegangan pada serat atas menjadi

$$f_a = -\frac{P_t}{A} + \frac{Mb}{wa}$$

$$0 = -\frac{P_t}{A} + \frac{Mb}{wa} \quad (3.1)$$

Maka tegangan di serat bawah menjadi:

$$f_b = -\frac{P_t}{A} + \frac{Mb}{wb}$$

$$0,6 \cdot f_c' = -\frac{P_t}{A} - \frac{Mb}{wb} \quad (3.2)$$

Sehingga besarnya gaya prategang awal (transfer) bisa ditentukan dengan rumus dibawah ini yang nanti hasilnya akan diambil nilai yang terkecil.

$$\text{Gaya prategang dari persamaan (3.1)} : P_{t1} = \frac{Mb}{(es - (\frac{wa}{A}))} \quad (3.3)$$

$$\text{Gaya prategang dari persamaan (3.2)} : P_{t2} = \frac{((0,60 \cdot f_c' \cdot wb) + Mb)}{(\frac{wb}{A} + es)} \quad (3.4)$$

Keterangan notasi:

f_a = Tegangan pada serat atas (MPa),

f_b = Tegangan pada serat bawah (MPa),

P_t = gaya prategang awal (kN),

M_b = Momen akibat berat sendiri *PCI Girder* (kNm),

es = eksentrisitas tendon (m),

W_a = Tahanan momen sisi atas (m³), dan

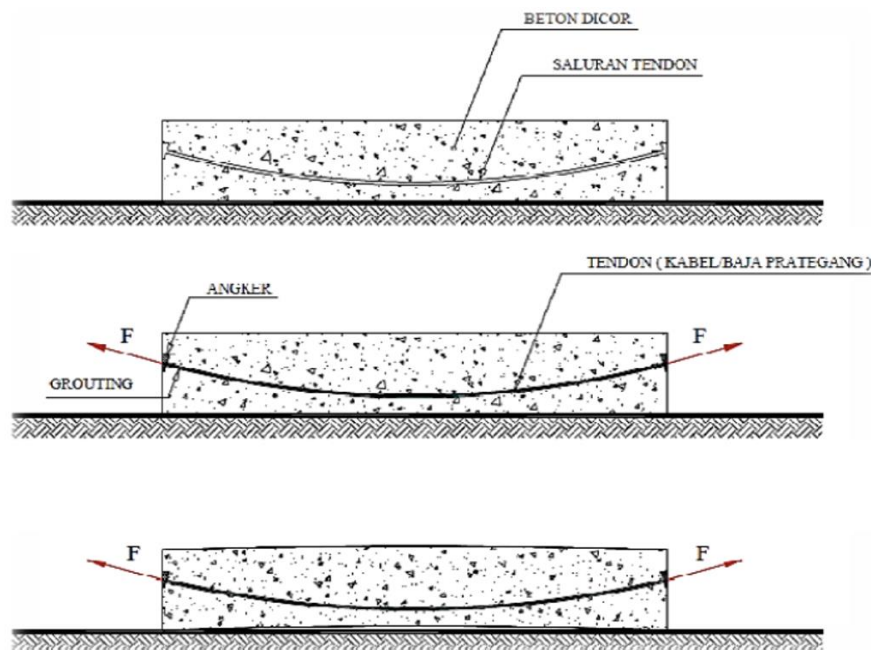
W_b = Tahanan momen sisi bawah (m³).

3.3.1 Sistem Penarikan Baja Prategang

Dalam penarikan baja prategang, terdapat dua metode utama yang digunakan, yaitu metode pascatarik dan pratarik. Dalam tugas akhir ini, metode penarikan baja prategang yang digunakan adalah metode pascatarik pada kedua sisi gelagar.

Sistem pascatarik (*post-tensioning*) adalah metode prategang di mana tendon ditarik setelah beton dicor. Menurut Supriyadi dan Muntohar (2000), proses ini dimulai dengan mencetak beton dan membuat lubang/selongsong (*ducting*) untuk menempatkan *strand*. Setelah beton cukup kuat, *strand* ditarik dan dipasang angkur di kedua ujungnya menggunakan *hydraulic jack*, hingga mencapai tegangan

rencana. Setelah itu, *hydraulic jack* dilepas sehingga gaya prategang diterima oleh beton, dan lubang *digrouting*. Untuk detail visual lebih lanjut, bisa dilihat pada Gambar 3.2 di bawah ini.



Gambar 3.2 Konsep Paskatarik Beton Prategang
(Sumber: Konstruksi Beton Patekan, Ir.Soetoyo)

3.3.2 Tahapan Pembebanan

Setiap tahap pembebanan beton prategang harus diperiksa kondisi bagian yang tertekan dan tertarik pada setiap penampang. Tahapan pembebanan terdiri dari *transfer* dan *service*.

1. Tahap transfer (*Initial stage*) adalah tahapan dimana gaya prategang dipindahkan pada beton dan beban luar yang bekerja hanya berat sendiri struktur, beban pekerja dan peralatan sedangkan beban hidup belum bekerja sepenuhnya. jadi beban yang bekerja sangat minimum, sementara gaya prategang yang bekerja adalah maksimum karena belum ada kehilangan gaya prategang. Untuk metode pratarik, tahap transfer terjadi saat angker dilepas lalu gaya prategang

ditransfer ke beton. Untuk metode paskatarik, tahap transfer ini terjadi pada saat beton sudah cukup umur dan dilakukan penarikan kabel prategang.

2. Tahap servis/layan (*Service stage*) adalah tahapan setelah beton prategang digunakan sebagai komponen struktur, maka mulailah masuk ke tahap servis/tahap layan dari beton prategang tersebut. Pada tahap ini beban luar seperti beban hidup, angin, gempa dan lain sebagainya mulai bekerja, sedangkan pada tahap ini semua kehilangan gaya prategang sudah harus dipertimbangkan didalam analisa strukturnya.

3.4 Tulangan Non Prategang

Menurut (Budiadi, 2008) tulangan non-prategang berperan dalam mencegah retakan, meningkatkan kekuatan ultimate, dan memberikan kekuatan tambahan. Daktilitas berkaitan dengan kemampuan material untuk menahan deformasi permanen sebelum patah, sedangkan kelenturan berkaitan dengan kemampuan material untuk menahan deformasi sementara dan kembali ke bentuk aslinya.

Dalam penampang beton prategang, tulangan non-prategang juga memiliki peranan penting. Tendon berfungsi sebagai penahan beban utama dan pengurangan defleksi. Menurut SNI 2847:2019 penggunaan tulangan non-prategang dalam elemen beton prategang dianjurkan untuk memenuhi ketentuan minimum yang setara dengan 1-2% dari luas penampang beton. Ketentuan ini bertujuan untuk memastikan bahwa elemen prategang memiliki kekuatan yang cukup untuk mengatasi gaya tarik yang tidak sepenuhnya diatasi oleh kabel prategang serta untuk meningkatkan daktilitas dan kontrol terhadap retak.

Dalam analisis ini, tulangan sengkang/geser (*transversal*) pada *PCI girder* tidak dihitung dalam analisis struktural utama karena fungsi utamanya adalah untuk mencegah retak pada beton dan mengatasi gaya geser, bukan untuk menambah kekuatan lentur atau tarik utama. Dalam desain *PCI girder*, fokus analisis pada tulangan utama yang menangani kekuatan lentur dan gaya tarik. Tulangan sengkang dianggap memadai berdasarkan ketentuan standar untuk kontrol retak dan gaya geser, sehingga tidak perlu dihitung secara khusus dalam analisis utama, namun

dalam analisis ini tetap akan di desain sesuai standar SNI 2847:2019. Tulangan arah memanjang (*longitudinal*) terbagi menjadi tiga bagian yaitu atas, badan, dan bawah.

3.5 Baja Tulangan Prategang

Dalam penelitian ini baja tulangan prategang menggunakan standar *VSL* (*Vorspann System Losinger*) dengan tipe TO AS1311 diameter 15,2 mm super seperti yang terlihat pada Tabel 3.1 *VSL* di bawah ini.

Tabel 3.2 di bawah ini menunjukkan data untuk tendon, terutama pemilihan selongsong tendon atau *ducting*. Selongsong tendon dipilih berdasarkan kebutuhan spesifik, dengan memilih yang paling dominan dan paling banyak digunakan untuk perhitungan.

Tabel 3.1 Strand Properties VSL

STRAND PROPERTIES – TO AS1311

Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa
12.7 Super	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180–205 x 10 ³
15.2 Super	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	
15.2 EHT	143.3	1.125	261	221.9	3.5	2.5	

(Sumber: Standar VSL)

Tabel 3.2 Tendon Properties VSL

STRAND TYPE 15.2mm Super			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96

(Sumber: Standar VSL)

3.5.1 Kuat Tarik Leleh Ekvivalen

Kuat leleh baja prategang, f_{py} , harus ditentukan melalui pengujian atau dapat dianggap sebagai 0,75 fpu untuk kawat baja prategang, dan 0,85 fpu untuk strand dan tendon baja bulat, sesuai dengan RSNI T-12-2004.

3.5.2 Tegangan Izin pada Kondisi Batas Layan

Pada kondisi batas layan, tegangan tarik baja prategang harus dibatasi agar tidak melebihi nilai maksimum yang diperbolehkan untuk tendon pasca tarik, yaitu 0,70 fpu segera setelah penjangkaran tendon. Untuk kondisi layan, tegangan tarik baja prategang tidak boleh melebihi 0,60 fpu, menurut RSNI T-12-2004.

3.5.3 Tegangan Izin pada Kondisi Transfer

Pada kondisi transfer, tegangan tarik baja prategang harus dibatasi agar tidak melebihi 0,94 f_{py} akibat gaya penjangkaran tendon, dan tidak boleh lebih dari 0,85 fpu atau nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pembuat tendon atau jangkar. Setelah transfer gaya prategang, tegangan tarik yang diperbolehkan dapat mencapai 0,82 fpu, tetapi tidak boleh melebihi 0,74 fpu, sesuai dengan RSNI T-12-2004.

3.6 Pembebanan Jembatan Kereta Api

Peraturan pembebanan yang digunakan dalam desain Jembatan Jalur Kereta Api menggunakan PM No.60 Tahun 2012 dan SNI 1725-2016 untuk Pembebanan dan SNI 2833-2008 & 2016 untuk pembebanan gempa. Beban rencana yang diperhitungkan dalam pengerjaan penelitian ini adalah sebagai berikut:

3.6.1 Beban Mati (MS)

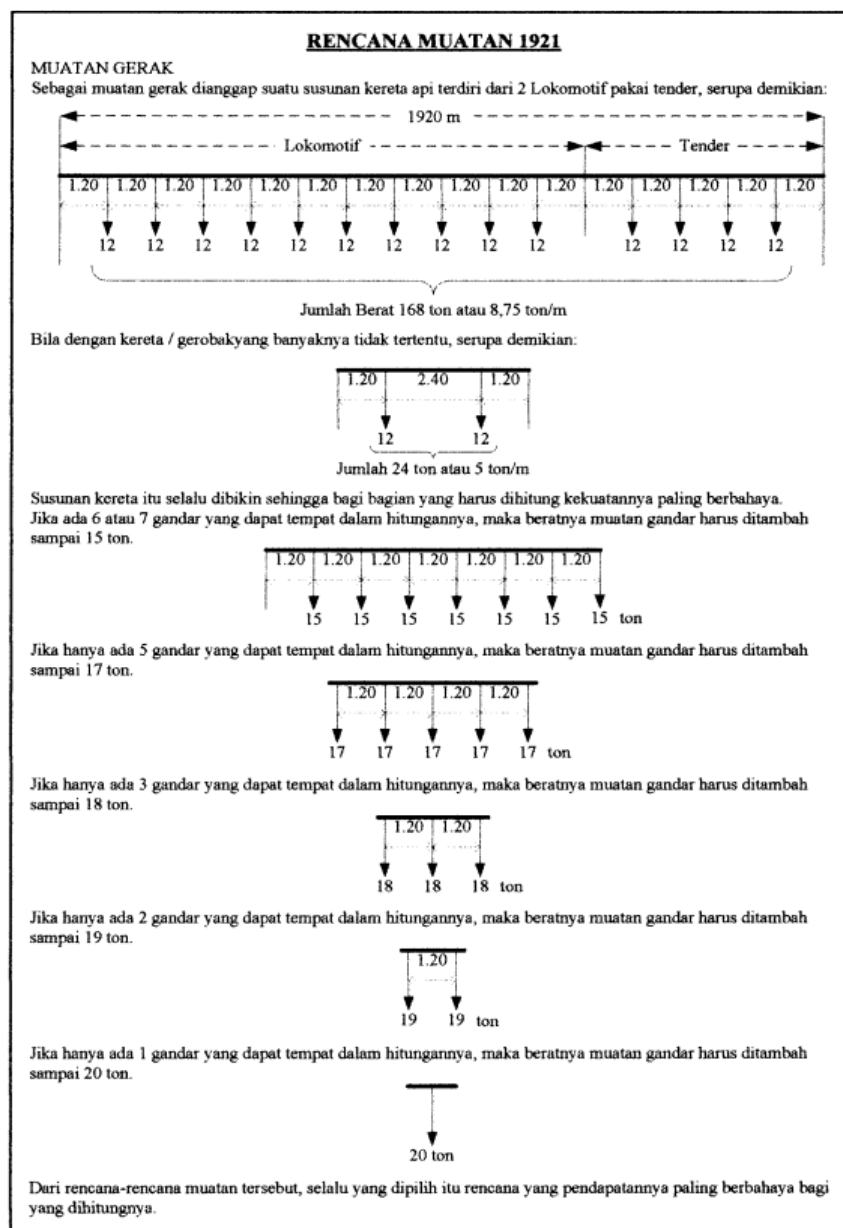
Merupakan beban sendiri dari struktur jembatan yang sudah diatur pada SNI 1725-2016 untuk pembebanan jembatan dan PM N0.60 2012 untuk pembebanan perkeretaapian Indonesia meliputi *girder*, diafragma, dan *slab*.

3.6.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Merupakan beban sendiri dari struktur jembatan yang sudah diatur pada SNI PM N0.60 2012 untuk pembebanan perkeretaapian Indonesia yang meliputi *barrier*, trotoar, *ballast*, rel dan bantalan rel.

3.6.3 Beban Gandar (TG)

yang digunakan adalah beban gandar terbesar sesuai rencana sarana perkeretaapian yang dioperasikan diambil dari PM N0.60-2012 yaitu rencana muatan 1921 (RM 1921) yang bisa dilihat dan ditentukan nilai dan data beban gandar yang diperlukan untuk analisis pada Gambar 3.3 di bawah ini (dengan asumsi $g = 10 \text{ m/s}^2$).



Gambar 3.3 Rencana Muatan 1921 (RM 1921)

3.6.4 Beban Kejut (KJ)

menurut (PM No.60 Tahun 2012) diperoleh dengan mengalikan faktor i terhadap beban kereta. Perhitungan paling sederhana untuk faktor I adalah dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$1. \text{ untuk rel pada alas balas, } (i) = 0,1 + \frac{22,5}{50+L} \quad (3.5)$$

$$2. \text{ untuk rel pada perletakan, } (i) = 0,2 + \frac{25}{50+L} \quad (3.6)$$

$$3. \text{ untuk rel secara langsung pada baja, } (i) = 0,3 + \frac{22,5}{50+L} \quad (3.7)$$

dimana i adalah faktor kejut, L adalah panjang bentang (m).

3.6.5 Beban Horizontal (HR)

Beban horizontal meliputi beberapa beban yaitu beban sentrifugal, beban lateral, beban pengereman, beban traksi, beban rel panjang longitudinal penjabarannya adalah sebagai berikut.

1. Beban Sentrifugal

diperoleh dengan mengalikan faktor α terhadap beban kereta. Beban bekerja pada pusat gaya berat kereta pada arah tegak lurus rel secara horizontal. Namun pada analisis kali ini *track* (rel kereta) tidak ada belokan maka tidak terjadi gaya setrifugal, maka nilai beban sentrifugal nol.

$$\alpha = \frac{v^2}{127 R} \quad (3.8)$$

Keterangan notasi:

α = koefisien beban sentrifugal,

v = kecepatan maksimum kereta pada tikungan (km/jam), dan

R = radius tikungan (m).

2. Beban Lateral Kereta (LR)

adalah sebagaimana ditunjukkan pada Gambar di bawah. Beban bekerja pada bagian atas dan tegak lurus arah rel, secara horizontal. Besaran adalah 15% atau

20% dari beban gandar untuk masing-masing lokomotif, kereta listrik ataupun diesel.

3. Beban Pengereman dan Traksi

Beban pengereman dan beban traksi masing-masing berjumlah 25% dari total beban kereta. Beban-beban ini bekerja pada pusat gaya berat kereta dan diterapkan ke arah rel secara longitudinal, mempengaruhi distribusi gaya sepanjang struktur jembatan.

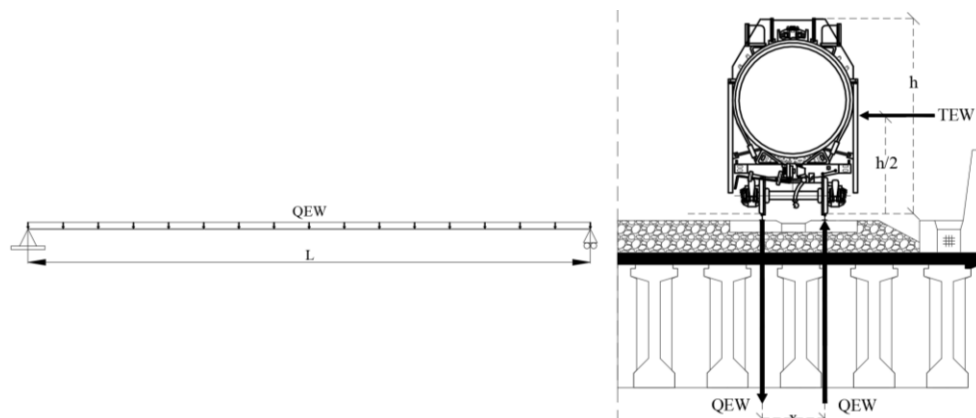
4. Beban Rel Panjang Longitudinal (L_f)

Beban rel panjang longitudinal pada umumnya memiliki nilai dasar sebesar 10 kN/m, dengan batas maksimum mencapai 2.000 kN. Beban ini mencerminkan distribusi gaya yang bekerja secara merata sepanjang rel, dan dapat mempengaruhi beban total yang diterima oleh struktur jembatan. Penentuan beban ini penting untuk memastikan bahwa kapasitas struktural jembatan mencukupi untuk menahan gaya yang diterapkan selama operasional dan mencegah potensi kerusakan atau kegagalan struktural.

3.6.6 Beban Angin (EW)

Menurut PM 60 Tahun 2012, beban angin bekerja tegak lurus rel, secara horizontal seperti yang terlihat pada Gambar 3.4, dengan nilai tipikal:

- 1.5 kN/m pada areal kereta dan jembatan, dengan kereta di atasnya.
- 1.2 kN/m untuk jembatan selain gelagar dek/rasuk atau jembatan komposit.
- 0.8 kN/m untuk areal proyeksi rangka batang pada arah datangnya angin.



Gambar 3.4 Pembebanan Angin pada Jembatan Kereta Api

3.6.7 Beban Gempa (EQ)

Menurut SNI 2833-2008 & SNI 2833-2016 harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. Besar beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus:

$$EQ = \frac{C_{SM}}{R_d} \times W_t \quad (3.9)$$

Keterangan notasi:

EQ = gaya gempa horizontal (kN),

Csm = koefisien gempa elastis,

Rd = faktor modifikasi respon, dan

Wt = berat total struktur (kN).

Berdasarkan ketentuan dalam SNI 2833-2008, waktu periode alami pada bangunan yang memiliki satu derajat kebebasan tunggal dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{I}{h_c^3} \quad (3.10)$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_t}{g \times K_p}} \quad (3.11)$$

Keterangan notasi:

Kp = kekakuan kolom pilar struktur (kN/m),

Ec = modulus elastisitas beton (MPa),

I = inersia momen (m⁴),

hc = tinggi struktur (m),

T = waktu getar periode alami (detik),

π = phi (3,14),

Wt = berat total struktur beban mati dan beban hidup (kN), dan

g = percepatan gravitasi bumi (9,81 m/s²).

Tabel 3.3 Faktor Modifikasi Respon (Rd) untuk Hubungan Antar Elemen Struktur

	Kolom atau pilar	Penghubung (<i>connection</i>) bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (<i>b</i>)	Kolom, pilar atau tiang (<i>c</i>)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding (<i>a</i>)	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)	0,8	1,0	0,8
Kolom tunggal	3-4			
Kolom majemuk	5-6			
<i>pile cap</i> beton	2-3			
Catatan: a. Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor $R_d = 2,5$ untuk hubungan pada kepala jembatan c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom				

(Sumber: Tabel 3-SNI 2833-2008)

Gaya gempa diasumsikan untuk dapat bekerja dari semua arah lateral. Faktor modifikasi respon (R_d) yang sesuai harus digunakan di kedua arah sumbu orthogonal bangunan bawah. Pilar tipe dinding dapat dianalisis sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah.

Gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasi maka memiliki 2 tinjauan pembebanan sebagai berikut:

- 100 % gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan gaya 30% gaya gempa pada arah y.
- 100 % gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan gaya 30% gaya gempa pada arah x.

Maka apabila diaplikasikan dengan memperhitungkan variasi arah maka kombinasi gaya gempa menjadi sebagai berikut

$$a. MS + \gamma_{EQ}TG \pm E_{Qx} \pm 0,3 E_{Qy} \quad (3.12)$$

$$b. MS + \gamma_{EQ}TG \pm E_{Qy} \pm 0,3 E_{Qx} \quad (3.13)$$

Keterangan notasi:

MS = beban mati yang bekerja (kN/m),

TG = beban hidup (beban gandar) yang bekerja (kN/m),

γ_{EQ} = faktor beban hidup kondisi gempa,

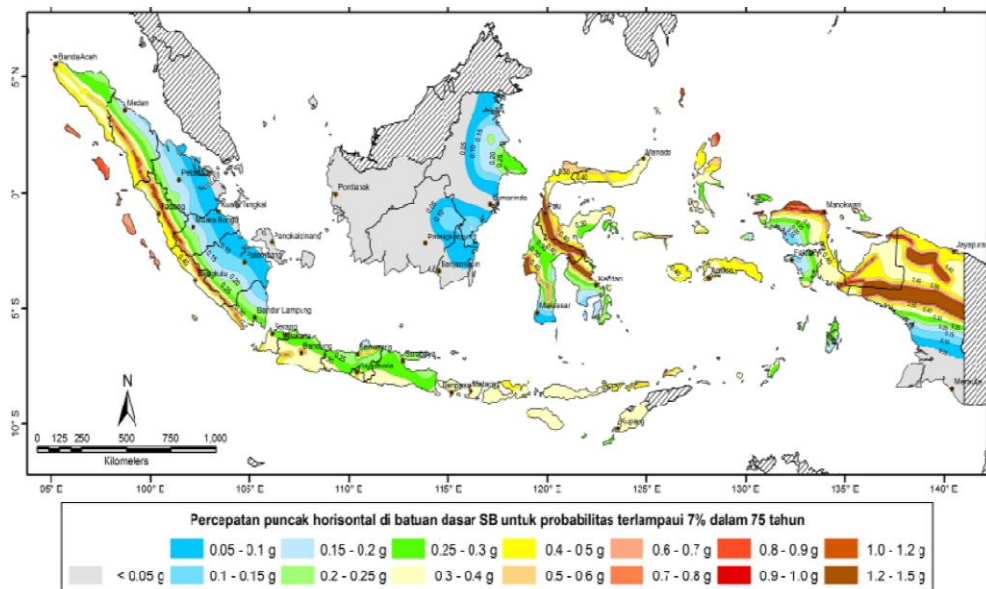
$\gamma_{EQ} = 0,5$ (Jembatan sangat penting),

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

$\gamma_{EQ} = 0,1$ (Jembatan lainnya),

E_{Qx} = beban gempa yang bekerja pada arah x, dan

E_{Qy} = beban gempa yang bekerja pada arah y.



Gambar 3.5 Peta Percepatan Puncak Di Batuan Dasar (PGA) Untuk Probabilitas Terlampaui 7% Dalam 75 Tahun Kala Ulang 1000 Tahun
(Sumber: Gambar 1-SNI 2833-2016)

Tabel 3.4 Koefisien Tanah

S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1 = 1,0$	$S_2 = 1,2$	$S_3 = 1,5$

(Sumber: Tabel 5-SNI 2833:2008)

3.6.8 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Faktor beban untuk setiap kombinasi pembebanan harus diambil sesuai dengan ketentuan yang tercantum dalam Tabel 3.5 di bawah ini

Tabel 3.5 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _s	EW _L	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00

(Sumber: SNI 1725-2016)

3.7 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang adalah berkurangnya gaya yang berkerja pada tendon gelagar prategang dalam setiap tahap pembebanan. Kehilangan tersebut terjadi akibat sistem penegangan maupun akibat pengaruh waktu. Pada buku T.Y. Lin dan Ned. H. Burn tahun 1988 menyebutkan bahwa ada dua tahapan yang biasa diperiksa untuk mengetahui tegangan dan perilaku pada tendon prategang yang akan terjadi, yaitu:

Tahapan pertama (kehilangan tegangan akibat penegangan), sesudah gaya prategang ditransfer di penampang beton, tegangan – tegang dievaluasi sebagai tolak-ukur perilaku struktur. Pada tahap ini yang ditinjau adalah Perpendekan Elastis Beton (ES), Friksi (FR) dan Pengangkuran (ANC).

3.7.1 Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis

Mekanisme pengeringan beton yang mempengaruhi kehilangan tegangan badalah berbeda antara struktur dengan sistem pratarik dan paskatarik. Pada struktur pratarik, perubahan regangan pada tulangan prategang yang diakibatkan oleh perpendekan elastis dari beton adalah sama dengan regangan beton di level

baja. Dalam analisis ini menggunakan metode paskatarik dengan persamaan adalah sebagai berikut:

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e^2}{I_x} + \frac{M_B \cdot e}{I_x} \quad (3.14)$$

Keterangan notasi:

P_i = gaya prategang awal (kN),

M_B = momen akibat berat *girder* beton prategang (kNm),

I_x = inersia pada penampang balok *girder* (m⁴), dan

e = eksentrisitas tendon pada momen maksimum (m).

1) Pratarik

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_s}{E_c} \times f_{cgp} \quad (3.15)$$

2) Paskatarik

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_s}{E_c} \times f_{cgp} \times \frac{n-1}{2n} \quad (3.16)$$

Keterangan notasi:

Δf_{pES} = Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis (MPa),

f_{cgp} = Total tegangan beton titik berat tendon karena gaya prategang saat transfer dan berat sendiri pada penampang momen maksimum (MPa),

E_s = Modulus elastisitas tendon (MPa),

E_c = Modulus elastis beton prategang (MPa), dan

n = Jumlah tendon yang sama (buah).

3.7.2 Kehilangan Akibat Friksi / Gesekan pada Tendon

Pada struktur beton prategang dengan tendon yang melengkung diketahui adanya gesekan pada sistem penarik (*jacking*) dan angkur sehingga tegangan yang ada pada tendon lebih kecil daripada yang terdapat pada alat baca tekanan (*pressure gauge*). Kehilangan tegangan akibat gesekan pada tendon sangat dipengaruhi oleh

pergerakan dari selongsong (*wobble*). Untuk itu digunakan koefisien *wobble* (K) dan koefisien kelengkungan (μ).

$$P_x = P_0 \cdot e^{-(k \cdot Lx + \phi \cdot \alpha)} \quad (3.17)$$

$$\Delta f_{pF} = \frac{(P_0 - P_x)}{A_p} \quad (3.18)$$

Keterangan notasi:

Δf_{pF} = kehilangan prategang akibat gesekan kabel (MPa),

P_x = gaya prategang setelah kehilangan friksi (kN),

P_0 = gaya prategang awal (kN),

L = panjang kabel / panjang bentang balok (m),

K = *wobble effect*,

Φ = koefisien gesek kabel dan material, dan

α = sudut kabel (radian).

Untuk Nilai K dan μ dan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 3.6 berikut ini:

Tabel 3.6 Koefisien Wobble dan Koefisien Friksi

		Jenis Baja Prategang	Koefisien Wobble K (1/m)	Koefisien Friksi (μ)
		Tendon Kawat	0,0033 – 0,004	0,15 – 0,2
		Batang Kekuatan Tinggi	0,0003 – 0,002	0,08-0,30
		Strand 7 kawat	0,0016 – 0,0066	0,15 – 0,2
Tendon Tanpa Lekatan	Mastic Coated	Tendon kawat	0,0033 – 0,006	0,05 – 0,15
		Strand 7 kawat	0,0033 – 0,006	0,05 – 0,15
	Pre-greased	Tendon kawat	0,0010 – 0,0066	0,05 – 0,15
		Strand 7 kawat	0,0010 – 0,0066	0,05 – 0,15

(Sumber: Buku Pendekatan Budiadi, 2008)

3.7.3 Kehilangan Akibat Slip pada Angkur

Slip pada angkur terjadi sewaktu kawat dilepaskan dari mesin penarik dan ditahan baji pada angkur. Panjang atau besarnya slip tergantung tipe baja dan tegangan pada kawat tendon. Cara mudah untuk mengatasi kehilangan ini adalah dengan memberikan kelebihan tegangan (Lin dan Burns, 2000).

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta A}{L} \times Es \quad (3.19)$$

Keterangan notasi:

Δf_{pA} = kehilangan gaya prategang karena slip angkur (MPa),

ΔA = deformasi pengankuran/slip (m),

L = panjang tendon (m), dan

Es = modulus *elastic* kabel tendon (MPa).

Tahapan Kedua (kehilangan tegangan akibat pengaruh waktu), disaat beban bekerja setelah semua kehilangan gaya prategang terjadi dan tingkatan prategang efektif jangka panjang sudah tercapai, tegangan – tegangan dievaluasi sebagai tolok-ukur perilaku dan terkadang kekuatan struktur. Pada tahap kedua yang ditinjau adalah Rangkak Beton (CR), Susut Beton (SH) dan Relaksasi Baja (RE).

3.7.4 Kehilangan Akibat Rangkak pada Beton

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 didapati persamaan untuk tendon terekat (*bounded*), dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\Delta f_{CR} = K_{cr} \times \frac{Es}{Ec} (f_{cgp} - f_{csd}) \quad (3.20)$$

Kehilangan gaya prategang karena rangkak akan dihasila persamaan unutm tendon tak terekat (*unbounded*).

$$\Delta f_{CR} = nK_{cr} \times f_{cpa} \quad (3.21)$$

Keterangan notasi:

K_{cr} = komponen struktur pratarik (2,0) dan komponen struktur paskatarik (1,6),

f_{cgp} = Total tegangan beton titik berat tendon karena gaya prategang saat transfer dan berat sendiri pada penampang momen maksimum (MPa),

f_{csd} = tegangan beton level pusat berat tendon akibat seluruh beban mati, tambahan yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang (MPa),

f_{cpa} = tegangan tekan rata-rata pada beton sepanjang komponen struktur pada titik berat tendon pada tendon tak terikat (MPa), dan

n = modulus ratio antara prestress dengan beton balok saat peralihan.

3.7.5 Kehilangan Akibat Susut pada Beton

Untuk komponen struktur paskatarik, kehilangan beton prategang akibat susut agak kecil karena sebagian susut telah terjadi sebelum pemberian paskatarik. Metode bergantung waktu untuk kehilangan gaya prategang disebabkan susut adalah metode perawatan basah. Rumus persamaan kehilangan prategang akibat susut pada beton adalah sebagai berikut.

$$\Delta f_{sh} = \frac{t}{t+35} \cdot \varepsilon_{SHu} \quad (3.22)$$

Keterangan notasi:

t = umur jembatan (hari),

ε_{SHu} = regangan susut ultimit ($820 \cdot 10^{-6}$ mm/mm).

3.7.6 Kehilangan Akibat Relaksasi Baja

Relaksasi baja terjadi pada baja prategang dengan perpanjangan tetap selama suatu periode yang mengalami pengurangan gaya prategang. Pengurangan gaya prategang tergantung pada lamanya waktu berjalan dan rasio gaya prategang awal f_{pi} terhadap gaya prategang akhir f_{py} . Besarnya kehilangan tegangan akibat relaksasi baja adalah:

$$\Delta f_{pR} = f_{pi} \left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{45} \right) \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (3.23)$$

Keterangan notasi:

f_{py} = kuat leleh tendon prategang (MPa),

f_{pi} = tegangan awal tendon (MPa),

t_1 = waktu awal interval (hari), dan

t_2 = waktu akhir interval dari penarikan (hari).

3.8 Kapasitas Momen Lentur

Kapasitas Momen lentur adalah batas maksimum momen lentur yang dapat ditahan oleh penampang struktur sebelum mengalami keruntuhan. Perhitungan momen ini melibatkan analisis kekuatan beton dan baja serta konfigurasi penampang, yang penting untuk memastikan keamanan dan stabilitas struktur

Perhitungan kekuatan batas penampang terhadap momen lentur (M_n) didasarkan pada teori kekuatan lentur yang melibatkan kekuatan beton dan baja pada serat tarik dan tekan. Kekuatan batas ini juga berfungsi sebagai batas pada tahap batas kekuatan (*Strength Limit*). Selain mempertimbangkan kekuatan, daktilitas penampang juga perlu diperiksa. Struktur dengan daktilitas tinggi akan mengalami deformasi signifikan sebelum akhirnya mengalami keruntuhan (Budiadi, 2008). Berdasarkan RSNI T-12-2004, berikut adalah perhitungan momen kapasitas lentur (M_n) dengan nilai konstanta kuat tekan beton dan langkah-langkah perhitungannya:

1. Menghitung Kapasitas lentur dari PCI girder dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_c \cdot f_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.24)$$

Keterangan notasi:

M_n = kapasitas lentur dari girder, yaitu momen maksimum yang ditahan oleh girder tanpa mengalami kerusakan (kNm),

A_{ps} = luas area tendon prategang yang tertanam dalam beton, yang memberikan kontribusi utama pada kapasitas lentur (m^2),

f_{ps} = kekuatan tendon prategang, yaitu tegangan maksimum yang dapat ditahan oleh tendon tersebut (MPa),

A_c = luas penampang beton yang berperan dalam mendukung beban lentur (m^2),

f_c = kekuatan beton, yang menggambarkan seberapa kuat beton dapat menahan tekanan (MPa),

d = jarak dari permukaan beton ke sumbu netral, yaitu titik dimana gaya tekan dan tarik berimbang (m), dan

a = kedalaman zona tertekan, yang mengacu pada seberapa dalam zona beton mengalami tekanan di bawah beban (m).

Rumus ini menghitung kapasitas lentur dengan mempertimbangkan kontribusi dari tendon prategang dan beton itu sendiri. Untuk balok dalam kondisi lentur, kedalaman zona tertekan a dapat diperoleh dari persamaan keseimbangan gaya.

Persamaan umum untuk keseimbangan gaya adalah:

$$A_{ps} \cdot f_{ps} = 0.85 f_c \cdot b_w \cdot a \quad (3.25)$$

Keterangan notasi:

$0,85 \cdot f_c$ = tegangan beton tertekan (MPa) dianggap beton kondisi normal,

b_w = lebar penampang web (m), dan

a = kedalaman zona tertekan yang ingin dihitung (m).

2. Menghitung Kekuatan Rencana (M_n):

Kekuatan rencana momen nominal reduksi (ΦM_n) diperoleh dengan mengalikan momen kapasitas lentur (M_n) dengan faktor reduksi kekuatan (Φ). Untuk lentur, SNI 2847:2019 menetapkan $\Phi = 0,90$, sehingga: $M_u \leq 0,90 \cdot M_n$. Langkah-langkah ini mengikuti pedoman yang diberikan dalam RSNI T-12-2004 dan standar yang berlaku untuk memastikan bahwa perhitungan momen lentur sesuai dengan ketentuan desain dan keamanan yang ditetapkan.

3.9 Kapasitas Gaya Geser

Menurut Nilson & Winter (2014), kapasitas gaya geser adalah batas kekuatan maksimum yang dapat ditahan oleh elemen struktur ketika diberi beban geser sebelum mengalami kegagalan. Penentuan kapasitas ini krusial dalam desain struktur untuk menjaga keamanan dan kestabilan.

Kapasitas gaya geser pada *PCI girder* adalah kemampuan balok beton pracetak untuk menahan gaya geser tanpa mengalami kerusakan. Gaya geser timbul dari beban horizontal atau miring terhadap balok. Beton memiliki batas kapasitas tertentu untuk menahan gaya geser sebelum mengalami kerusakan.

a. Menghitung Kapasitas Gaya Geser Beton (V_c)

dihitung berdasarkan kekuatan beton dan lebar penampang. Berdasarkan standar desain di Indonesia RSNI T-12-2004, kapasitas geser beton adalah:

$$V_c = \left(0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_{cg}} + 4,8 \cdot \frac{V_u \cdot d_p}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (3.26)$$

Keterangan notasi:

V_c = kapasitas geser penampang (kN),

λ = faktor prategang (SNI 2847:2019),

- 0,8 (Prategang rendah).

- 0,9 (Prategang sedang).

- 1,0 (Prategang tinggi).

f'_{cg} = kuat tekan beton *girder* (MPa),

V_u = gaya geser ultimit (kN),

d_p = kedalaman tulangan prategang (m),

M_u = momen ultimit (kNm),

b_w = lebar penampang (m), dan

d = kedalaman rata-rata *strands* dan tulangan non-prategang (m).

3.10 Kapasitas Lendutan

Kapasitas Lendutan pada *PCI girder* adalah perubahan bentuk atau defleksi yang terjadi pada balok prategang tipe ketika menerima beban. Lendutan ini terjadi akibat deformasi elastis atau plastis dari beton dan kabel prategang. Gaya yang bekerja akan menyebabkan lendutan pada gelagar prategang. Berat sendiri dan gaya luar yang bekerja pada gelagar akan menyebabkan lendutan ke bawah (*deflection*), sedangkan gaya prategang akan menyebabkan lendutan ke atas (*chamber*).

1. Menghitung Lendutan yang terjadi

Pada balok sederhana untuk beban terbagi merata dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot L^4}{E_c \cdot I} \quad (3.27)$$

Keterangan notasi:

- δ = lendutan maksimum di tengah balok (m).
- Q = beban yang diterapkan pada balok (kN/m).
- L = panjang bentang girder (m).
- E_c = modulus elastisitas beton (MPa), dan
- I = inersia momen penampang balok (m⁴).

2. Mengontrol Lendutan yang terjadi

Kontrol lendutan dilakukan pada saat transfer dan servis. Pada saat transfer, dimana gaya yang bekerja adalah gaya prategang dan berat sendiri, akan terjadi lendutan ke atas (*chamber*) akibat gaya prategang pada gelagar. Pada saat servis, gaya-gaya luar akan menyebabkan lendutan ke bawah pada gelagar. Lendutan yang terjadi tidak boleh melebihi L/240 berdasarkan SNI 7833-2012.

3.10.1 Lendutan Jangka Pendek

Lendutan jangka pendek terutama disebabkan oleh beban yang diterapkan sebelum beton mencapai kekuatan penuhnya yaitu. Berikut adalah cara umum untuk menghitung lendutan jangka pendek pada PCI girder dengan memasukan nilai beban merata akibat beban-beban yang terjadi ke dalam rumus umum yang ditentukan diantaranya lendutan jangka pendek meliputi:

1. Lendutan jangka pendek akibat keadaan transfer prategang.
2. Lendutan jangka pendek akibat setelah *Loss of Prestress*.
3. Lendutan setelah slab selesai dicor (beton muda).
4. Lendutan setelah slab dan girder menjadi komposit.
5. Lendutan jangka pendek *girder* komposit akibat beban.
 - a. Lendutan Akibat Berat Sendiri (MS),
 - b. Lendutan Akibat Beban Mati Tambahan (MA),

- c. Lendutan Akibat Prestress (PR),
- d. Lendutan Akibat Rangkak (CR),
- e. Lendutan akibat Beban Gandar (TG),
- f. Lendutan akibat Beban kejut (KJ),
- g. Lendutan akibat Beban horizontal (HR),
- h. Lendutan akibat Beban Angin (*EW*), dan
- i. Lendutan akibat Beban Gempa (*EQ*).

3.10.2 Lendutan Jangka Panjang

Menurut RSNI T-12-2004 lendutan jangka panjang pada dasarnya disebabkan oleh beban yang bekerja terus menerus dalam jangka waktu tahunan yang diakibatkan oleh material beton prategang, yang menyebabkan deformasi menerus akibat perubahan sifat-sifat material beton prategang.

Lendutan jangka panjang akan menghasilkan koefisien rangkak dan regangan susut. dalam mencari koefisien rangkak dan regangan susut sebelumnya ditentukan waktu/umur rencana struktur jembatan tersebut, sedangkan waktu mulai adalah waktu mulai diberikan pembebanan.

- i. Lendutan jangka panjang akibat rangkak.
 - 1. Lendutan Jangka Panjang durasi 5 Tahun,
 - 2. Lendutan Jangka Panjang durasi 10 Tahun,
 - 3. Lendutan Jangka Panjang durasi 25 Tahun,
 - 4. Lendutan Jangka Panjang durasi 50 Tahun, dan
 - 5. Lendutan Jangka Panjang durasi 75 Tahun.
- ii. Lendutan jangka panjang akibat regangan susut.
 - 1. Lendutan Jangka Panjang durasi 5 Tahun,
 - 2. Lendutan Jangka Panjang durasi 10 Tahun,
 - 3. Lendutan Jangka Panjang durasi 25 Tahun,
 - 4. Lendutan Jangka Panjang durasi 50 Tahun, dan
 - 5. Lendutan Jangka Panjang durasi 75 Tahun.

BAB IV

METODE ANALISIS

4.1 Tinjauan Umum

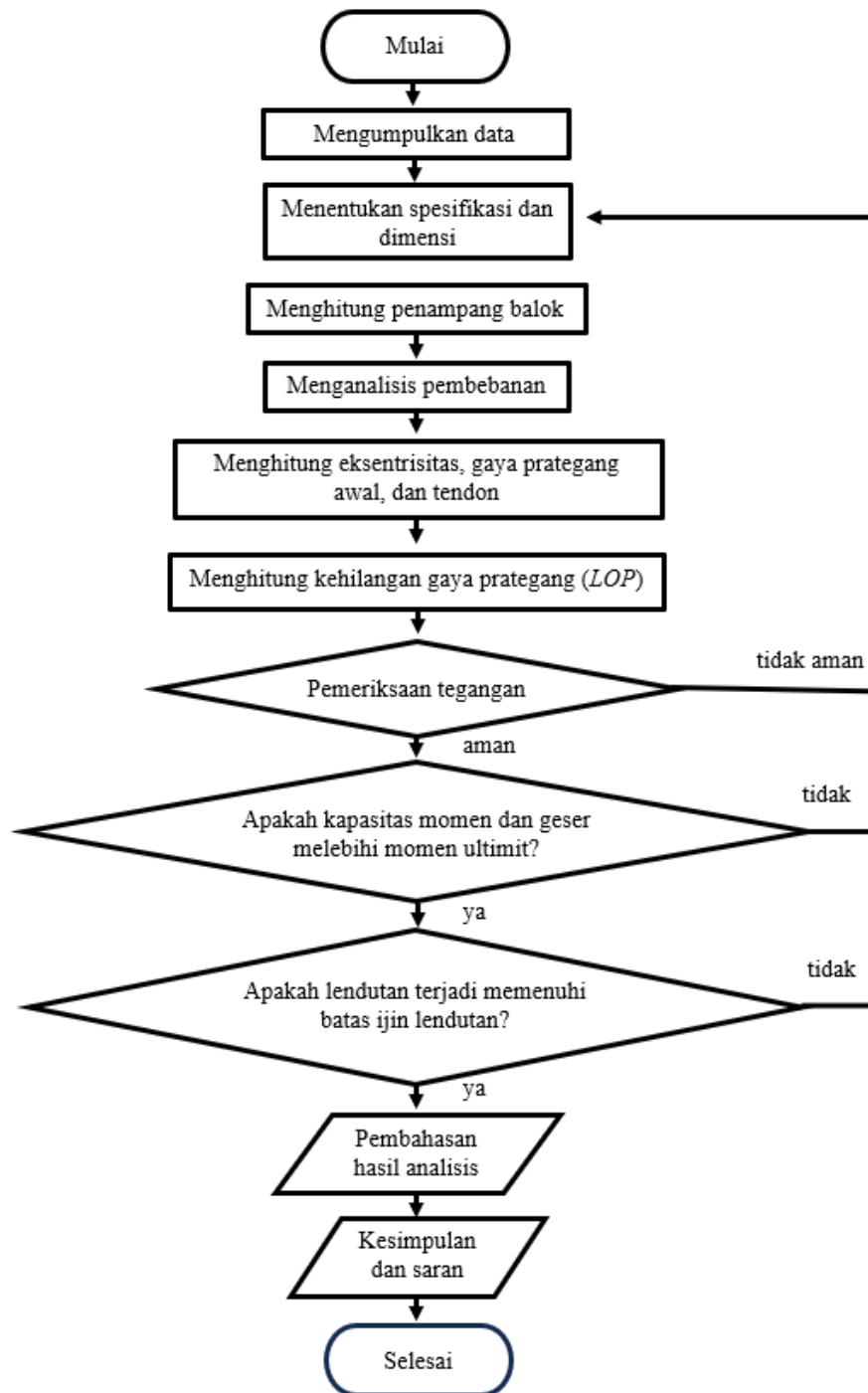
Bab ini menjelaskan tahapan analisis kapasitas balok prategang dengan penampang *PCI Girder* pada jembatan bentang tunggal sederhana menggunakan metode paskatarik. Analisis mencakup kapasitas momen lentur, kapasitas gaya geser untuk keamanan, serta lendutan jangka pendek dan panjang untuk kenyamanan saat dilalui kereta api. Studi kasusnya adalah Jembatan Jalur Kereta Api Bandara Yogyakarta *International Airport* (STA.5+082 S/D STA.5+346).

4.2 Tahap Analisis

Analisis balok beton prategang *PCI Girder* dilaksanakan berdasarkan data teknis terkait studi kasus yang sesuai SNI 2833-2008 & 2016, RSNI T-12-2004, SNI 1725-2016, dan PM No.60 Tahun 2012. Tahapan analisis adalah sebagai berikut:

1. Menentukan spesifikasi dan dimensi data teknis berdasarkan studi kasus,
2. Menentukan lebar efektif plat lantai,
3. Menghitung penampang *PCI Girder*,
4. Menganalisis pembebanan pada jembatan,
5. Menghitung eksentrisitas, gaya prategang awal, dan tendon,
6. Menghitung kehilangan gaya prategang,
7. Menghitung pemeriksaan tegangan,
8. Menghitung kapasitas momen lentur,
9. Menghitung kapasitas geser,
10. Menghitung kapasitas lendutan jangka pendek dan jangka panjang, dan
11. Menganalisis Pembahasan hasil analisis.

Adapun bagan alir (*flowchart*) tahapan dari analisis kapasitas struktur balok *PCI Girder* seperti yang terlihat pada Gambar 4.1 di bawah ini.



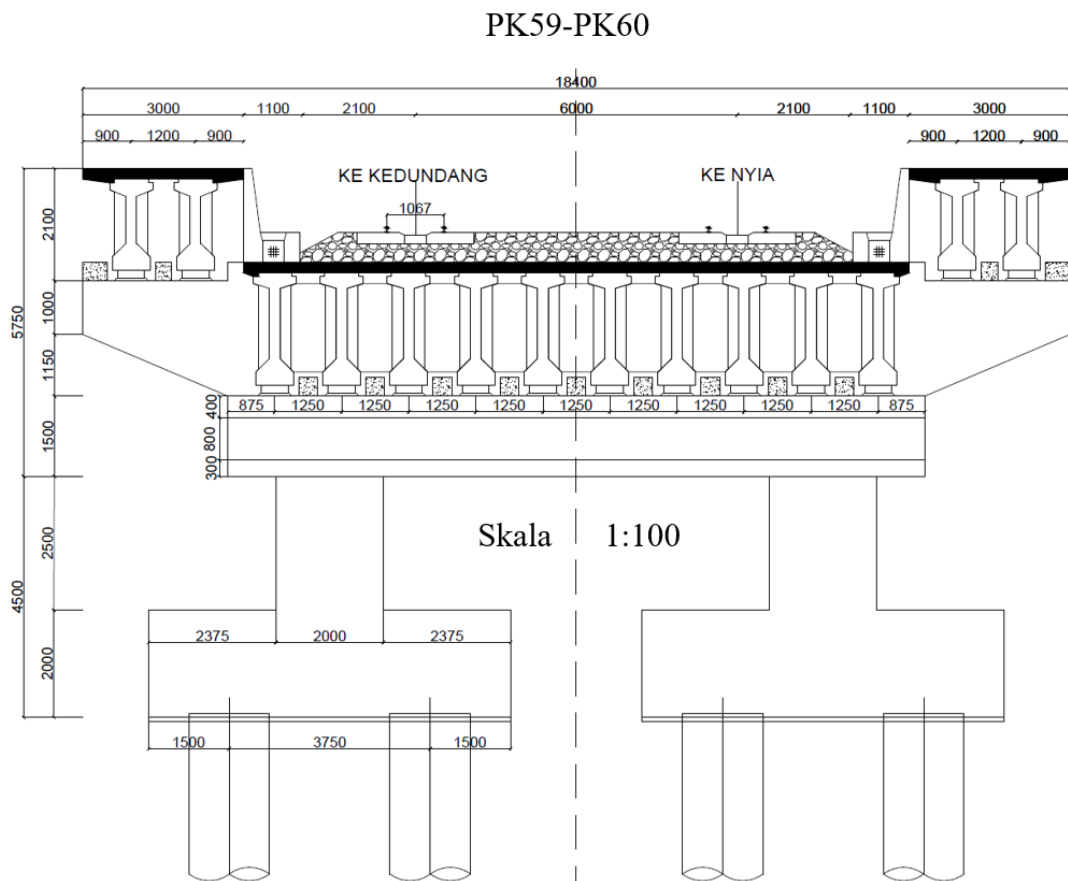
Gambar 4.1 *Flowchart* Penulisan Tugas Akhir

BAB V

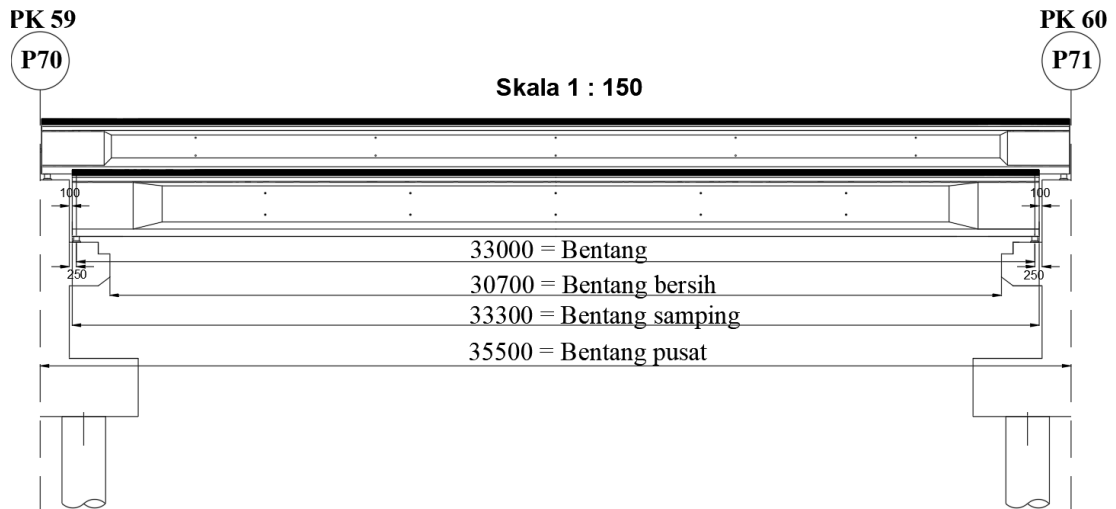
ANALISIS DATA

5.1 Data Teknis Jembatan

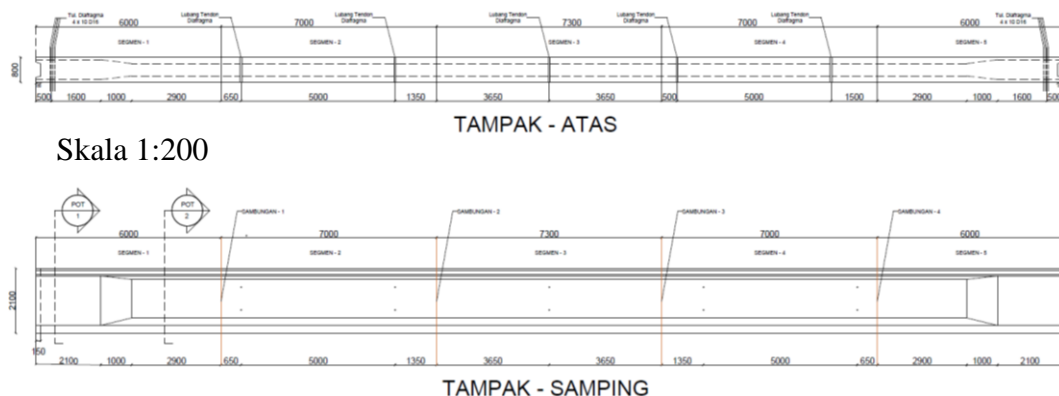
Berikut merupakan data teknis jembatan yang merujuk pada proyek Jembatan Jalur Kereta Api Bandara Yogyakarta *International Airport* (STA.5+082 S/D STA.5+346).



Gambar 5.1 Potongan Melintang Jembatan *PCI Girder* Jalur Kereta Api YIA (STA.5+082 S/D STA.5+346)



Gambar 5.2 Potongan Memanjang Segmen Jembatan PK59-PK60



Gambar 5.3 Potongan Memanjang PCI Girder

Gambar 5.1, Gambar 5.2, dan Gambar 5.3 di atas adalah gambar potongan detail jembatan yang dapat digunakan untuk mencari data-data relevan dalam perhitungan *PCI Girder*.

Bentang jembatan adalah jarak antara dua kepala jembatan. Menurut PM No.60 Tahun 2012, panjang bentang jembatan (L) digunakan dalam perhitungan pembebanan girder.

5.1.1 Data Jembatan

Data yang relevan untuk menganalisis kapasitas balok prategang dengan penampang *PCI Girder* adalah sebagai berikut:

Lokasi Jembatan	= Jalur KA (STA.5+082 s/d STA.5 + 346), Kulon Progo, Yogyakarta.
Tahun Pembuatan	= 2019
Fungsi Jembatan	= Jembatan jalur kereta api
Kelas Jalan	= Kelas I (PM No.60 Tahun 2012)
Jumlah lajur	= 2 <i>Track</i> lajur
Jumlah <i>Girder</i>	= 10 buah
Mutu Material <i>Girder</i>	
a. Mutu <i>girder</i> ($f'c$)	= 41,5 MPa (K500)
b. Kuat leleh (fpy)	= 1580 MPa
c. Kuat tarik ultimit (fpu)	= 1860 MPa
Mutu kolom pilar ($f'c$)	= 29 MPa (K350)
Mutu slab ($f'c$)	= 24,9 MPa (K300)
Panjang bentang (L)	= 33 m
Lebar Jembatan (B)	= 12,4 m
Tinggi <i>Girder</i> (H)	= 2,1 m
Jarak antar <i>Girder</i> (S)	= 1,25 m
Tebal slab (H_0)	= 0,2 m
Berat jenis beton bertulang (W_C)	= 2400 kg/m ³
Berat jenis beton prategang (W_C)	= 2500 kg/m ³

5.1.2 Beton Prategang

Kuat tekan beton ($f'c$)	= 41,5 MPa = 41500 kPa
Modulus elastik beton	= $4700 \times \sqrt{(f'c)}$ = $4700 \times \sqrt{(41,5)}$ = 30277,6 MPa = 30277600 kPa

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat tekan beton saat transfer } (f'_{ci}) &= 0,80 \times (f'c) \\
 &= 0,80 \times 41,5 \text{ MPa} \\
 &= 33,2 \text{ MPa} \\
 &= 33200 \text{ kPa} \\
 \\
 \text{Tegangan ijin tekan saat transfer } (0,60f'_{ci}) &= 0,60 \times (f'c) \\
 &= 0,60 \times 33,2 \\
 &= 19,92 \text{ MPa} \\
 &= 19920 \text{ kPa} \\
 \\
 \text{Tegangan ijin tarik saat transfer } (0,50\sqrt{f'_{ci}}) &= (0,50 \cdot \sqrt{f'c}) \\
 &= 0,50 \cdot \sqrt{33,2} \\
 &= 2,23 \text{ MPa} \\
 &= 2230 \text{ kPa} \\
 \\
 \text{Tegangan ijin tekan saat layan } (0,45f'c) &= 0,45 \cdot f'c \\
 &= 0,45 \cdot 41,5 \\
 &= 18,68 \text{ MPa} \\
 &= 18680 \text{ kPa} \\
 \\
 \text{Tegangan ijin tarik saat layan } (0,50\sqrt{f'c}) &= (0,50 \cdot \sqrt{f'c}) \\
 &= 0,50 \cdot \sqrt{41,5} \\
 &= 3,22 \text{ MPa} \\
 &= 3220 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

5.1.3 Baja Prategang

Tabel 5.1 Properties Strands PCI Girder

Jenis strands	VSL Wire TO AS1331 Strand Type 15,2 mm Super		
Kuat tarik strands	f_{pu}	1580	MPa
Tegangan leleh strands	f_{pu}	1860	MPa
Diameter nominal strands	d	15,2	mm
Luas tampang nominal satu strands	A_{st}	143,3	mm ²
Beban putus satu strands (100% UTS)	P_{bs1}	250	kN
Beban putus satu tendon (100% UTS)	P_{h1}	3000	kN
Jumlah kawat untai minimal (strands cable) dalam 1 tendon	n	12	Kawat untai
Diameter selubung tendon		96	mm
Modulus elastis strands	Es	200000	MPa

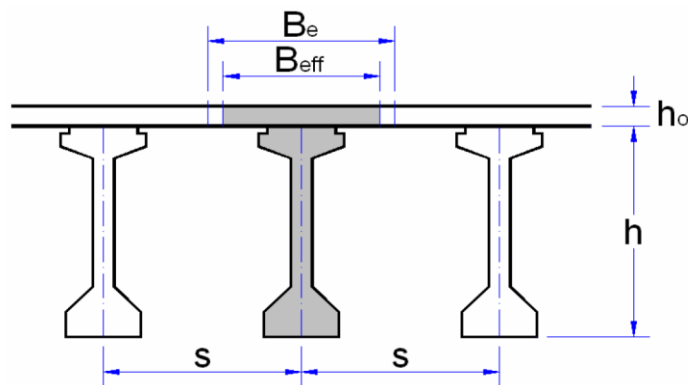
(Sumber: VSL Prestressing Standar Australia PTY LTD)

5.1.4 Baja Tulangan

$$\begin{aligned} \text{Baja tulangan deform } D > 12 \text{ mm U-32 kuat leleh baja, } (f_y) &= U \cdot 10 \\ &= 32 \cdot 10 \\ &= 320 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Baja tulangan polos } \varnothing \leq 12 \text{ mm U-24 kuat leleh baja, } (f_y) &= U \cdot 10 \\ &= 24 \cdot 10 \\ &= 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

5.2 Penentuan Lebar Efektif Plat Lantai



Gambar 5.4 Lebar Efektif Plat

Lebar efektif plat (B_e) diambil nilai terkecil dari

$$\begin{aligned} (1) \text{ panjang } (L/4) &= L/4 \\ &= 33/4 \\ &= 8,25 \text{ m} \\ (2) \text{ jarak antar girder } (S) &= 1,25 \text{ m} \\ (3) \text{ tebal } (12 \cdot H_0) &= 12 \times 0,2 \\ &= 12 \times 0,2 \\ &= 2,4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil lebar efektif plat } (B_e) = 1,25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tekan beton slab } (f'c_{plat}) &= 0,83 \times K_{(plat)} \\ &= 0,83 \times 300 \\ &= 24,90 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat tekan beton balok } (f'c_{balok}) &= 0,83 \times K_{(balok)} \\
 &= 0,83 \times 500 \\
 &= 41,50 \text{ MPa} \\
 \text{Modulus elastik plat beton } (E_{plat}) &= 4700 \times \sqrt{f'c_{(plat)}} \\
 &= 4700 \times \sqrt{24,90} \\
 &= 23452,9 \text{ MPa} \\
 \text{Modulus elastik balok prategang } (E_{balok}) &= 0,043 \cdot (W_C)^{1,5} \cdot \sqrt{f'c_{(balok)}} \\
 &= 0,043 \cdot (2500)^{1,5} \cdot \sqrt{41,5} \\
 &= 34626 \text{ MPa} \\
 \text{Rasio modulus elastik plat dan balok } (n) &= E_{plat}/E_{balok} \\
 &= 23452,9 / 34626 \\
 &= 0,677 \\
 \text{Jadi lebar pengganti beton plat lantai } (B_{eff}) &= n \times B_e \\
 &= 0,677 \times 1,25 \\
 &= 0,821 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.3 Perhitungan Penampang PCI Girder

5.3.1 Penampang Balok Prategang PCI Girder

Tabel 5.2 Section Properties Balok PCI Girder

No	Dimensi		Luas Penampang	Jarak terhadap Alas	Statis Momen	Inersia Momen	Inersia Momen
	b (m)	h (m)					
1	0,640	0,070	0,045	2,070	0,09274	0,19196	0,00002
2	0,800	0,130	0,104	1,970	0,20488	0,40361	0,00015
3	0,300	0,120	0,036	1,860	0,06696	0,12455	0,00003
4	0,200	1,650	0,330	1,080	0,35640	0,38491	0,07487
5	0,250	0,250	0,063	0,330	0,02063	0,00681	0,00022
6	0,700	0,250	0,175	0,130	0,02275	0,00296	0,00091
Jumlah			0,7523		0,76435	1,11480	0,07620

$$\begin{aligned}
\text{Tinggi penampang } PCI \text{ Girder } (H) &= 2,1 \text{ m} \\
\text{Luas penampang } PCI \text{ Girder } (A) &= 0,7523 \text{ m}^2 \\
\text{Titik berat dari alas bawah } PCI \text{ Girder } (y_b) &= \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} \\
&= \frac{0,7643}{0,7523} \\
&= 1,016 \text{ m} \\
\text{Titik berat dari alas atas } PCI \text{ Girder } (y_a) &= H - y_b \\
&= 2,1 - 1,016 \\
&= 1,084 \text{ m} \\
\text{Inersia momen terhadap alas } PCI \text{ Girder } (I_b) &= \sum (A \cdot y^2) + \sum I_0 \\
&= 1,1148 + 0,0762 \\
&= 1,1910 \text{ m}^4 \\
\text{Inersia momen terhadap titik berat } Girder (I_x) &= I_b - (A \cdot y_b^2) \\
&= 1,1910 - (0,7523 \cdot 1,016^2) \\
&= 0,4144 \text{ m}^4 \\
\text{Tahanan momen sisi atas } PCI \text{ Girder } (w_a) &= \frac{I_x}{y_a} \\
&= \frac{0,4144}{1,084} \\
&= 0,3822 \text{ m}^3 \\
\text{Tahanan momen sisi bawah } PCI \text{ Girder } (w_b) &= \frac{I_x}{y_b} \\
&= \frac{0,4144}{1,016} \\
&= 0,4079 \text{ m}^3
\end{aligned}$$

5.3.2 Penampang Balok Komposit (Balok Prategang + Plat) *PCI Girder*

Tabel 5.3 Section Properties Balok Komposit *PCI Girder*

No	Dimensi		Luas Penampang	Jarak terhadap Alas	Statis Momen	Inersia Momen	Inersia Momen
	b (m)	h (m)	A (m ²)	y (m)	A.y (m ³)	A.y ² (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
0	1,25	0,20	0,250	2,200	0,5500	1,2100	0,0008
1	0,64	0,07	0,045	2,070	0,0927	0,1919	0,0000
2	0,80	0,13	0,104	1,970	0,2048	0,4036	0,0001
3	0,30	0,12	0,036	1,860	0,0669	0,1245	0,0000
4	0,20	1,65	0,330	1,080	0,3564	0,3849	0,0748
5	0,25	0,25	0,063	0,330	0,0206	0,0068	0,0002
6	0,70	0,25	0,175	0,130	0,0227	0,0029	0,0009
Jumlah			1,0023		1,3143	2,3248	0,0770

$$\text{Tinggi penampang } PCI \text{ Girder } (H_c) = 2,3 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang } PCI \text{ Girder } (A_c) = 1,0023 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Titik berat dari alas bawah } PCI \text{ Girder } (y_{bc}) &= \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} \\ &= \frac{1,3143}{1,0023} \\ &= 1,311 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik berat dari alas atas } PCI \text{ Girder } (y_{ac}) &= H_c - y_b \\ &= 2,3 - 1,311 \\ &= 0,989 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Inersia momen terhadap alas } PCI \text{ Girder } (I_{bc}) &= \sum (A \cdot y^2) + \sum I_0 \\ &= 2,3248 + 0,0770 \\ &= 2,4018 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Inersia momen terhadap titik berat } Girder (I_{xc}) &= I_{bc} - (A_c \cdot y_{bc}^2) \\ &= 2,4018 - (1,0023 \cdot 1,311^2) \\ &= 0,6783 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tahanan momen sisi atas plat } (w_{ac}) &= \frac{I_{xc}}{y_{ac}} \\
 &= \frac{0,6783}{0,989} \\
 &= 0,6861 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tahanan momen sisi atas PCI Girder } (w'_{ac}) &= \frac{I_{xc}}{y_{ac}-h_0} \\
 &= \frac{0,6783}{0,989-0,2} \\
 &= 0,8597 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tahanan momen sisi bawah PCI Girder } (w_{bc}) &= \frac{I_{xc}}{y_{bc}} \\
 &= \frac{0,6783}{1,311} \\
 &= 0,5172 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

5.4 Perhitungan Pembebanan PCI Girder

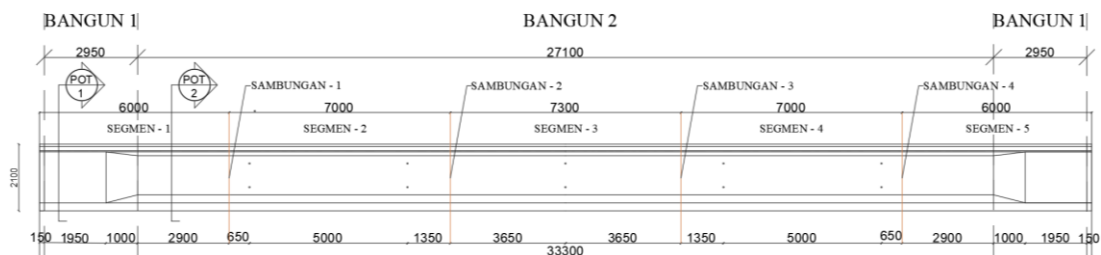
Sebelum melakukan perhitungan kapasitas struktur, pembebanan dihitung berdasarkan data teknis lapangan sesuai dengan standar SNI 1725-2016 dan PM No.60 Tahun 2012 untuk menentukan kebutuhan kemampuan penampang, serta pembebanan gempa yang diatur oleh SNI 2833-2008 dan SNI 2833-2016.

5.4.1 Beban Mati (MS)

Beban mati adalah berat sendiri dari elemen struktural jembatan yang meliputi diafragma, PCI Girder, dan slab.

1. Berat PCI Girder

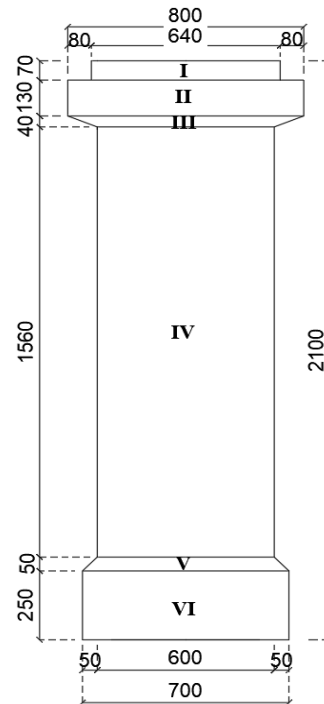
Berikut Gambar 5.5 di bawah ini merupakan potongan potongan memanjang PCI Girder.



Gambar 5.5 Potongan Memanjang PCI Girder

Dalam perhitungan *PCI Girder* ini, terbagi menjadi dua bangun, di mana bangun 1 terletak di ujung dengan panjang $2,95 \text{ m} + 2,95 \text{ m} = 5,9 \text{ m}$ (L1), sementara bangun 2 berada di tengah dengan panjang $27,1 \text{ m}$ (L2).

a) Bangun 1 (Ujung Bentang)



Gambar 5.6 Potongan Melintang *PCI Girder* Bangun 1

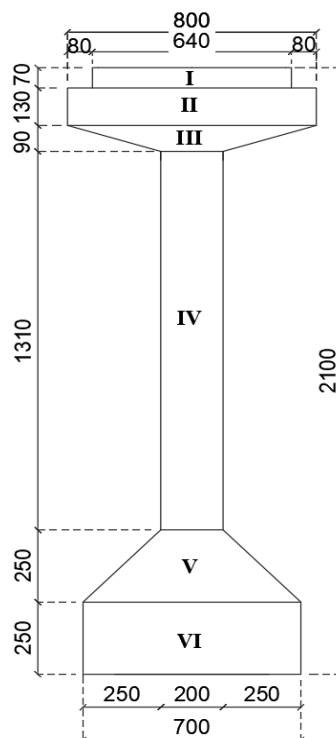
$$\begin{aligned} \text{Luasan I (A}_1) &= b \text{ (lebar bangun) } \times h \text{ (tinggi bangun)} \\ &= 0,640 \times 0,070 \\ &= 0,045 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luasan II (A}_2) &= b \times h \\ &= 0,800 \times 0,130 \\ &= 0,104 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luasan III (A}_3) &= \frac{1}{2} \times [a \text{ (alas bangun atas) } + b \text{ (alas bangun} \\ &\quad \text{bawah)}] \times h \text{ (tinggi bangun)} \\ &= \frac{1}{2} \times (0,800 + 0,600) \times 0,040 \\ &= 0,028 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luasan IV (A}_4\text{)} &= b \times h \\
 &= 0,600 \times 1,560 \\
 &= 0,936 \text{ m}^2 \\
 \text{Luasan V (A}_5\text{)} &= \frac{1}{2} \times (a + b) \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times (0,600 + 0,700) \times 0,050 \\
 &= 0,033 \text{ m}^2 \\
 \text{Luasan VI (A}_6\text{)} &= b \times h \\
 &= 0,700 \times 0,250 \\
 &= 0,175 \text{ m}^2 \\
 \text{Luasan Total Bangun1 (}\Sigma A_1\text{)} &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6 \\
 &= 0,045 + 0,104 + 0,028 + 0,936 + 0,033 + \\
 &\quad 0,175 \\
 &= 1.320 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

b) Bangun 2 (Tengah Bentang)

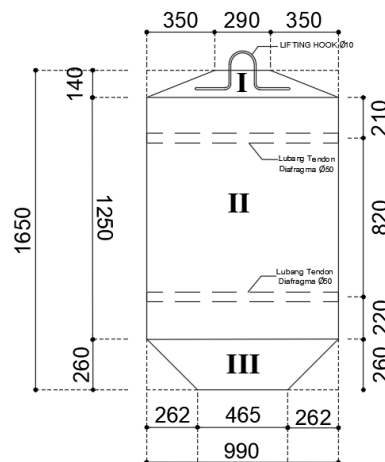


Gambar 5.7 Potongan Melintang PCI Girder Bangun 2

$$\begin{aligned}
\text{Luasan I (A}_1\text{)} &= b \times h \\
&= 0,640 \times 0,070 \\
&= 0,045 \text{ m}^2 \\
\text{Luasan II (A}_2\text{)} &= b \times h \\
&= 0,800 \times 0,130 \\
&= 0,104 \text{ m}^2 \\
\text{Luasan III (A}_3\text{)} &= \frac{1}{2} \times (a + b) \times h \\
&= \frac{1}{2} \times (0,800 + 0,200) \times 0,090 \\
&= 0,045 \text{ m}^2 \\
\text{Luasan IV (A}_4\text{)} &= b \times h \\
&= 0,200 \times 1,310 \\
&= 0,262 \text{ m}^2 \\
\text{Luasan V (A}_5\text{)} &= \frac{1}{2} \times (a + b) \times h \\
&= \frac{1}{2} \times (0,200 + 0,700) \times 0,250 \\
&= 0,113 \text{ m}^2 \\
\text{Luasan VI (A}_6\text{)} &= b \times h \\
&= 0,700 \times 0,250 \\
&= 0,175 \text{ m}^2 \\
\text{Luasan Total Bangun 2 } (\sum A_2) &= A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6 \\
&= 0,045 + 0,104 + 0,045 + 0,262 + 0,113 \\
&\quad + 0,175 \\
&= 0,743 \text{ m}^2 \\
\text{Panjang bentang (L)} &= 33 \text{ m} \\
\text{Berat } PCI \text{ Girder (W}_g\text{)} &= ((\sum A_1 \times L_1) + (\sum A_2 \times L_2)) \times \text{berat jenis} \\
&\quad \text{beton prategang (Tabel 2-SNI 1725:2016)} \\
&= ((1,320 \times 5,9) + (0,743 \times 27,1)) \times 25 \\
&= 698,330 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang Bentang (L)} &= 33 \text{ m} \\
 \text{Berat girder ekuivalen (Q}_{DLg}\text{)} &= \frac{W_g}{L} \\
 &= \frac{698,33}{33} \\
 &= 21,162 \text{ kN/m} \\
 \text{Momen akibat girder (M}_{Bs}\text{)} &= \frac{1}{8} \times Q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 21,162 \times 33^2 \\
 &= 2880,61 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Berat diafragma



Gambar 5.8 Detail Potongan Bangun Diafragma

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang (L)} &= 33 \text{ m} \\
 \text{Jumlah diafragma (n}_d\text{)} &= 5 \text{ buah} \\
 \text{Tebal diafragma (b}_d\text{)} &= 0,200 \text{ m} \\
 \text{Luas bangun I (A}_1\text{)} &= \frac{1}{2} \times (a + b) \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times (0,290 + 0,990) \times 0,140 \\
 &= 0,090 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas bangun II (A}_2\text{)} &= b \times h \\
 &= 0,990 \times 1,250 \\
 &= 1,238 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas bangun III (A}_3\text{)} &= \frac{1}{2}x(a + b)xh \\
 &= \frac{1}{2}x(0,990x0,465)x0,260 \\
 &= 0,189 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas total diafragma } (\Sigma A) &= A_1 + A_2 + A_3 \\
 &= 0,090 + 1,238 + 0,189 \\
 &= 1,516 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat satu diafragma (W}_d\text{)} &= \Sigma A \times b_d \times \text{Berat jenis Beton bertulang} \\
 &\quad \text{(Tabel 2-SNI 1725:2016)} \\
 &= 1,516 \times 0,200 \times 24 \\
 &= 7,278 \text{ kN} \\
 \text{Berat diafragma total (W}_{\text{dtot}}\text{)} &= W_d \times n_d \\
 &= 7,278 \times 5 \\
 &= 36,390 \text{ kN} \\
 \text{Beban diafragma (Q}_{\text{MSd}}\text{)} &= \frac{W_d}{L} \\
 &= \frac{36,390}{33} \\
 &= 1,103 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Berat Slab

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang (L)} &= 33 \text{ m} \\
 \text{Lebar (b)} &= 12,4 \text{ m} \\
 \text{Tinggi slab(h)} &= 0,200 \text{ m} \\
 \text{Luas Slab (A)} &= b \times h \\
 &= 12,4 \times 0,200 \\
 &= 2,480 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat Slab (W}_s\text{)} &= A \times h \times \text{Berat jenis beton bertulang} \\
 &= 2,480 \times 0,200 \times 24 \\
 &= 11,904 \text{ kN} \\
 \text{Jumlah girder satu jalur (n}_g\text{)} &= 10 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Slab dua Lajur (Q}_{DLs}) &= \frac{W_s}{L} \\ &= \frac{11,904}{33} \\ &= 0,361 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Slab Ekuivalen (Q}_{DLs}) &= \frac{Q_{DLs}}{ng} \\ &= \frac{0,361}{10} \\ &= 0,036 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Diperoleh beban mati ekuivalen total sebesar 22,300 kN/m. Oleh karena itu, gaya geser dan momen maksimum akibat beban mati adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser akibat MS (V}_{MS}) &= \frac{1}{2} \times Q \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 22,300 \times 33 \\ &= 367,955 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat MS (M}_{MS}) &= \frac{1}{8} \times Q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 22,300 \times 33^2 \\ &= 3035,630 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 5.4 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Mati (MS)

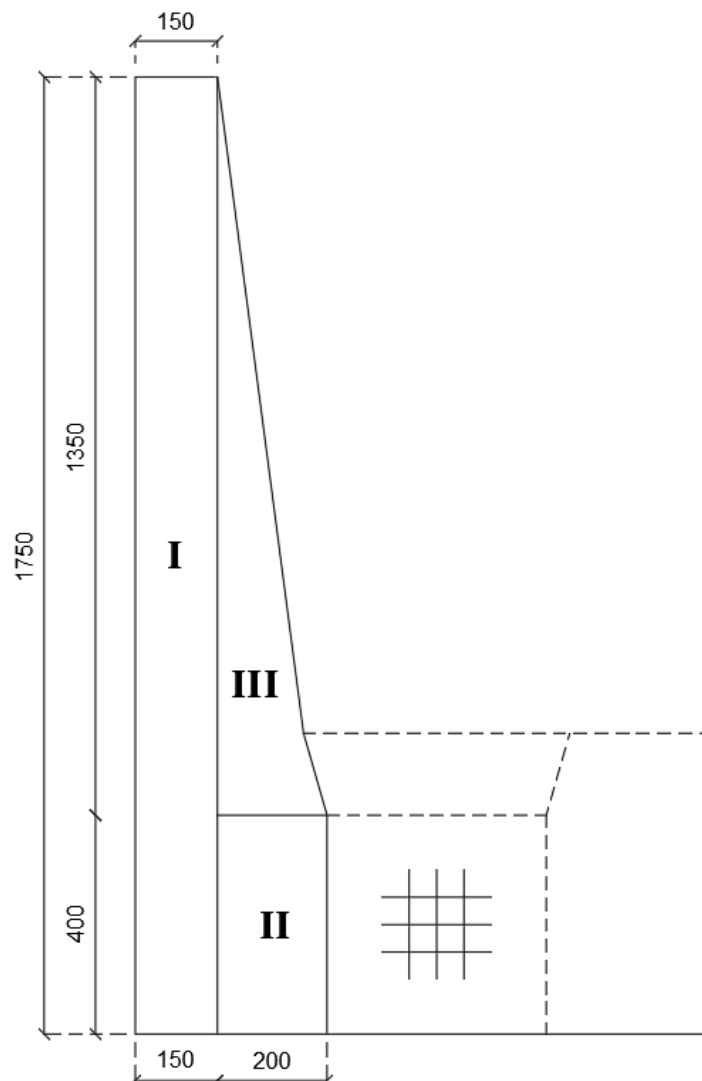
No	Jenis beban	Berat	Berat Total	Geser (1/2.W.L)	Momen (1/8.W.L ²)
		W (kN/m)	W _{Total} (kN/m)	V _{MS} (kN)	M _{MS} (kNm)
1	PCI Girder	21,162	22,300	367,955	3035,630
2	Diafragma	1,103			
3	Slab	0.036			

5.4.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat dari elemen struktural jembatan yang meliputi *barrier*, trotoar, *ballast*, rel, dan bantalan rel.

1. *Barrier* dan Trotoar

a. *barrier*



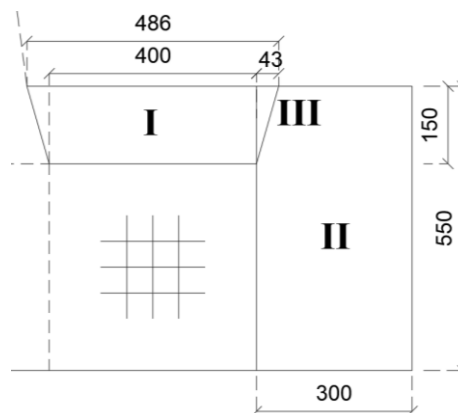
Gambar 5.9 Potongan Melintang *Barrier*

Panjang bentang = 33 m

Jumlah girder satu jalur (n_g) = 10 buah

$$\begin{aligned}
 \text{Luas bangun I (A}_1\text{)} &= b \times h \\
 &= 0,150 \times 1,750 \\
 &= 0,263 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas bangun II (A}_2\text{)} &= b \times h \\
 &= 0,200 \times 0,400 \\
 &= 0,080 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas Bangun III (A}_3\text{)} &= \frac{1}{2} \times a \times t \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,200 \times 1,350 \\
 &= 0,135 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas Total } (\Sigma A) &= A_1 + A_2 + A_3 \\
 &= 0,263 + 0,080 + 0,135 \\
 &= 0,478 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat } \textit{barier} \text{ (W}_b\text{)} &= 2 \times \Sigma A \times L \times B_j \\
 &= 2 \times 0,478 \times 33 \times 24 \\
 &= 756,360 \text{ kN} \\
 \text{Berat barrier ekuivalen (Q}_b\text{)} &= \frac{W_b}{l} \\
 &= \frac{756,360}{33} \\
 &= 22,92 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. trotoar



Gambar 5.10 Potongan Melintang Trotoar

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Bangun I (A}_1\text{)} &= \frac{1}{2}x(a + b) x h \\
 &= \frac{1}{2}x(0,486 + 0,400) x 0,150 \\
 &= 0,066 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas bangun II (A}_2\text{)} &= b x h \\
 &= 0,300 x 0,550 \\
 &= 0,165 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Bangun III (A}_3\text{)} &= \frac{1}{2}x a x t \\
 &= \frac{1}{2}x 0,043 x 0,150 \\
 &= 0,003 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Total } (\sum A) &= A_1 + A_2 - A_3 \\
 &= 0,066 + 0,165 - 0,003 \\
 &= 0,228 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

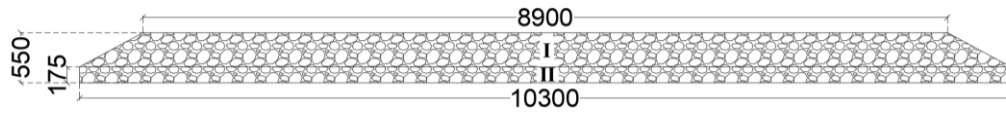
$$\begin{aligned}
 \text{Berat Trotoar (W}_t\text{)} &= 2 x \sum A x L x B_j \\
 &= 2 x 0,228 x 33 x 24 \\
 &= 361,508 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Trotoar Ekivalen (Q}_t\text{)} &= \frac{W_t}{L} \\
 &= \frac{361,508}{33} \\
 &= 10,955 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Jadi berat ekivalen *barrier* dan trotoar yang ditumpu satu girder adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Berat ekivalen (Q}_{b+t}\text{)} &= \left(\frac{Q_b + Q_t}{n_g} \right) \\
 &= \left(\frac{22,920 + 10,955}{10} \right) \\
 &= 3,387 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Ballast



Gambar 5.11 Potongan Melintang *Ballast* Jalur Kereta

Berat jenis <i>ballast</i> (B_j)	= 19 kN/m ³ (Tabel 3-11-PM No.60 2012)
Panjang bentang (L)	= 33 m
Jumlah girder satu jalur (n_g)	= 10 buah
Luas Bangun I (A_1)	$= \frac{1}{2} x (a + b) x h$ $= \frac{1}{2} x (8,9 + 10,3) x (0,55 - 0,175)$ $= 3,600 \text{ m}^2$
Luas bangun II (A_2)	$= b x h$ $= 10,300 x 0,175$ $= 1,803 \text{ m}^2$
Luas Total ($\sum A$)	$= A_1 + A_2$ $= 3,600 + 1,803$ $= 5,403 \text{ m}^2$
Berat <i>ballast</i> (W_b)	$= A x L x B_j \cdot \text{ballast}$ $= 5,403 x 33 x 19$ $= 3387,368 \text{ kN}$
Berat <i>ballast</i> satu girder	$= \frac{W_b}{n_g}$ $= \frac{3387,368}{10}$ $= 338,736 \text{ kN}$
Berat <i>ballast</i> ekivalen (Q_b)	$= \frac{W_b}{L}$ $= \frac{338,737}{33}$ $= 10,265 \text{ kN/m}$

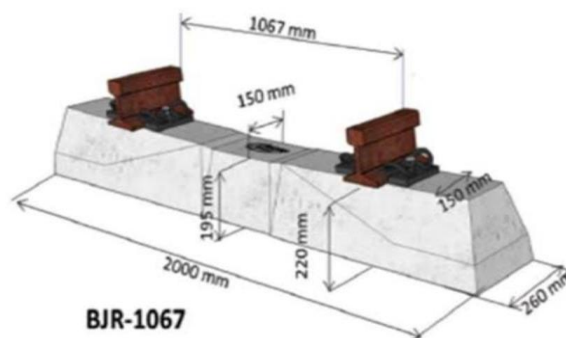
3. Rel

Dari data proyek yang dicantumkan tipe rel yaitu R54, dimana setiap meter bentang memiliki berat 54 kg (54 kg/m), sehingga perhitungan beban rel adalah sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang rel } (L_{\text{Rel}}) &= 35,5 \text{ m} \\
 \text{Jumlah girder satu jalur } (n_g) &= 10 \text{ buah} \\
 \text{Berat rel 2 lajur } (W_r) &= 54 \text{ kg/meter} \\
 &= 54 \times 35,5 \times 4 \times 0,0098 \text{ (kg ke kN)} \\
 &= 75,146 \text{ kN} \\
 \text{Berat rel ekuivalen } (Q_r) &= \frac{W_r}{L} \\
 &= \frac{75,146}{35,5} \\
 &= 2,117 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat rel satu girder } (Q_r) &= \frac{Q_r}{n_g} \\
 &= \frac{2,117}{10} \\
 &= 0,212 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Bantalan

Dari data proyek, tipe bantalan yang dicantumkan memiliki lebar jalur kereta api (jarak antar setiap rel dalam 1 lajur) sebesar 1067 mm, dengan berat satu bantalan antara 160 – 200 kg atau 1,57 – 1,96 kN, seperti yang terlihat pada Gambar 5.12 di bawah ini.



Gambar 5.12 Konstruksi Bantalan Rel Tipe BJR-1067
(Sumber: waskitaprecast.co.id)

Sehingga perhitungan pembebanan bantalan rel sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang (L)} &= 33 \text{ m} \\
 \text{Panjang rel (L}_{\text{Rel}}) &= 33 \text{ m} \\
 \text{Jarak antar bantalan (r)} &= 0,6 \text{ m} \\
 \text{Lebar bantalan (b)} &= 0,150 \text{ m} \\
 \text{Jumlah bantalan termuat (N}_b) &= \frac{L_{\text{Rel}}}{r} \\
 &= \frac{33}{0,6} \\
 &= 55 \text{ buah} \\
 \text{Jumlah girder satu jalur (n}_g) &= 10 \text{ buah} \\
 \text{Berat bantalan (W}_b) &= W \times n_b \\
 &= 1,96 \times 55 \\
 &= 107,8 \text{ kN} \\
 \text{Berat bantalan ekivalen (Q}_b) &= \frac{W_b}{L} \\
 &= \frac{107,8}{33} \\
 &= 3,267 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat bantalan satu girder} &= \frac{Q_b}{n_g} \\
 &= \frac{3,267}{10} \\
 &= 0,326 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban mati tambahan (MA) di atas, diperoleh beban mati tambahan ekivalen total sebesar 16,483 kN/m. Oleh karena itu, diperoleh gaya geser dan momen maksimum akibat beban mati tambahan sebagai berikut.

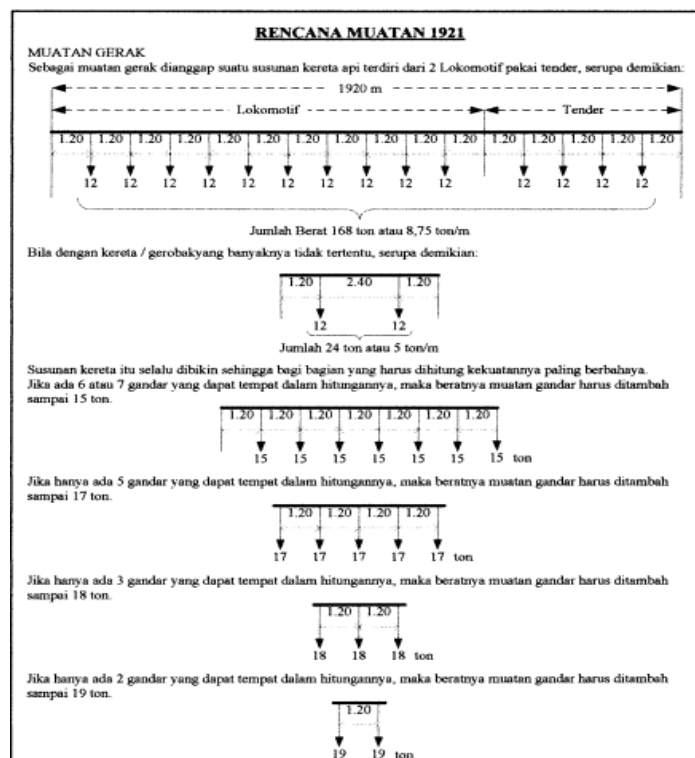
$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser akibat MA (V}_{\text{MA}}) &= \frac{1}{2} \times Q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,483 \times 33 \\
 &= 271,963 \text{ kN} \\
 \text{Momen akibat beban MA (M}_{\text{MA}}) &= \frac{1}{8} \times Q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 16,483 \times 33^2 \\
 &= 2243,691 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.5 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

No	Jenis beban	Berat	Berat Total	Geser (1/2.W.L)	Momen (1/8.W.L ²)
		W	W _{Total}	V _{MA}	M _{MA}
		(kN/m)	(kN/m)	(kN)	(kNm)
1	Barrier dan Trotoar	3,387	16,483	271.963	2243,691
2	Ballast	10,265			
3	Rel	0,212			
4	Bantalan	0,327			

5.4.3 Beban Gandar (TG)

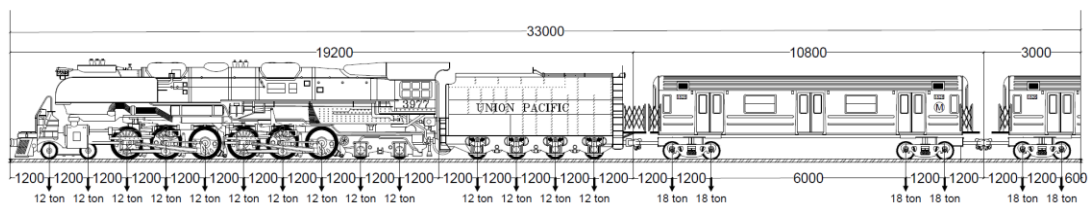
Beban hidup pada jembatan ini adalah beban gandar yang dihasilkan oleh lalu lintas kereta api yang melintasinya, dihitung berdasarkan Rencana Muatan Tahun 1921 (RM 1921) sebagaimana diatur dalam PM No. 60 tahun 2012. Gambar RM 1921 dapat dilihat pada Gambar 5.13 bawah ini.



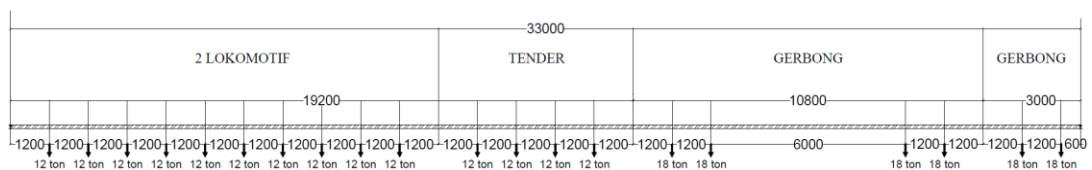
Gambar 5.13 Rencana Muatan 1921 (RM 1921)
(Sumber: PM No.60 2012)

Menurut spesifikasi PM No. 60 tahun 2012, dalam skema RM 1921, setiap gandar dihitung sebagai 12 ton dengan jarak antar gandar 1,2 m untuk beban skema 2 lokomotif dengan 1 tender seperti yang tertera pada RM 1921. Dalam perhitungan ini, akan dipertimbangkan dua skema pembebanan, dengan skema yang memiliki beban terbesar akan dipilih. Skema pertama melibatkan 2 lokomotif, 1 tender, dan gerbong penumpang, sementara skema kedua adalah pembebanan penuh gerbong penumpang yang melintasi bentang jembatan *PCI Girder* sepanjang 33 m.

Untuk skema pembebanan gerbong dalam analisis ini, digunakan tipe *bogie* gerbong dengan gandar 2 seperti yang dijelaskan dalam RM 1921. Beban untuk setiap gandar dalam tipe gandar 2 ini seharusnya 19 ton, namun karena ada pembatasan nilai beban untuk setiap gandar yang digunakan untuk tipe lebar rel 1067 menurut PM No. 60 Tahun 2012 Pasal 1.4.2, maka digunakan nilai 18 ton untuk setiap gandar yang digunakan dalam pembebanan gerbong.



Gambar 5.14 Skema 1 Pembebanan 2 Lokomotif dan 1 Tender dengan Gerbong Tipe *Boggie* Gandar 2



Gambar 5.15 Diagram Skema 1 Pembebanan 2 Lokomotif dan 1 Tender dengan Gerbong Tipe *Boggie* Gandar 2

Gambar skema 1 diatas merupakan penjabaran dari RM 1921, dimana pembebanan yang dihasilkan yaitu:

1. Pembebanan dari 2 lokomotif dan 1 tender dengan gerbong yang mendapat tempat dalam hitungan (skema 1).

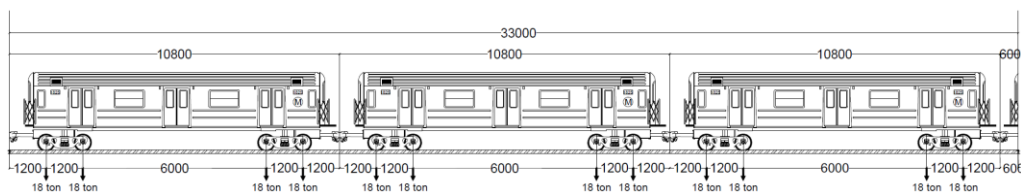
$$\begin{aligned} \text{Berat 2 lokomotif + 1 tender} &= 8,75 \text{ ton/m} \\ &= 85,838 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Beban setiap gandar gerbong} = 18 \text{ ton}$$

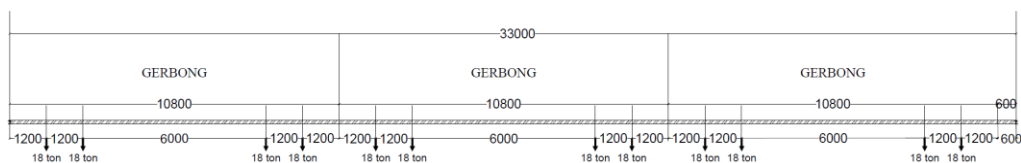
Panjang gerbong yang dapat tempat dalam hitungan yaitu 10,8 m dan 3 m.

$$\begin{aligned} \text{Beban gerbong} &= \left(4x \frac{18}{10,8} + 2x \frac{18}{3}\right) \\ &= 18,667 \text{ ton/m} \\ &= 183,120 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat gandar skema 1 (Qtot 1)} &= 85,838 + 183,120 \\ &= 268,958 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



Gambar 5.16 Skema 2 Pembebanan dengan *Full Gerbong Tipe Boggie 2 Gandar 2*



Gambar 5.17 Diagram Skema 2 Pembebanan dengan *Full Gerbong Tipe Boggie Gandar 2*

Gambar skema 2 diatas merupakan penjabaran dari RM 1921, dimana pembebanan yang dihasilkan yaitu:

2. Pembebanan *full* gerbong yang mendapat tempat dalam hitungannya (skema 2).

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah gerbong} &= 3 \text{ gerbong} \\
 \text{Beban setiap gandar gerbong} &= 18 \text{ ton} \\
 \text{Panjang setiap gerbong} &= 10,8 \text{ m} \\
 \text{Berat setiap gerbong} &= \frac{4 \times 18}{10,8} \\
 &= 6,667 \text{ ton/m} \\
 &= 65,400 \text{ kN/m} \\
 \text{Berat gandar skema 2 (Q}_{\text{tot 2}}) &= 65,400 \times 3 \\
 &= 196,200 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Diambil perhitungan skema pembebanan yang paling berbahaya (paling besar) maka diambil beban gandar (TG) yaitu: 268,958 kN/m. Sehingga perhitungan beban gandar sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah Girder (n}_g) &= 10 \text{ buah} \\
 \text{Beban gandar setiap girder (Q}_{\text{TG}}) &= \frac{Q \text{ Total terpilih}}{n_g} \\
 &= \frac{268,958}{10} \\
 &= 26,895 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban gandar (TG) diatas, didapatkan beban ekivalen total sebesar 26,895 kN/m. Maka didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban lalu lintas sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang} &= 33 \text{ m} \\
 \text{Gaya geser akibat TG (V}_{\text{TG}}) &= \frac{1}{2} \times Q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 26,895 \times 33 \\
 &= 443,780 \text{ kN} \\
 \text{Momen akibat TG (M}_{\text{TG}}) &= \frac{1}{8} \times Q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 26,895 \times 33^2 \\
 &= 3661,184 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.6 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Gandar (TG)

No	Jenis beban	Berat	Berat terpilih	Geser (1/2.W.L)	Momen (1/8.W.L ²)
		W	W _{Terpilih/Girder}	V _{TG}	M _{TG}
		(kN/m)	(kN/m)	(kN)	(kNm)
1	(skema 1) 2 lokomotif + 1 tender + gerbong penumpang	268,958	26,895	443,780	3661,184
2	(skema 2) <i>full</i> gerbong penumpang	196,200			

5.4.4 Beban Kejut (KJ)

Sesuai dengan spesifikasi pembebanan kereta api yang tercantum dalam PM No. 60 tahun 2012, beban kejut dihitung dengan mengalikan beban kereta dengan faktor kejut. Persamaan untuk menghitung faktor kejut adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Panjang bentang (L)} &= 33,3 \text{ m} \\ \text{Faktor kejut (i)} &= 0,1 + \frac{22,5}{50+L} \\ &= 0,1 + \frac{22,5}{50+33,3} \\ &= 0,370 \end{aligned}$$

Sehingga beban kejut ekivalen yang terjadi adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{beban kejut ekivalen (Q}_{KJ}) &= Q_{TG} \times i \\ &= 26,895 \times 0,370 \\ &= 9,981 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban kejut (KJ) di atas, diperoleh beban ekivalen sebesar 9,981 kN/m. Oleh karena itu, diperoleh gaya geser dan momen maksimum akibat beban kejut sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser akibat KJ (V}_{KJ}) &= \frac{1}{2} \times Q \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 9,981 \times 33 \\ &= 164,680 \text{ kN} \\ \text{Momen akibat KJ (M}_{KJ}) &= \frac{1}{8} \times Q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 9,981 \times 33^2 \\ &= 1358,608 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 5.7 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Kejut (KJ)

No	Jenis beban	Berat	Geser (1/2.W.L)	Momen (1/8.W.L ²)
		W	V _{KJ}	M _{KJ}
		(kN/m)	(kN)	(kNm)
1	Beban kejut	9,981	164,680	1358,608

5.4.5 Beban Horizontal (HR)

Menurut PM No. 60 tahun 2012, beban horizontal dibagi menjadi empat bagian, yaitu beban sentrifugal, beban lateral kereta, beban pengereman dan traksi, serta beban rel panjang longitudinal. Oleh karena itu, perhitungan beban horizontal adalah sebagai berikut.

1. Beban Sentrifugal

Beban sentrifugal diperoleh dengan mengalikan faktor α dengan beban kereta. Karena jalur kereta ini tidak memiliki jalur yang melengkung, maka tidak ada gaya sentrifugal yang terjadi, sehingga beban sentrifugal dianggap nol.

2. Beban Lateral

Menurut PM No. 60 tahun 2012, beban lateral diambil sebesar 15% atau 20% dari beban gandar. Beban ini bekerja pada bagian atas dan tegak lurus arah rel, secara horizontal untuk masing-masing lokomotif.

$$\begin{aligned}
 \text{Beban lateral (Q}_{\text{lat}}) &= 20\% \times Q_{\text{TG}} \\
 &= 20\% \times 26,985 \\
 &= 5,379 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Beban Pengereman dan Traksi

Menurut PM No.60 2012 beban pengereman dan traksi masing-masing adalah 25% dari beban kereta, sehingga perhitungan beban lateral sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Beban pengereman (Q}_r) &= 25\% \times Q_{\text{TG}} \\
 &= 25\% \times 26,985 \\
 &= 6,724 \text{ kN/m} \\
 \text{Beban traksi (Q}_t) &= 25\% \times Q_{\text{TG}} \\
 &= 25\% \times 26,985 \\
 &= 6,724 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Beban Rel Panjang dan Longitudinal

Beban rel panjang longitudinal pada dasarnya adalah 10 kN/m, dengan nilai maksimum mencapai 2.000 kN.

$$\begin{aligned} \text{Beban rel longitudinal } Q_{\text{relp}} \text{ pakai} &= \frac{Q_{\text{relp}}}{n_g} \\ &= \frac{10}{10} \\ &= 1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban horizontal (HR) di atas, diperoleh beban horizontal ekuivalen total sebesar 19,827 kN/m. Oleh karena itu, diperoleh gaya geser dan momen maksimum akibat beban horizontal sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser akibat HR } (V_{\text{HR}}) &= \frac{1}{2} \times Q \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 19,827 \times 33 \\ &= 327,146 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat HR } (M_{\text{HR}}) &= \frac{1}{8} \times Q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 19,827 \times 33^2 \\ &= 2698,954 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 5.8 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Horizontal (HR)

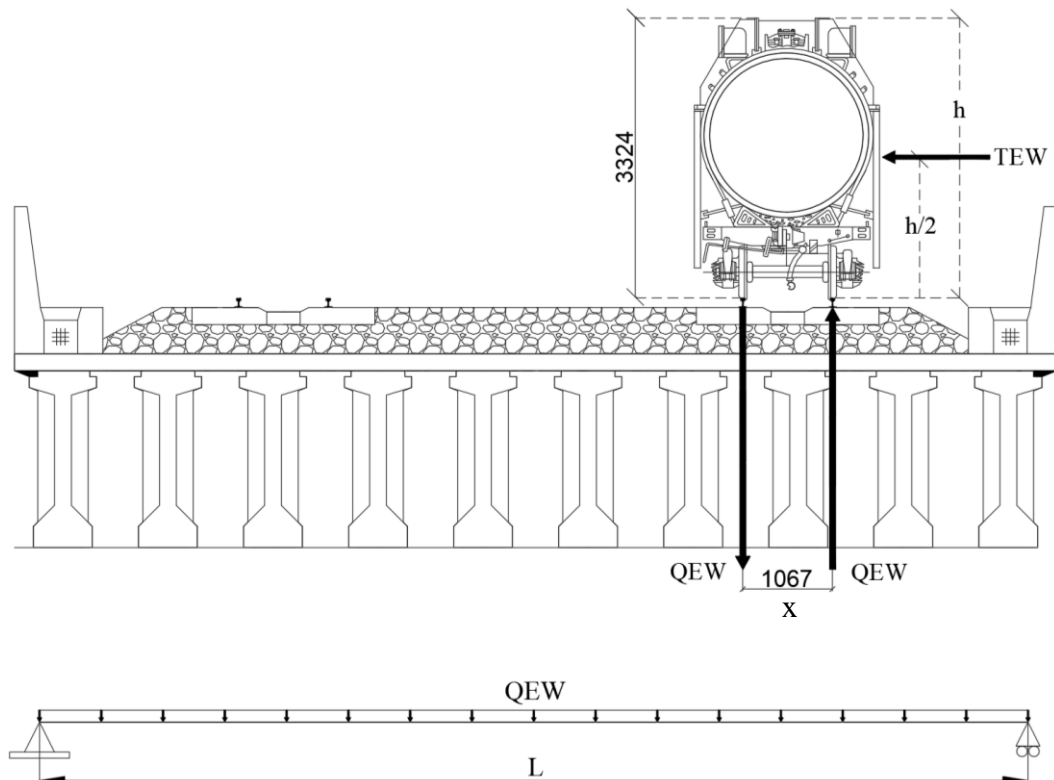
No	Jenis beban	Berat	Berat Total	Geser (1/2.W.L)	Momen (1/8.W.L ²)
		W	W _{Total}	V _{HR}	M _{HR}
		(kN/m)	(kN/m)	(kN)	(kNm)
1	Sentrifugal	0	19,827	327,146	2698,954
2	Lateral	5,739			
3	Rem dan traksi	13,448			
4	Rel panjang dan longitudinal	1,000			

5.4.6 Beban Angin (EW)

Beban angin pada jembatan kereta api ini dihitung berdasarkan PM 60 Tahun 2012. Menurut PM 60 Tahun 2012, beban angin bekerja tegak lurus rel, secara horizontal seperti yang terlihat pada Gambar 5.18 di bawah ini, dengan nilai tipikal sebagai berikut:

1. 1.5 kN/m pada areal kereta dan jembatan, dengan kereta di atasnya,
2. 1.2 kN/m untuk jembatan selain gelagar dek/rasuk atau jembatan komposit, sedangkan,
3. 0.8 kN/m untuk areal proyeksi rangka batang pada arah datangnya angin.

Dari data di atas, tekanan angin menerus (T_{EW}) yang sesuai dengan studi kasus adalah 1,5 kN/m. Bidang vertikal yang terkena angin adalah sisi kereta dengan tinggi 3,324 m (nilai asumsi) di atas lantai jembatan, dengan jarak antara roda kendaraan sebesar 1,067 m.



Gambar 5.18 Pembebanan Angin Akibat Kereta api

Beban angin tersebut akan ditransfer ke *ballast*, kemudian ke plat lantai, dan baru diteruskan ke *PCI Girder*. Oleh karena itu, perhitungan beban angin adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang bentang jembatan } (L) &= 33 \text{ m} \\
 \text{Beban angin menerus } (T_{EW}) &= 1,5 \text{ kN/m} \\
 \text{Tinggi bidang samping kereta } (h) &= 3,324 \text{ m} \\
 \text{Jarak antara roda kereta } (x) &= 1,067 \text{ m} \\
 \text{Transfer beban angin ke girder } (Q_{EW}) &= \frac{\frac{1}{2} \cdot h}{x \cdot T_{EW}} \\
 &= \frac{\frac{1}{2} \cdot 3,324}{1,067 \cdot 1,5} \\
 &= 1,04 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban angin (EW) di atas, diperoleh beban angin ekuivalen sebesar 1,04 kN/m. Oleh karena itu, diperoleh gaya geser dan momen maksimum akibat beban horizontal sebagai berikut.

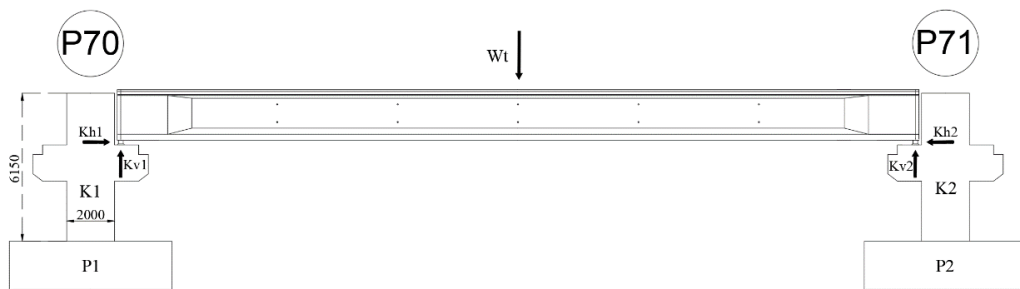
$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser akibat EW } (V_{EW}) &= \frac{1}{2} \times Q \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,04 \times 33 \\
 &= 17,13 \text{ kN} \\
 \text{Momen akibat EW } (M_{EW}) &= \frac{1}{8} \times Q \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 1,04 \times 33^2 \\
 &= 141,36 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.9 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Angin (EW)

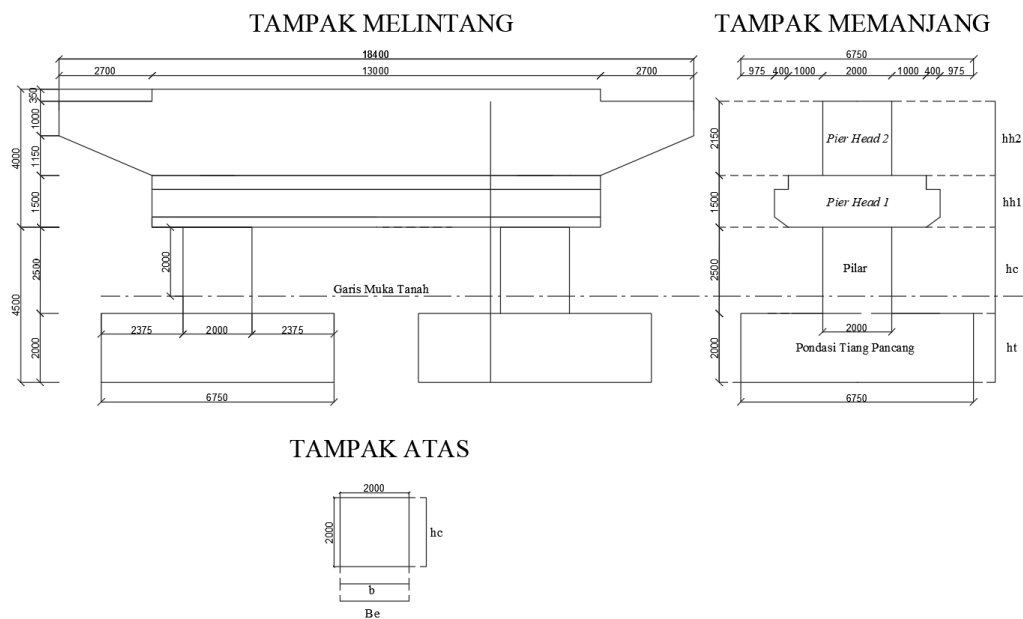
No	Jenis beban	Berat	Geser (1/2.W.L)	Momen (1/8.W.L ²)
		W	V _{EW}	M _{EW}
		(kN/m)	(kN)	(kNm)
1	Beban angin	1,04	17,13	141,36

5.4.7 Beban Gempa (EQ)

Perencanaan beban gempa mengacu pada Standar Perencanaan Beban Gempa untuk Jembatan (SNI 2833:2008 & 2016). Beban gempa pada sebuah jembatan ditetapkan berdasarkan koefisien gempa rencana dan berat total struktur di atasnya. Periode pendek Nilai kekakuan yang digunakan adalah kekakuan kolom pilar struktur dengan inersia momen memanjang jembatan. Pemilihan arah pilar memanjang karena memiliki inersia momen yang lebih kecil daripada arah melintang. Ilustrasi struktur pilar yang digunakan dalam menghitung beban gempa pada struktur atas dapat dilihat pada Gambar 5.19.



Gambar 5.19 Kekakuan Struktur Kolom Pilar



Gambar 5.20 Detail Struktur Kolom Pilar

$$\begin{aligned}
\text{Faktor modifikasi respon } (R_d) &= 2,5 \text{ (nilai dari Tabel 3.3)} \\
\text{Nilai faktor gempa PGA} &= 0,4 \text{ (nilai dari Gambar 3.5)} \\
\text{Koefisien tanah Yogyakarta } (S) &= 1,2 \text{ (nilai dari Tabel 3.4)} \\
\text{Beban mati } (Q_{MS}) &= 22,300 \text{ kN/m (nilai dari Tabel 5.4)} \\
\text{Beban mati tambahan } (Q_{MA}) &= 16,483 \text{ kN/m (nilai dari Tabel 5.5)} \\
\text{Panjang bentang jembatan } (L) &= 33 \text{ m} \\
\text{Berat total jembatan } (Wt) &= (Q_{MS} + Q_{MA}) \times L \\
&= (22,300 + 16,506) \times 33 \\
&= 1279,84 \text{ kN} \\
\\
\text{Lebar penampang kolom pilar } (b) &= 2 \text{ m} \\
\text{Tinggi penampang kolom pilar } (h) &= 2 \text{ m} \\
\text{Luas penampang kolom pilar } (A_c) &= b \times h \\
&= 2 \times 2 \\
&= 4 \text{ m}^2 \\
\\
\text{Tebal penampang kolom pilar } (t) &= 2 \text{ m} \\
\text{Lebar ekuivalen kolom pilar } (B_e) &= A_c / t \\
&= \frac{4}{2} \\
&= 2 \text{ m} \\
\\
\text{Tinggi kolom pilar } (h_c) &= 2,5 \text{ m} \\
\text{Inersia penampang pilar 1 } (I_c) &= 1/12 \times B_e^3 \times h_c \\
&= 1/12 \times 2^3 \times 2,5 \\
&= 1,66 \text{ m}^4 \\
\\
\text{Kuat tekan beton kolom pilar } (F'_c) &= 29 \text{ MPa} \\
\text{Modulus Elastisitas beton } (E_c) &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\
&= 4700 \times \sqrt{29} \\
&= 25310,275 \text{ MPa} \\
&= 25310275 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

Untuk menentukan kekakuan struktur pilar, penting untuk mengetahui dimensi dan bentuk kolom pilar. Pada analisis ini, kolom pilar memiliki bentuk persegi, seperti yang terlihat pada Gambar 5.20 di atas.

$$\begin{aligned}
 \text{Kekakuan struktur pilar } (Kp) &= 3 \times Ec \times \frac{Ic}{hc^3} \\
 &= 3 \times 25310275 \times \frac{1,66}{2,5^3} \\
 &= 8066890 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Karena kekakuan pilar 1 dan pilar 2 memiliki nilai yang sama, maka perhitungan dapat dilakukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu Getar } (T) &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\
 &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1279,84}{9,81 \times 4(\text{jumlah pilar}) \times 8066860}} \\
 &= 0,013 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien elastis gempa } (Csm) &= \frac{1,2 \times PGA \times S}{T^{\frac{2}{3}}} \\
 &= \frac{1,2 \times 0,4 \times 1,2}{(0,013)^{\frac{2}{3}}} \\
 &= 10,64
 \end{aligned}$$

Koefisien elastis gempa minimum (Csm min)

$$\begin{aligned}
 \text{Csm min} &= 2,5 \times \text{PGA} \\
 &= 2,5 \times 0,4 \\
 &= 1,0 \\
 &= (\text{Csm min} < \text{Csm})
 \end{aligned}$$

Karena nilai Csm minimum lebih kecil dari nilai Csm, maka berdasarkan SNI 2833-2008, nilai koefisien elastis gempa yang digunakan adalah Csm min = 1,0

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien gempa horizontal } (kh) &= \frac{Csm}{Rd} \\
 &= \frac{1,0}{2,5} \\
 &= 0,4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien gempa vertikal } (kv) &= 50\% \times kh \text{ (SNI 2833-2008 Pasal 4.10)} \\
 &= 50\% \times 0,4 \\
 &= 0,2
 \end{aligned}$$

Nilai koefisien beban gempa vertikal minimal menurut SNI 2833 Pasal 4.10 adalah k_v minimal = 0,3 untuk perletakan tipe B. Karena perletakan yang digunakan adalah tipe B, maka $k_v = 0,3$.

$$\begin{aligned} \text{Beban gempa vertikal (PEQ)} &= K_v \times W_t \\ &= 0,3 \times 1279,84 \\ &= 383,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat beban gempa ekivalen (Q}_{EQ}) &= \frac{P_{EQ}}{L} \\ &= \frac{383,9}{33} \\ &= 11,63 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan beban gempa (EQ) diatas didapatkan beban gempa ekivalen sebesar 11,63 kN/m. Sehingga didapatkan gaya geser dan momen maksimum akibat beban gempa sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser akibat EQ (V}_{EQ}) &= \frac{1}{2} \times Q \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 11,63 \times 33 \\ &= 191,98 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat EQ (M}_{EQ}) &= \frac{1}{8} \times Q \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 11,63 \times 33^2 \\ &= 1583,80 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 5.10 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Akibat Beban Gempa (EQ)

No	Jenis beban	Berat	Geser (1/2.W.L)	Momen (1/8.W.L ²)
		W (kN/m)	V _{EQ} (kN)	M _{EQ} (kNm)
1	Beban gempa	11,63	191,98	1583,80

Tabel 5.11 Rekapitulasi Berat dan Gaya Dalam Pembebanan PCI Girder

No	Jenis beban	Berat	Gaya Geser (1/2.W.L)	Momen (1/8.W.L ²)
		(kN/m)	(kN)	(kNm)
1	Beban Mati (MS)	22,30	367,96	3035,63
2	Beban Mati Tambahan (MA)	16,48	271,96	2243,69
3	Beban Gandar (TG)	26,90	443,78	3661,18
4	Beban Kejut (KJ)	9,98	164,68	1358,61
5	Beban Horizontal (HR)	19,83	327,15	2698,95
6	Beban Angin (EW)	1,04	17,13	141,36
7	Beban Gempa (EQ)	11,63	191,98	1583,80

5.4.8 Kombinasi Beban Ultimit

Masing-masing beban dikombinasikan sesuai dengan standar pembebanan SNI 1725-2016. Kombinasi beban yang bekerja dan faktor ultimate beban ditunjukkan dalam Tabel 5.12 di bawah ini.

Tabel 5.12 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Kombinasi Beban dan Faktor Ultimit								
Kedadaan Batas	(MS) Beban Mati	(MA) Beban Mati Tambahan	(TG) Beban Gandar	(EW) Beban Angin	(HR) Beban Horizontal	(KJ) Beban Kejut	(EQ) Beban Gempa	Jumlah
Kuat I	1,2	2	1,8		1,8	1,2	-	
Kuat II	1,2	2	1,4		1,8	1,2	-	
Kuat III	1,2	2	-	1,2	-	-	-	
Kuat IV	1,2	2	1,8	1,2	1,8	1,2	-	
Kuat V	1,2	2	-	-	-	-	-	
Ekstrem I	1,2	2	0,5	1,2	-	-	1	
Ekstrem II	1,2	2	0,5	-	-	-	1	

Gaya geser dan momen yang bekerja dikalikan dengan faktor beban ultimit dan dikombinasikan sesuai dengan Tabel 5.12. Kombinasi momen dan geser ultimit ditunjukkan dalam Tabel 5.13 dan Tabel 5.14 di bawah ini.

Tabel 5.13 Kombinasi Beban Gaya Geser PCI Girder

Kombinasi Gaya Geser Ultimit (kN)								
Keadaan Batas	(VMS) Beban Mati	(VMA) Beban Mati Tambahan	(VTG) Beban Gandar	(VEW) Beban Angin	(VHR) Beban Horizontal	(VKJ) Beban Kejut	(VEQ) Beban Gempa	Jumlah
Kuat I	441,5	543,9	798,8	-	588,9	197,6	-	2570,8
Kuat II	441,5	543,9	621,3	-	588,9	197,6	-	2393,2
Kuat III	441,5	543,9	-	20,6	-	-	-	1006,0
Kuat IV	441,5	543,9	798,8	20,6	588,9	-	-	2393,7
Kuat V	441,5	543,9	-	-	-	-	-	985,5
Ekstrem I	441,5	543,9	221,9	20,6	-	-	192	1419,9
Ekstrem II	441,5	543,9	221,9	-	-	-	192	1399,3

Tabel 5.14 Kombinasi Beban Momen PCI Girder

Kombinasi Momen Ultimit (kNm)								
Keadaan Batas	(MMS) Beban Mati	(MMA) Beban Mati Tambahan	(MTG) Beban Gandar	(MEW) Beban Angin	(MHR) Beban Horizontal	(MKJ) Beban Kejut	(MEQ) Beban Gempa	Jumlah
Kuat I	3642,8	4487,4	6590,1	-	4858,1	1630,3	-	15173,8
Kuat II	3642,8	4487,4	5125,7	-	4858,1	1630,3	-	13709,3
Kuat III	3642,8	4487,4	-	169,6	-	-	-	2264,8
Kuat IV	3642,8	4487,4	6590,1	169,6	4858,1	1630,3	-	15343,4
Kuat V	3642,8	4487,4	-	-	-	-	-	2095,2
Ekstrem I	3642,8	4487,4	1830,6	169,6	-	-	1583,8	5679,2
Ekstrem II	3642,8	4487,4	1830,6	-	-	-	1583,8	5509,6

5.5 Perhitungan Eksentrisitas, Gaya Prategang Transfer, dan Tendon

Dalam perhitungan gaya prategang, eksentrisitas, dan jumlah tendon pada struktur prategang, SNI 1725:2016 berperan penting dalam memberikan panduan terkait beban yang harus dipertimbangkan.

5.5.1 Eksentrisitas Tendon

Dalam beton prategang adalah jarak antara sumbu pusat massa dari tendon prategang dengan sumbu pusat massa dari elemen beton yang diperkuat oleh prategang tersebut yang menjadi faktor penting karena memengaruhi distribusi gaya dalam elemen struktural.

Perhitungan jarak pusat berat tendon baris 1 dan 2 terhadap alas bawah girder pada tengah bentang dapat dihitung seperti yang termuat dalam Tabel 5.15 dibawah ini (z_0).

Tabel 5.15 Eksentrisitas Tendon

Letak Tendon	y (m)	A (m ²)	y.A (m ³)
1	0,350	0,00236	0,00083
2	0,150	0,00236	0,00035
3	0,150	0,00218	0,00033
4	0,150	0,00218	0,00033
Jumlah		0,00907	0,00183

$$\begin{aligned} \text{Pusat berat tendon dari alas } PCI \text{ Girder } (Z_0) &= \frac{\sum y \cdot A}{\sum A} \\ &= \frac{0,00907}{0,00183} \\ &= 0,202 \text{ m} \end{aligned}$$

$$= 0,220 \text{ m (asumsi terpakai)}$$

$$\text{Titik berat dari alas bawah } PCI \text{ Girder } (y_b) = 1,016 \text{ m (Sub-subbab 5.3.1)}$$

$$\text{Titik berat dari alas bawah } PCI \text{ Girder } (y_{bc}) = 1,311 \text{ m (Sub-subbab 5.3.2)}$$

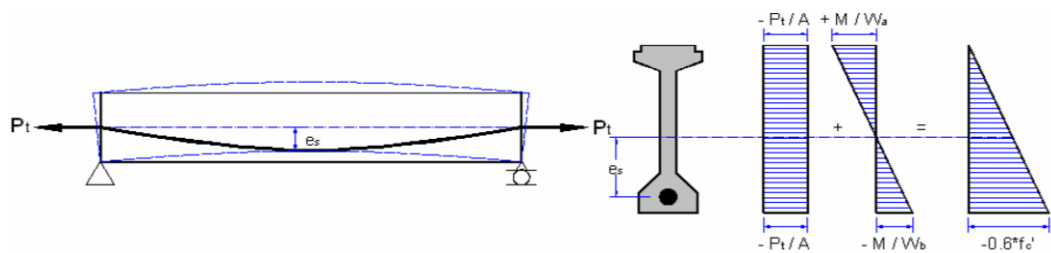
$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas tendon } (e_s) &= y_b - z_0 \\ &= 1,016 - 0,220 \\ &= 0,796 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas komposit tendon } (e'_s) &= e_s + (y_{bc} - y_b) \\ &= 0,796 + (1,311 - 1,016) \\ &= 1,091 \text{ m} \end{aligned}$$

5.5.2 Gaya Prategang Transfer

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya, nilai gaya prategang awal saat penyaluran *PCI Girder* harus dibatasi ($0,60f'_{ci}$) seperti yang terlihat Gambar 5.21 di bawah ini.

1. Kondisi Awal (Saat Transfer)



Gambar 5.21 Diagram Tegangan Kondisi Awal (Transfer)

Tegangan ijin saat transfer ($0,60f'_{ci}$)	= 19920 kPa	(Sub-subbab 5.1.2)
Momen berat sendiri <i>Girder</i> (Mb)	= 2880,61 kNm	(Sub-subbab 5.4.1)
Luas penampang (A)	= 0,7523 m ²	(Sub-subbab 5.3.1)
Tahanan momen sisi atas (wa)	= 0,3823 m ³	(Sub-subbab 5.3.1)
Tahanan momen sisi bawah (wb)	= 0,4078 m ³	(Sub-subbab 5.3.1)
Titik berat thd sisi bawah (yb)	= 1,016 m	(Sub-subbab 5.3.1)

$$\begin{aligned} \text{Gaya prategang pada serat atas } (P_{t1}) &= \frac{Mb}{\left(es - \left(\frac{wa}{A}\right)\right)} \quad (\text{Rumus 3.3}) \\ &= \frac{2880,61}{\left(0,796 - \left(\frac{0,3823}{0,7523}\right)\right)} \\ &= 10007,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya prategang pada serat bawah } (P_{t2}) &= \frac{(0,60 \cdot f'_{ci} \cdot wb) + Mb}{\left(\left(\frac{wb}{A}\right) + es\right)} \quad (\text{Rumus 3.4}) \\ &= \frac{(19920 \cdot 0,4078) + 2880,61}{\left(\left(\frac{0,4078}{0,7523}\right) + 0,796\right)} \\ &= 8224,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya prategang awal terpakai dapat diambil nilai yang terkecil.

$$\text{Gaya prategang awal } (Pt) = 8224,12 \text{ kN}$$

5.5.3 Jumlah Tendon

Digunakan kabel baja prategang yang terdiri dari beberapa kawat baja untaian "*strands cable*" dengan *standar VSL* seperti yang terlihat pada Tabel 5.1 di atas.

2. Kondisi Akhir

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya prategang awal } (P_t) &= 8224,12 \text{ kN} \\
 \text{Beban putus satu strand } (P_{bs1}) &= 250 \text{ kN} \\
 \text{Reduksi putus satu } strands (\phi) &= 0,8 \\
 \text{Beban putus satu tendon } (P_{b1}) &= P_{bs1} \times n \\
 &= 250 \times 12 \\
 &= 3000 \text{ kN} \\
 \text{Tendon yang dibutuhkan } (n_t) &= \frac{P_t}{\phi \cdot 0,85 \cdot P_{b1}} \\
 &= \frac{8224,12}{0,8 \cdot 0,85 \cdot 3000} \\
 &= 4,03 \text{ tendon} \\
 \text{Jumlah tendon pakai, } (n_t \text{ pakai}) &= 4 \text{ tendon} \\
 \text{Strands minimal } (n_s \text{ min}) &= \frac{P_t}{\phi \cdot 0,85 \cdot P_{bs1}} \\
 &= \frac{8224,12}{0,8 \cdot 0,85 \cdot 250} \\
 &= 48,38 \text{ strands} \\
 \text{Strands pakai } (n_s \text{ pakai}) &= 51 \text{ strands}
 \end{aligned}$$

Pertimbangan menambah *strands* menjadi 51 yaitu semakin banyak *strands* digunakan, semakin besar kapasitas lentur balok, sehingga mampu menahan beban lebih besar serta kekuatan prategang meningkat, yang mengurangi lendutan dan menjaga performa struktur jangka panjang.

Berdasarkan perhitungan di atas, digunakan 4 buah tendon yang disusun dalam 2 baris, dengan baris pertama berjumlah 3 tendon dan baris kedua 1 buah tendon, seperti yang terlihat pada Tabel 5.16 di bawah ini.

Tabel 5.16 Posisi Penyebaran Tendon

Kode	Tendon	Keterangan	Ns	Keterangan	Jumlah strand tiap baris (Nst)	Keterangan
Tendon baris 1 (n ₁)	3	Tendon	13	Strands per tendon	39	strand
Tendon baris 1 (n ₂)	1	Tendon	12	Strands per tendon	12	strand
Total (nt)	4	Tendon		Total (Ns)	51	strand

$$\begin{aligned}
 \text{Luas baja prategang pakai } (A_{ps}) &= n_s \cdot A_{st} \\
 &= 51 \cdot \frac{143,3}{1000000} \\
 &= 0,00731 \text{ m}^2 (7308,3 \text{ mm}^2)
 \end{aligned}$$

$$\text{Diameter selongsong tendon (Dt)} = 96 \text{ mm.}$$

$$\text{Tebal selimut beton (Ds)} = 40 \text{ mm (asumsi)}$$

Cek diameter pada tendon terbanyak, yaitu 3 tendon pada baris pertama.

$$\text{Jumlah tendon (nt)} = 3 \text{ tendon}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak bebas datar minimal} &> 0,7 \times D \text{ (VSL Standar)} \\
 &= 0,7 \times 96 \\
 &= 67,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak bebas datar antar tendon} &= (\text{lebar girder} - 2 \times D_s - nt \times Dt) / (nt-1) \\
 &= (700 - 2 \times 40 - 96 \times 3) / (3-1) \\
 &= 166 \text{ mm} > 67,2 \text{ mm (memenuhi)} \\
 &= 150 \text{ (terpakai)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban satu tendon } (P_{\text{tendon}}) &= \frac{P_t}{nt} \\
 &= \frac{8224,12}{4} \\
 &= 2056,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Persentase tegangan leleh } (P_0) &= \frac{P_t}{0,85 \cdot n_s \cdot P_{bs1}} \text{ (saat jacking force (\%))} \\
 &= \frac{8224,12}{0,85 \cdot 51 \cdot 250} \\
 &= 75,89\% < 85\% \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya prategang akibat jacking } (P_j) &= P_0 \cdot (n_s \cdot P_{bs1}) \\
 &= 75,89 \cdot 51 \cdot 250 \\
 &= 9675,44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

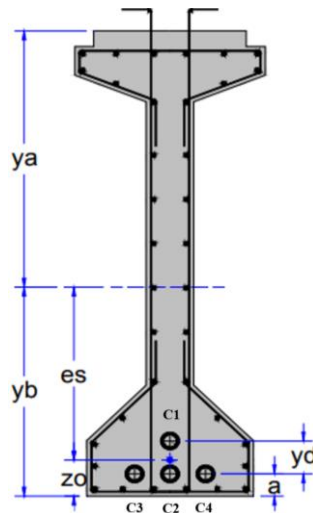
$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan tarik tendon } jacking (f_{pj}) &= \frac{P_j}{A_{ps}} \\
 &= \frac{9675,44}{0,00731} \\
 &= 1323897,22 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan RSNIT-12-2004 pasal 4.4.3.2.2 tegangan ijin tarik tendon transfer tidak boleh melebihi nilai berikut ini.

$$\begin{aligned}
 0,85 \cdot f_{pu} &= 1581000 \text{ kPa} > f_{pj} \\
 &= 1581000 \text{ kPa} > 1323897,22 \text{ kPa} \text{ (Aman)} \\
 0,94 \cdot f_{py} &= 1485200 \text{ kPa} > f_{pj} \\
 &= 1485200 \text{ kPa} > 1323897,22 \text{ kPa} \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

5.5.4 Posisi Tendon di Tengah Bentang

Pada analisis sebelumnya, direncanakan menggunakan 4 tendon dengan sistem prategang paska-tarik. Tendon dipasang dalam 2 baris, dimana baris pertama terdiri dari 3 tendon dan baris kedua terdiri dari 1 tendon.



Gambar 5.22 Posisi Tendon di Tengah Bentang

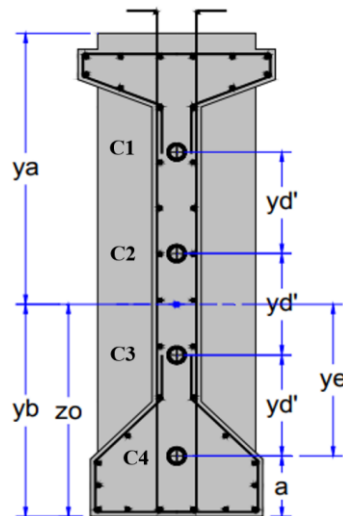
$$\begin{aligned}
 \text{Jarak alas ke titik berat tendon baris ke-1 (a)} &= 0,150 \text{ m (dipakai)} \\
 \text{Jumlah } strands \text{ pakai (ns)} &= 51 \text{ strands} \\
 \text{Jumlah } strands \text{ minimum pakai 1 tendon (n2)} &= 12 \text{ strands} \\
 \text{Pusat berat tendon thd sisi alas bawah (Z0)} &= 0,220 \text{ m (dipakai)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak vertikal antar tendon } (y_d) &= \frac{ns \min. 0,85 \cdot (z_0 - a)}{n^2 \cdot 0,85} \\
 &= \frac{48,38 \cdot 0,85 \cdot (220 - 150)}{12 \cdot 0,85} \\
 &= 0,203 \text{ m} \\
 &= 0,200 \text{ m (dipakai)} \\
 \text{Jarak baris tendon ke-2 terhadap alas } (Z_2) &= a + y_d \\
 &= 0,150 + 0,200 \\
 &= 0,350 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jadi dapat diketahui jarak tendon baris ke-1 dan ke-2 dari alas penampang ke titik berat tendon berturut-turut sebesar 0,150 m dan 0,350 m.

5.5.5 Posisi Tendon di Ujung Bentang

Tata letak tendon di ujung bentang terlihat seperti Gambar 5.23 di bawah ini:



Gambar 5.23 Posisi Tendon di Ujung Bentang

Tabel 5.17 Jumlah Tendon Masing-Masing Baris

Jumlah tendon baris ke -1	n1 =	1	Tendon	12	<i>Strands</i>
Jumlah tendon baris ke-2	n2 =	1	Tendon	13	<i>Strands</i>
Jumlah tendon baris ke-3	n3 =	1	Tendon	13	<i>Strands</i>
Jumlah tendon baris ke-4	n4 =	1	Tendon	13	<i>Strands</i>
Jumlah		4	Tendon	51	<i>Strands</i>

Perhitungan momen statis tendon terhadap pusat tendon terbawah disajikan dalam Tabel 5.18 di bawah ini.

Tabel 5.18 Momen Statis

Baris tendon (ni)	Jumlah Strands (nsi)	Jarak As Tendon dengan As Tendon Terbawah (y_d')	Statis Momen ($ni \times y_d'$)
n1	12	$0 y_d'$	$0 y_d'$
n2	13	$1 y_d'$	$13 y_d'$
n3	13	$2 y_d'$	$26 y_d'$
n4	13	$3 y_d'$	$39 y_d'$
Jumlah (Σni)			$78 y_d'$

$$\text{Jarak tendon bawah terhadap alas (a')} = 0,450 \text{ m (ditetapkan)}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik berat thd pusat tendon terbawah (ye)} &= y_b - a' \\ &= 1,0160 - 0,450 \\ &= 0,566 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah strands pakai (ns)} = 51 \text{ strands}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baris tendon (} y_d' \text{)} &= \frac{ns \times ye}{\Sigma ni} \\ &= \frac{51 \times 0,566}{78} \\ &= 0,370 \text{ m} \\ &= 0,380 \text{ (dipakai)} \end{aligned}$$

Maka jarak masing-masing baris tendon terhadap alas adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Jarak baris tendon 1 terhadap alas (} z_1' \text{)} &= a' + 3y_d' \\ &= 0,450 + 3 \cdot 0,325 \\ &= 1,590 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak baris tendon 2 terhadap alas (} z_2' \text{)} &= a' + 2y_d' \\ &= 0,450 + 2 \cdot 0,325 \\ &= 1,210 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak baris tendon 3 terhadap alas (} z_3' \text{)} &= a' + 1y_d' \\ &= 0,450 + 1 \cdot 0,325 \\ &= 0,830 \text{ m} \end{aligned}$$

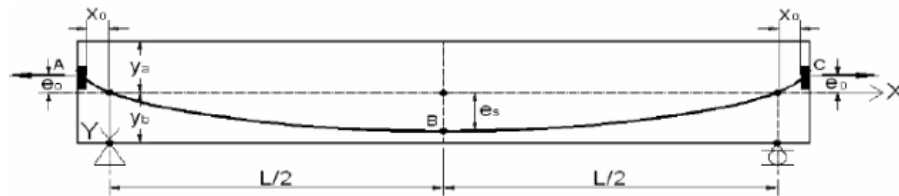
$$\begin{aligned} \text{Jarak baris tendon 4 terhadap alas (} z_4' \text{)} &= (a') \\ &= 0,450 \text{ m} \end{aligned}$$

Berikut Tabel 5.19 rekapitulasi posisi tendon di tengah bentang dan di ujung bentang pada penampang *PCI Girder*.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Posisi Tendon

Nomor Tendon	Posisi Tendon Ditinjau dari Alas (m)	
	Ujung Bentang	Tengah Bentang
1	1,590	0,350
2	1,210	0,150
3	0,830	0,150
4	0,450	0,150

5.5.6 Lintasan Tendon Inti



Gambar 5.24 Skema Lintasan Inti Tendon

Panjang bentang (L) = 33 m

Eksentrisitas (e_s) = (f_i) = 0,796 m (Sub-subbab 5.5.1)

Dengan persamaan lintasan tendon berikut ini,

$$Y = 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X).$$

Dari persamaan tersebut dapat dicari lintasan inti tendon sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Pada } X=1 \text{ dari tumpuan Y} &= 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) \\ &= 4 \cdot 0,796 \cdot \frac{1}{33^2} (33 - 1) \\ &= 0,094 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pada } X = 2 \text{ dari tumpuan Y} &= 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) \\ &= 4 \cdot 0,796 \cdot \frac{2}{33^2} (33 - 2) \\ &= 0,181 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pada } X = 3 \text{ dari tumpuan Y} &= 4.f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X) \\ &= 4 \cdot 0,796 \cdot \frac{3}{33^2} (33 - 3) \\ &= 0,263 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan lintasan tendon dilakukan hingga $X = 16$ atau sampai pada tengah bentang. Berikut ini adalah Tabel 5.20 yang berisi rekapitulasi lintasan tendon inti:

Tabel 5.20 Rekapitulasi Lintasan Inti Tendon

X (m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
0	0,000	9	0,632
1	0,094	10	0,672
2	0,181	11	0,708
3	0,263	12	0,737
4	0,339	13	0,760
5	0,409	14	0,778
6	0,474	15	0,789
7	0,532	16	0,796
8	0,585		

5.5.7 Tata Letak Kabel (*Cable*)

Berikut merupakan perhitungan tata letak kabel pada jarak $X = 5$ m

$$\text{Panjang bentang jembatan (L)} = 33 \text{ m}$$

$$\text{Jarak bentang yang ditinjau (X)} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Letak titik berat alas bawah tendon (y_b)} = 1,016 \text{ m}$$

$$\text{Eksentrisitas tendon (e_s)} = 0,796 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Ujung ke tengah bentang tendon (f₁)} &= 1,590 - 0,350 \\ &= 1,240 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ujung ke tengah bentang tendon (f₂)} &= 1210 - 0,150 \\ &= 1,060 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ujung ke tengah bentang tendon (f₃)} &= 0,830 - 0,150 \\ &= 0,680 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ujung ke tengah bentang tendon (f₄)} &= 0,450 - 0,150 \\ &= 0,300 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Lintasan kabel pusat berat tendon thd} = y_b - 4 \cdot e_s \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$$

$$\begin{aligned} \text{sisi bawah girder (Z₀)} &= 1,016 - 4 \cdot 0,796 \cdot \frac{5}{33^2} \cdot (33 - 5) \\ &= 0,607 \end{aligned}$$

$$\text{Lintasan kabel tendon 1 (Z₁)} = Z'_1 - 4 \cdot f_1 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X)$$

$$\begin{aligned} &= 1,590 - 4 \cdot 1,240 \cdot \frac{5}{33^2} \cdot (33 - 5) \\ &= 0,952 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lintasan kabel tendon 2 (Z}_2\text{)} &= Z'_2 - 4 \cdot f_2 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\
 &= 1,210 - 4 \cdot 1,060 \cdot \frac{5}{33^2} \cdot (33 - 5) \\
 &= 0,665 \text{ m}
 \end{aligned}$$

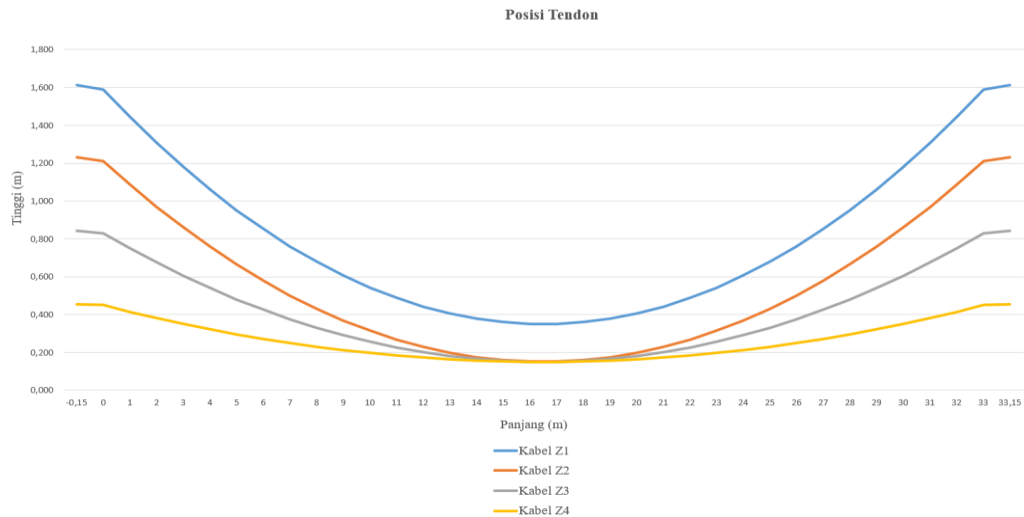
$$\begin{aligned}
 \text{Lintasan kabel tendon 3 (Z}_3\text{)} &= Z'_3 - 4 \cdot f_3 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\
 &= 0,830 - 4 \cdot 0,680 \cdot \frac{5}{33^2} \cdot (33 - 5) \\
 &= 0,480 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lintasan kabel tendon 4 (Z}_4\text{)} &= Z'_4 - 4 \cdot f_4 \cdot \frac{X}{L^2} \cdot (L - X) \\
 &= 0,450 - 4 \cdot 0,300 \cdot \frac{5}{33^2} \cdot (33 - 5) \\
 &= 0,296 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.21 Rekapitulasi Posisi Masing-Masing Kabel (cable)

Jarak X (m)	Trace Z ₀ (m)	Posisi Kabel (m)			
		Z1	Z2	Z3	Z4
0	1,016	1,590	1,210	0,830	0,450
1	0,922	1,444	1,085	0,750	0,415
2	0,835	1,308	0,969	0,675	0,382
3	0,753	1,180	0,860	0,605	0,351
4	0,677	1,062	0,758	0,540	0,322
5	0,607	0,952	0,665	0,480	0,296
6	0,542	0,852	0,579	0,425	0,271
7	0,484	0,761	0,501	0,375	0,249
8	0,431	0,679	0,431	0,330	0,230
9	0,384	0,606	0,369	0,290	0,212
10	0,344	0,542	0,314	0,256	0,197
11	0,308	0,488	0,268	0,226	0,183
12	0,279	0,442	0,229	0,201	0,172
13	0,256	0,406	0,198	0,181	0,163
14	0,238	0,378	0,174	0,166	0,157
15	0,227	0,360	0,159	0,156	0,152
16	0,221	0,351	0,151	0,151	0,150

Dari perhitungan posisi masing-masing kabel di atas dapat dibuat grafik lintasan sebagaimana yang terlihat pada Gambar 5.25 di bawah ini.



Gambar 5.25 Grafik Lintasan Masing-Masing Tendon

5.5.8 Sudut Angkur

Perhitungan sudut angkur dilakukan dengan menurunkan persamaan lintasan tendon seperti berikut

$$\text{Persamaan sudut angkur tendon } (Y) = 4 \cdot f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X)$$

$$\left(\frac{dY}{dX}\right) = 4 \cdot f_i \cdot \frac{X}{L^2} (L - X)$$

$$\text{Posisi angkur berada di tumpuan } (X) = 0$$

$$\frac{dY}{dX} = \frac{4 \cdot f_i}{L^2}$$

Persamaan sudut angkur menjadi $(\alpha) = \arctan\left(\frac{dY}{dX}\right)$ dengan nilai f_i perhitungan sebelumnya pada (Sub-subbab 5.7.5):

$$\text{Ujung ke tengah bentang tendon } (f_1) = 1,240 \text{ m}$$

$$\text{Ujung ke tengah bentang tendon } (f_2) = 1,060 \text{ m}$$

$$\text{Ujung ke tengah bentang tendon } (f_3) = 0,680 \text{ m}$$

$$\text{Ujung ke tengah bentang tendon } (f_4) = 0,300 \text{ m}$$

Maka nilai sudut angkur dapat diketahui dengan perhitungan sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned} \text{Sudut angkur tendon 1 } (\alpha_{z1}) &= \arctan \left(\frac{4 \cdot f_i}{L^2} \right) \\ &= \arctan \frac{4 \cdot 1,240}{33^2} \\ &= 0,148 \text{ rad} \\ &= 8,47^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sudut angkur tendon } (\alpha_{z2}) &= \arctan \left(\frac{4 \cdot f_i}{L^2} \right) \\ &= \arctan \frac{4 \cdot 1,060}{33^2} \\ &= 0,127 \text{ rad} \\ &= 7,26^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sudut angkur tendon } (\alpha_{z3}) &= \arctan \left(\frac{4 \cdot f_i}{L^2} \right) \\ &= \arctan \frac{4 \cdot 0,680}{33^2} \\ &= 0,082 \text{ rad} \\ &= 4,67^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sudut angkur tendon } (\alpha_{z4}) &= \arctan \left(\frac{4 \cdot f_i}{L^2} \right) \\ &= \arctan \frac{4 \cdot 0,300}{33^2} \\ &= 0,036 \text{ rad} \\ &= 2,06^\circ \end{aligned}$$

Berikut merupakan Tabel 5.25 rekapitulasi perhitungan sudut angkur.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Perhitungan Sudut Angkur

Nomor Tendon	α_i (rad)	α_i (derajat)
1	0,148	8,47
2	0,127	7,26
3	0,082	4,67
4	0,036	2,06

5.5.9 Pembesian Tulangan Non Prategang Pokok

Menurut SNI 2847:2019, direkomendasikan penggunaan tulangan non-prategang sebesar 1-2% dari luas penampang beton pada elemen prategang untuk meningkatkan kekuatan terhadap gaya tarik, meningkatkan daktilitas, dan mengontrol retakan. Perhitungan pembesian dibagi menjadi dua, yaitu desain tulangan pokok dan tulangan sengkang, dengan rincian sebagai berikut.

Diameter tulangan pokok	= D13 mm (ditentukan)
Diameter tulangan sengkang	= D10 mm (ditentukan)
Luas penampang baja tulangan (A_s)	= $\pi / 4 \cdot D^2$ = $\pi / 4 \cdot 13^2$ = 0,00013 m ²
Persentase dari luasan penampang	= 0,5% (beton mutu tinggi)

a. Tampang Atas

Luas tampang bagian atas (A_{Atas})	= $A_1 + A_2 + A_3$ (Tabel 5.2) = 0,045 + 0,104 + 0,036 = 0,1848 m ²
Luas tulangan bagian atas ($A_{s Atas}$)	= 0,5% . A_{Atas} = 0,5% . 0,1848 = 0,000924 m ²
Jumlah tulangan minimum	= $A_{s Atas} / A_s$ = 0,000924 / 0,00013 = 6,96 buah
Digunakan tulangan tampang atas	= 10 D 13

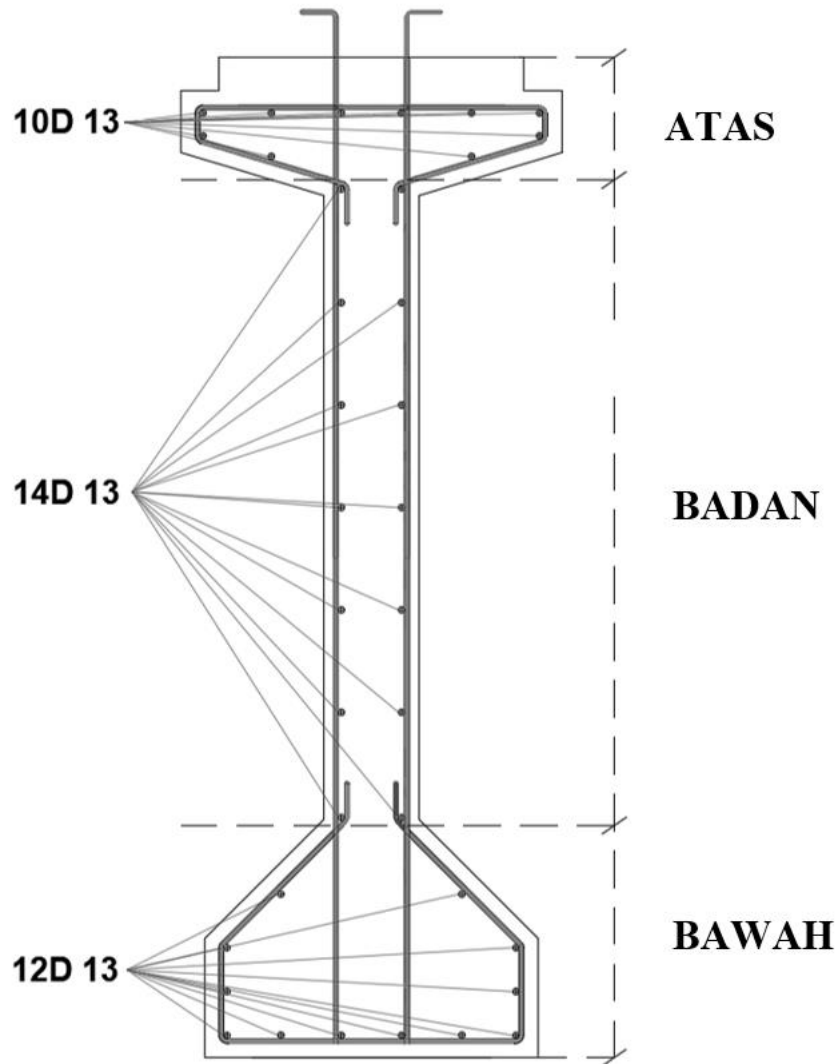
b. Tampang Badan

$$\begin{aligned} \text{Luas tampang bagian badan (A}_{\text{Badan}}) &= A_4 \text{ (Tabel 5.2)} \\ &= 0,3300 \text{ m}^2 \\ \text{Luas tulangan bagian badan (As}_{\text{Badan}}) &= 0,5\% \cdot A_{\text{Badan}} \\ &= 0,5\% \cdot 0,3300 \\ &= 0,001650 \text{ m}^2 \\ \text{Jumlah tulangan minimum} &= \text{As}_{\text{Badan}} / \text{As} \\ &= 0,001650 / 0,00013 \\ &= 12,44 \text{ buah} \\ \text{Digunakan tulangan tampang badan} &= 14 \text{ D } 13 \end{aligned}$$

c. Tampang Bawah

$$\begin{aligned} \text{Luas tampang bagian bawah (A}_{\text{Bawah}}) &= A_5 + A_6 \text{ (Tabel 5.2)} \\ &= 0,063 + 0,175 \\ &= 0,2375 \text{ m}^2 \\ \text{Luas tulangan bagian bawah (As}_{\text{Bawah}}) &= 0,5\% \cdot A_{\text{Bawah}} \\ &= 0,5\% \cdot 0,2375 \\ &= 0,001188 \text{ m}^2 \\ \text{Jumlah tulangan minimum} &= \text{As}_{\text{Bawah}} / \text{As} \\ &= 0,001188 / 0,00013 \\ &= 8,95 \text{ buah} \\ \text{Digunakan tulangan tampang bawah} &= 12 \text{ D } 13 \end{aligned}$$

Oleh karena itu, berdasarkan perhitungan tersebut, penampang tulangan arah memanjang pada *PCI girder* yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.26 di bawah ini.



Gambar 5.26 Pembesian Tulangan Arah Memanjang *PCI Girder*

5.5.10 Pembesian Tulangan Non Prategang Sengkang

a. Data Untuk Analisis Sengkang

Mutu beton <i>PCI Girder</i> ($F'c$)	= 41,5 MPa	(Sub-subbab 5.1.2)
Nilai kuat tarik (F_y)	= 320 Mpa	(Sub-subbab 5.1.4)
Koefisien beta tulangan geser (β_1)	= 0,85	(SNI 2847:2019)
Berat sendiri <i>PCI Girder</i> (Q_u)	= 21,162 kN/m	(Tabel 5.4)
Panjang bentang <i>PCI Girder</i> (L)	= 33000 mm	(Sub-subbab 5.1.1)
Tinggi balok (H)	= 2100 mm	(Sub-subbab 5.1.1)
Lebar rata-rata balok (B)	= nilai (b) dari	(Tabel 5.2)
	= $\frac{(b_1+b_2+b_3+b_3+b_4+b_5+b_5+b_6)}{8}$	
	= $\frac{(0,64+0,8+0,3+0,3+0,2+0,25+0,25+0,7)}{8}$	
	= 0,430 m	
	= 430 mm	
Selimut beton (ds)	= 40 mm	(ditentukan)
Lebar efektif balok (d)	= $B - (2 \times ds)$	
	= 430 - (2 x 40)	
	= 350 mm	
Jarak setengah bentang (Bb)	= $\frac{1}{2} \times L$	
	= $\frac{1}{2} \times 33000$	
	= 16500 mm	
Faktor reduksi geser (Φ)	= 0,75	(SNI 2847:2019)
Diameter Tul.pokok (D pokok)	= 13 mm	(ditentukan)
Diameter Tul.sengkang (φ sengkang)	= 10 mm	(ditentukan)
Jumlah kaki sengkang (n sengkang)	= 4 kaki	(ditentukan)

b. Perhitungan

Geser maksimum ujung bentang (V_u)	= 2570,75	(Tabel 5.13)
Kekuatan geser beton (V_c)	= $0,17 \cdot \sqrt{(f'c)} \cdot H \cdot \frac{d}{10^3}$	
	= $0,17 \cdot \sqrt{(41,5)} \cdot 2100 \cdot \frac{350}{10^3}$	
	= 804,93 kN	

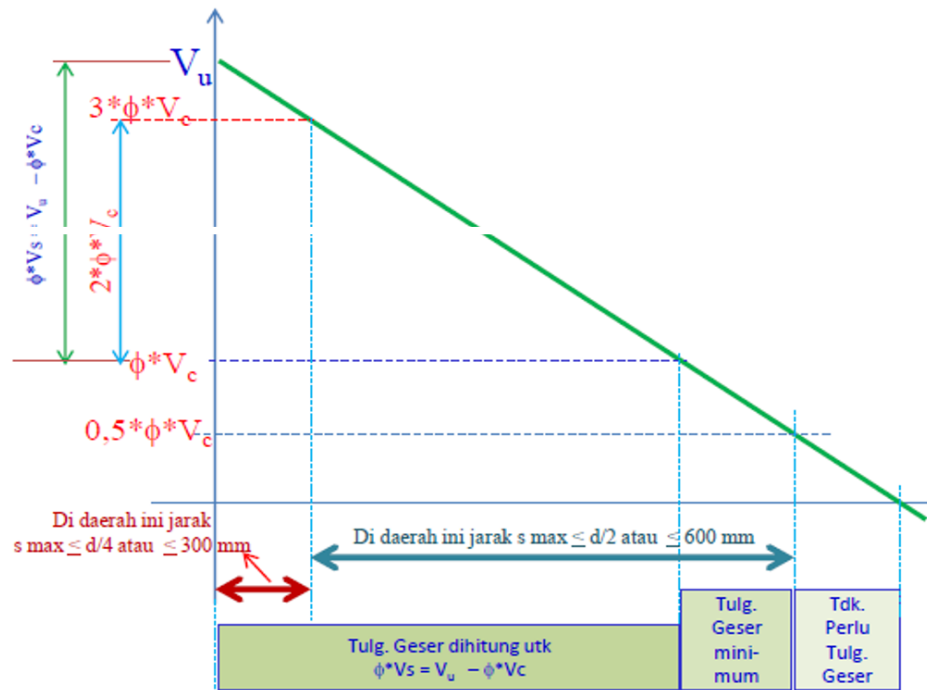
$$\begin{aligned} \text{Kekuatan geser nominal beton } (\Phi V_c) &= V_c \times \Phi \\ &= 804,93 \times 0,75 \\ &= 603,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan geser nominal sengkang } (\Phi V_s) &= V_u - \Phi V_c \\ &= 2570,75 - 603,7 \\ &= 1967,05 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan geser sengkang } (V_s) &= \Phi V_s \cdot \Phi \\ &= 1967,05 \cdot 0,75 \\ &= 1475,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.23 Nilai Batas Geser dan Kontrol

Nilai-Nilai Batas			
BATAS 1	ΦV_c	603,70	kN
BATAS 2	$0,5 \times \Phi V_c$	301,85	kN
BATAS 3	$2 \times \Phi V_c$	1207,40	kN
BATAS 4	$3 \times \Phi V_c$	1811,10	kN
BATAS 5	$5 \times \Phi V_c$	3018,50	kN
Kontrol			
KONTROL 1	$V_u < 0,5 \times \Phi V_c$		
	2570,75 < 301,85		
	(Tidak sesuai), maka secara teoritis perlu dipasang tul.geser		
KONTROL 2	$0,5 \times \Phi V_c < V_u \leq \Phi V_c$		
	301,85 < 2570,75 ≤ 603,70		
	(Tidak sesuai), maka tidak dipasang tul.geser minimum		
KONTROL 3	$\Phi V_c < V_u \leq 3 \times \Phi V_c$		
	603,70 < 2570,75 ≤ 1811,10		
	(Tidak sesuai), maka tul.geser (sengkang) tidak harus dihitung dan jarak antar sengkang (s) memenuhi syarat < 600 mm dan < d/2.		
KONTROL 4	$3 \times \Phi V_c < V_u \leq 5 \times \Phi V_c$		
	1811,10 < 2570,75 ≤ 3018,50		
	(Sesuai), maka tul.geser (sengkang) harus dihitung dan jarak antar sengkang (s) memenuhi syarat < 300 mm dan < d/4.		
KONTROL 5	$V_u > 5 \times \Phi V_c$		
	2570,75 > 3018,50		
	(Tidak sesuai), maka ukuran balok tidak harus diubah / diperbesar.		



Gambar 5.27 Diagram Syarat Jarak Senggang Terhadap Gaya Geser

Gaya geser faktual yang bekerja pada Balok (V_u) = 2570,75 kN

Kuat geser tulangan geser setelah direduksi (ΦV_s) = 1967,05 kN

Kuat geser pada beton setelah direduksi (ΦV_c) = 603,70 kN

Setengah dari (ΦV_c) setelah direduksi ($0.5 \times \Phi V_c$) = 301,85 kN

c. Perhitungan koordinat titik:

Panjang bentang *PCI Girder* (L) = 33 m

Panjang setengah bentang *PCI Girder* ($\frac{1}{2} L$) = 16,5 m

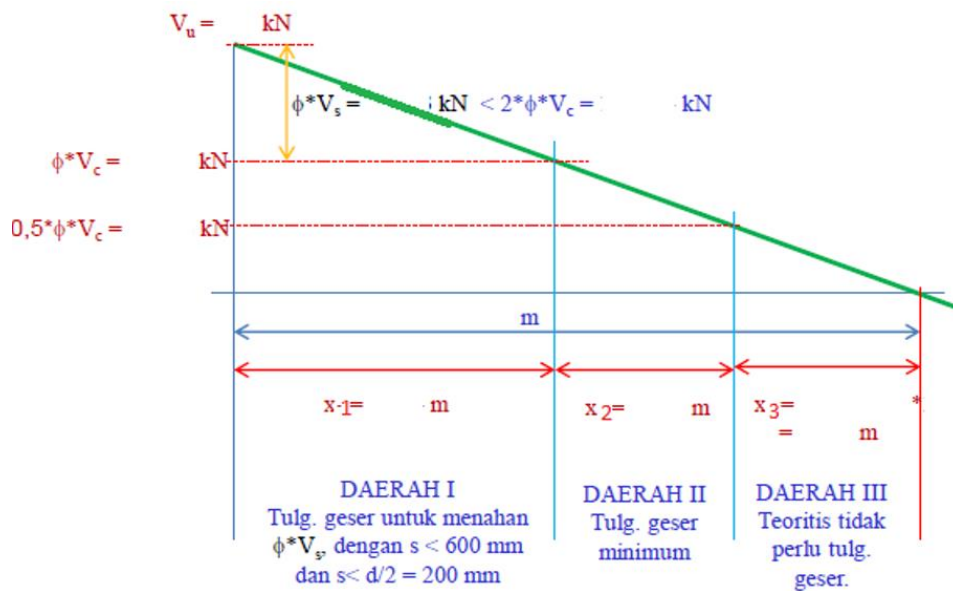
Panjang daerah area II (x_2) = $\frac{0,5 \cdot \Phi V_c}{V_u} \cdot \frac{1}{2} L$
 = $\frac{301,85}{1285,38} \cdot 16,5$
 = 3,87 m

= 4,5 m (dipakai)

Panjang daerah area III (x_3) = secara teoritis tidak perlu tulangan geser tetapi dipakai seperti daerah II.

$$\begin{aligned}
 &= 3,87 \text{ m} \\
 &= 3 \text{ m (dipakai)} \\
 \text{Panjang daerah area I (x1)} &= (\frac{1}{2} L) - x2 - x3 \\
 &= 16,5 - 4,5 - 3 \\
 &= 9 \text{ m (dipakai)}
 \end{aligned}$$

Pembagian jarak daerah x1, x2, dan x3 pada tulangan sengkang terhadap gaya geser bisa dilihat pada Gambar 5.28



Gambar 5.28 Diagram Pembagian Daerah Geser Sengkang dan Jarak Sengkang Terhadap Gaya Geser

Batas-batas daerah yang tidak memerlukan tulangan geser

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar efektif balok (d)} &= 350 \text{ mm} \\
 \text{Batas (d/4)} &= d/4 \\
 &= 350/4 \\
 &= 87,5 \text{ mm} < 200 \text{ mm (aman)} \\
 \text{Batas (d/2)} &= d/2 \\
 &= 350/2 \\
 &= 175 \text{ mm} < 600 \text{ (aman)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter tul.sengkang } (\varphi \text{ sengkang}) &= 10 \text{ mm} \\
 \text{Digunakan jumlah kaki sengkang} &= 4 \text{ buah} \\
 \text{Luas 1 tulangan sengkang } (A1D) &= \frac{1}{4} \times \pi \times \varphi \text{ sengkang}^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,54 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas total tulangan sengkang } (Av) &= n \times A1D \\
 &= 4 \times 78,5 \\
 &= 314,16 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

d. Perhitungan Tulangan Sengkang Daerah I

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan diperlukan (S perlu)} &= (Av \times fy \times d) / Vs \\
 &= \frac{(314,16 \times 320 \times 350)}{1475,29 \times 1000} \\
 &= 24 \text{ mm} \\
 \text{Tulangan dipakai (S pakai > S Perlu)} &= 75 \text{ mm} > 24 \text{ mm (aman)} \\
 \text{Cek} &= 75 \text{ mm} < 175 \text{ mm (aman)} \\
 &= 75 \text{ mm} < 600 \text{ mm (aman)}
 \end{aligned}$$

Maka pada Daerah I digunakan tulangan sengkang D10-75 mm.

e. Perhitungan Tulangan Sengkang Daerah II

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan diperlukan (S perlu)} &= (3 \times Av \times fy) / H \\
 &= \frac{3 \times 314,16 \times 320}{2100} \\
 &= 144 \text{ mm} \\
 \text{Tulangan dipakai (S pakai > S Perlu)} &= 150 \text{ mm} > 144 \text{ mm (aman)} \\
 \text{Cek} &= 150 \text{ mm} < 175 \text{ mm (aman)} \\
 &= 150 \text{ mm} < 600 \text{ mm (aman)}
 \end{aligned}$$

Maka pada Daerah II digunakan tulangan sengkang D10-150 mm.

f. Perhitungan Tulangan Sengkang Daerah III

Secara teoritis tidak perlu tulangan geser tetapi bisa memakai seperti pada Daerah II atau lebih besar namun ada batasan yaitu tidak lebih dari 600 mm. Maka pada Daerah III digunakan tulangan sengkang D10-300 mm.

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan di atas, dapat dirangkum bahwa jenis dan spesifikasi pemasangan tulangan sengkang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

1) Daerah I

Jarak pemasangan = 9000 mm
= 9 m

Tulangan yang dipakai = D10-75

2) Daerah II

Jarak pemasangan = 4500 mm
= 4,5 m

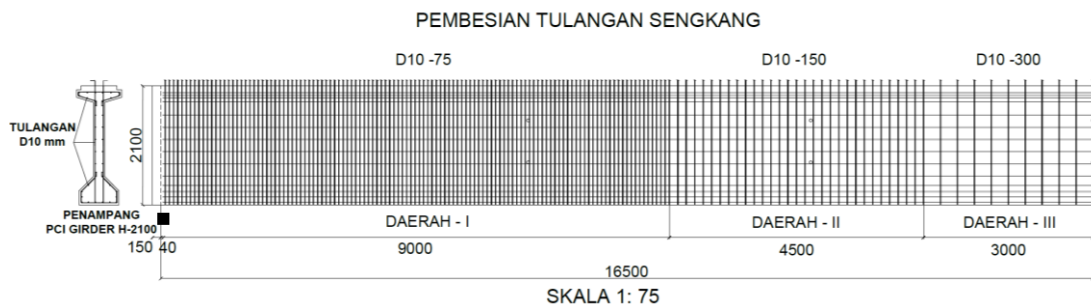
Tulangan yang dipakai = D10-150

3) Daerah III

Jarak pemasangan = 3000 mm
= 3 m

Tulangan yang dipakai = D10-300

Dari perhitungan yang dilakukan, berikut ini merupakan Gambar 5.29 penulangan/pembesian tulangan sengkang arah melintang.



Gambar 5.29 Pembesian Tulangan Arah Melintang PCI Girder

5.6 Kehilangan Gaya Prategang (*Lost Of Prestressed / LOP*)

Kehilangan gaya prategang dapat dibedakan menjadi 2 yaitu kehilangan secara langsung dan kehilangan tergantung dengan waktu.

5.6.1 Kehilangan Gaya Prategang Langsung

Kehilangan gaya prategang ini terdiri dari kehilangan prategang akibat slip angkur, kehilangan tegangan akibat gesekan tendon, kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

a. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Slip Angkur (Δf_{pA})

Panjang tarik masuk slip angkur berkisar antara 2 – 7 mm. Dengan demikian perhitungan kehilangan gaya prategang akibat slip angkur sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Pergeseran angkur } (\Delta A) &= 2 \text{ mm} \\ &= 0,002 \text{ m} \\ \text{Modulus Elastisitas tendon } (E_s) &= 200000 \text{ MPa (Tabel 5.1)} \\ \text{Panjang tendon } (L) &= 33 \text{ m} \\ \text{LOP akibat angkur } (\Delta f_{pA}) &= \frac{\Delta A}{L} \times E_s \\ &= \frac{0,002}{33} \times 200000 \\ &= 12,12 \text{ MPa} \end{aligned}$$

b. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Gesekan Tendon (Δf_{pF})

$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas tendon } (e_s) = y &= 0,796 \text{ m} \quad (\text{Sub-subbab 5.5.1}) \\ \text{Panjang bentang } (L) &= 33 \text{ m} \\ \text{Koefisien alfa } (\alpha) &= \frac{8y}{x} \\ &= \frac{8 \cdot 0,796}{33} \\ &= 0,1930 \text{ rad} \\ \text{Koefisien gesek } (\mu) &= 0,2 \quad (\text{SNI 7833-2012}) \\ \text{Koefisien Wobble } (K) &= 0,002 \quad (\text{SNI 7833-2012}) \\ \text{Gaya prategang awal } (P_i) &= 8224,12 \text{ kN} \\ \text{Bilangan Euler } (e) &= 2,7183 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya prategang gesekan } (P_x) &= P_0 \cdot e^{-(K \cdot L + \mu \cdot \alpha)} \\
 &= 8224,12 \cdot e^{-(0,002 \cdot 33 + 0,2 \cdot 0,1930)} \\
 &= 7407,37 \text{ kN} \\
 \text{Luas baja prategang 51 strands } (A_p) &= 0,00731 \text{ m}^2 \\
 \text{LOP akibat gesekan } (\Delta f_p F) &= \frac{P_t - P_x}{A_p} \\
 &= \frac{8224,12 - 7407,37}{0,00731} \\
 &= 111756,23 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 111,76 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

c. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Perpendekan Elastis (Δf_{cs})

$$\begin{aligned}
 \text{Eksentrisitas tendon } (e_s) &= 0,796 \text{ m} \quad (\text{Sub-subbab 5.1.1}) \\
 \text{Inersia momen thd titik berat balok } (I_x) &= 0,4144 \text{ m}^4 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.1}) \\
 \text{Luas penampang girder } (A) &= 0,7523 \text{ m}^2 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.1}) \\
 \text{Berat jenis beton prategang } (W_c) &= 2500 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.1.1}) \\
 \text{Modulus elastisitas beton } (E_{ci}) &= 0,043 \cdot (w_c)^{1,5} \cdot f'_c \\
 &= 0,043 \cdot (2500)^{1,5} \cdot 41,5 \\
 &= 34626,0153 \text{ MPa} \\
 \text{Modulus elastisitas baja } (E_s) &= 200000 \text{ MPa} \\
 \text{Jumlah strands pakai } (n_s) &= 51 \text{ strands} \\
 \text{Luas baja prategang } (A_{ps}) &= 7308,3 \text{ mm} \\
 \text{Momen berat sendiri PCI Girder } (M_b) &= 2880,61 \text{ kNm} \quad (\text{Sub-subbab 5.4.1}) \\
 \text{Rasio elastik baja dan beton } (n) &= \frac{E_s}{E_c} \\
 &= \frac{200000}{34626,0153} \\
 &= 5,776
 \end{aligned}$$

Tegangan baja setelah LOP akibat pengangkuran dan gesekan tendon adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan baja setelah LOP } (f_{pi}) &= f_{pj} - \Delta f_p A - \Delta f_p F \\
 &= 1323,90 - 12,12 - 111,76 \\
 &= 1200,02 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Gaya Prategang setelah memperhitungkan LOP akibat pengangkuran dan gesekan kabel sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya Prategang setelah } LOP (P_i) &= f_{pi} \cdot A_{ps} \\
 &= 1200,02 \cdot 7308,3 \\
 &= 8770105 \text{ N} \\
 &= 8770,10 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga diperoleh tegangan beton di pusat berat tendon saat transfer sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan beton transfer } (f_{cs}) &= -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e_s^2}{I_x} - \frac{M_b \cdot e_s}{I_x} \\
 &= -\frac{8770,10}{0,7523} - \frac{8770,10 \cdot 0,796^2}{0,4144} - \frac{2880,61 \cdot 0,796}{0,4144} \\
 &= 30601 \text{ kPa} \\
 &= 30,60 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Sehingga kehilangan prategang akibat perpendekan elastis dapat diketahui sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 LOP \text{ akibat gesekan } (\Delta f_{cs}) &= n \cdot f_{cs} \\
 &= 5,776 \cdot 30,60 \\
 &= 176,75 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Menurut Nawy 2001 untuk system prategang paskatarik nilai kehilangan prategang akibat perpendekan elastis dapat diambil setengahnya, sehingga LOP akibat gesekan pakai (Δf_{cs}) = 88,38 MPa.

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan tendon setelah transfer } (f_{ps}) &= f_{pj} - \Delta f_p A - \Delta f_p F - \Delta f_{cs} \\
 &= 1323,90 - 12,12 - 111,76 - 88,38 \\
 &= 1172,51 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas baja prategang } (A_{ps}) &= 0,00731 \text{ m}^2 \text{ (Sub-subbab 5.5.3)} \\
 &= 7308,3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya prategang setelah transfer } (P_i) &= A_{ps} \cdot f_{ps} \\
 &= 7308,3 \cdot 1172,51 \\
 &= 8569090,99 \text{ N} \\
 &= 8569,09 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.6.2 Kehilangan Gaya Prategang Tergantung Waktu

Kehilangan gaya prategang ini terdiri dari kehilangan prategang akibat pengaruh rangkai, relaksasi baja, dan susut beton.

a. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Pengaruh Rangkai

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien rangkai paskatarik } (Cu) &= 1,6 \text{ (SNI 2847:2013)} \\
 \text{Umur tinjauan } (UR) &= 75 \text{ tahun} \\
 \text{Modulus elastisitas tendon } (E_s) &= 200000 \text{ MPa} \\
 \text{Modulus elastisitas beton } (E_c) &= 34626,02 \text{ MPa (Sub-subbab 5.1.2)} \\
 \text{Gaya prategang setelah transfer } (P_i) &= 8569,09 \text{ kN (Sub-subbab 5.3.2)} \\
 \text{Luas penampang Komposit } (Ac) &= 1,0023 \text{ m}^2 \\
 \text{Koefisien rangkai } (\varepsilon cr) &= \left[\frac{t^{0.6}}{10+t^{0.6}} \times Cu \right] \times \left[\frac{P_i}{Ac \times E_c} \right] \\
 &= \left[\frac{(75 \times 365)^{0.6}}{10+(75 \times 365)^{0.6}} \times 1,6 \right] \times \left[\frac{8569,09}{1,0023 \times 34626,02 \times 1000} \right] \\
 &= 0,0002258 \\
 \text{pengaruh rangkai } (\Delta f Cr) &= \varepsilon cr \times E_s \\
 &= 0,0002258 \times 200000 \\
 &= 45,15 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

b. Kehilangan Prategang Akibat Relaksasi Baja (Δf_R)

$$\begin{aligned}
 \text{Umur tinjauan} &= 75 \text{ tahun} \\
 &= 657000 \text{ jam} \\
 \text{Kuat leleh baja prategang } (f_{py}) &= 1580 \text{ MPa} \\
 \text{Tegangan baja setelah transfer } (f_{ps}) &= 1172,51 \text{ MPa} \\
 \text{LOP akibat relaksasi baja } (\Delta f_{pR}) &= f_{ps} \cdot \left(\log \frac{t}{45} \right) \cdot \left(\frac{f_{ps}}{f_{py}} - 0,55 \right) \\
 &= 1172,51 \cdot \left(\frac{\log 657000}{45} \right) \cdot \left(\frac{1172,51}{1580} - 0,55 \right) \\
 &= 29,12 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

c. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Susut Beton / Shrinkage (Δf_{sk})

Tabel 5.24 Koefisien Standar Susut Beton

Kekuatan karakteristik $f'c$ (Mpa)	Koefisien susut maksimum (ϵ_{su})
20	0,000174
25	0,000170
30	0,000163
35	0,000161
40-60	0,000153

(Sumber: RSNIT-12-2004)

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu beton Prategang } (f'c) &= 41,5 \text{ MPa} \\
 \text{Koefisien susut beton } (\epsilon_{su}) &= 0,000153 \\
 \text{Modulus elastisitas tendon } (E_s) &= 200000 \text{ MPa} \\
 \text{Umur rencana jembatan } (UR) &= 75 \text{ tahun} \\
 \text{Waktu } service \text{ jembatan } (t) &= UR \times 365 \\
 &= 75 \times 365 \\
 &= 27375 \text{ hari} \\
 \text{Regangan susut beton } (\epsilon_{sk}) &= \frac{t}{35+t} \times \epsilon_{su} \\
 &= \frac{27375}{35+27375} \times 0,000153 \\
 &= 0,0001528 \\
 \text{LOP akibat susut } (\Delta f_{sk}) &= (\epsilon_{sk}) \times E_s \\
 &= 0,0001528 \times 200000 \\
 &= 30,56 \text{ MPa.}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.25 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang

No	Level Tegangan	Tegangan Baja	Persentase
		MPa (N/mm ²)	%
	Setelah Penegangan	1323,90	100
Kehilangan Prategang			
1	Slip Angkur (Δf_{pA})	12,12	0,92
2	Gesekan Kabel / friksi (Δf_{pF})	111,76	8,44
3	Perpendekan Elastis (Δf_{cs})	88,38	6,68
Kehilangan Prategang Awal (f_{ps})		1111,64	83,97
4	Rangkak Beton (Δf_{Cr})	45,15	3,41
5	Relaksasi Baja (Δf_R)	29,12	2,20
6	Susut beton (Δf_{sk})	30,56	2,31
Tegangan akhir (f_{pe})		1037,37	78,36
Kehilangan Tegangan Total		286,52	21,64

Dari data Tabel 5.25 diatas, disajikan LOP terjadi 21,64% < 25% (aman), yang mana dibawah asumsi untuk paska tarik yaitu 25%. Gaya prategang efektif setelah kehilangan gaya prategang secara langsung maupun tergantung waktu adalah sebagai berikut.

$$\text{Luas baja prategang } (A_{ps}) = 7308,3 \text{ mm}^2 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2})$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya prategang efektif } (P_{eff}) &= A_{ps} \cdot f_{pe} \\ &= 7308,3 \cdot 1037,37 \\ &= 7581427,53 \text{ N} \\ &= 7581,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga dapat diketahui momen akibat prategang adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat prategang } (M_{prategang}) &= -P_{eff} \cdot es \\ &= -7581,43 \cdot 0,796 \\ &= -6034,96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5.7 Kontrol Tegangan

Menurut Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (*Bridge Design Code*), tegangan beton sesaat setelah penyaluran gaya prategang (sebelum terjadi kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu) tidak boleh melampaui nilai berikut: Tegangan ijin beton saat transfer untuk struktur lentur tidak boleh melebihi nilai berikut.

- Tegangan serat tekan terluar harus $\leq 0,60 \cdot f_{ci}'$ dengan $f_{ci}' = 0,80 f_c'$
- Tegangan serat tarik terluar harus $\leq 0,50 \cdot \sqrt{f_{ci}'}$ dengan $f_{ci}' = 0,80 f_c'$

Tegangan beton pada kondisi beban layan (setelah memperhitungkan semua kehilangan tegangan) tidak boleh melebihi nilai sebagai berikut:

- Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh prategang, beban mati, dan beban hidup $\leq 0,45 \cdot f_c'$.
- Tegangan serat tarik terluar yang pada awalnya mengalami tekan $\leq 0,50 \cdot f_c'$.

Tegangan yang terjadi harus sesuai dengan batasan tegangan ijin. Setelah diketahui batasan-batasan tegangan, selanjutnya dilakukan kontrol tegangan Kontrol.

$$\text{Kuat tekan beton } (f_c') = 41,5 \text{ MPa}$$

$$= 41500 \text{ kPa}$$

$$\text{Kuat tekan beton saat transfer } (f_{ci}') = 0,80 \times (f_c')$$

$$= 0,80 \times 41,5 \text{ MPa}$$

$$= 33,2 \text{ MPa}$$

$$= 33200 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan ijin tekan saat transfer } (0,60 f_{ci}') = 0,60 \times (f_{ci}')$$

$$= 0,60 \times 33,2$$

$$= 19,92 \text{ MPa}$$

$$= 19920 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan ijin tarik saat transfer } (0,50 \sqrt{f_{ci}'}) = (0,50 \cdot \sqrt{f_{ci}'})$$

$$= 0,50 \cdot \sqrt{33,2}$$

$$= 2,23 \text{ MPa}$$

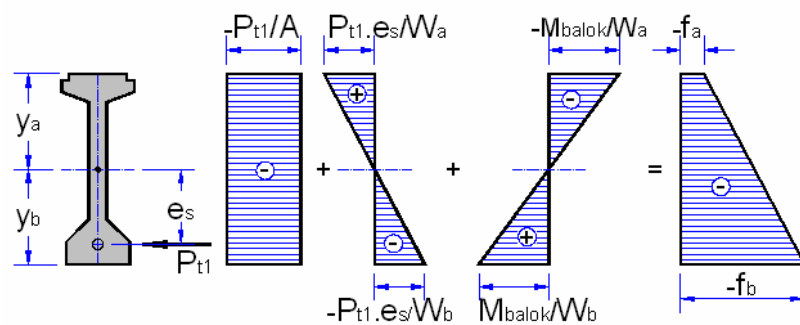
$$= 2230 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan ijin tekan saat layan } (0,45f'c) &= 0,45 \cdot f'c \\
 &= 0,45 \cdot 41,5 \\
 &= 18,68 \text{ MPa} \\
 &= 18680 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan ijin tarik saat layan } (0,50\sqrt{f'c'}) &= (0,50 \cdot \sqrt{f'c'}) \\
 &= 0,50 \cdot \sqrt{41,5} \\
 &= 3,22 \text{ MPa} \\
 &= 3220 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

1. Tegangan Yang Terjadi Pada Penampang Balok

5.7.1 Keadaan Awal (Saat Transfer)

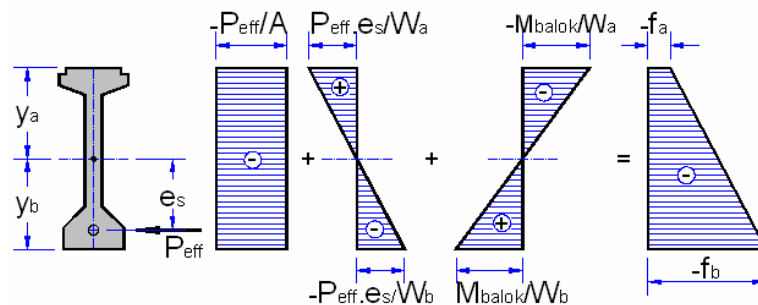


Gambar 5.30 Diagram Tegangan Keadaan Awal

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan tarik jacking } (P_{jacking}) &= 9675,44 \text{ kN} && \text{(Sub-subbab 5.5.3)} \\
 \text{Momen berat sendiri balok } (M_B) &= 2880,61 \text{ kNm} && \text{(Sub-subbab 5.4.1)} \\
 \text{Tahanan momen sisi atas } (W_a) &= 0,3823 \text{ m}^3 && \text{(Sub-subbab 5.3.1)} \\
 \text{Tahanan momen sisi bawah } (W_b) &= 0,4078 \text{ m}^3 && \text{(Sub-subbab 5.3.1)} \\
 \text{Luas penampang } PCI \text{ Girder } (A) &= 0,7523 \text{ m}^2 && \text{(Sub-subbab 5.3.1)} \\
 \text{Luas baja prategang pakai } (A_{ps}) &= 7308,3 \text{ mm}^2 && \text{(Sub-subbab 5.5.3)} \\
 \text{Eksentrisitas tendon } (e_s) &= 0,796 \text{ m} && \text{(Sub-subbab 5.5.1)} \\
 \text{LOP saat transfer } (\Delta f_i) &= \Delta f_p A + \Delta f_p F + \Delta f_{cs} \\
 &= 12,12 + 111,76 + 88,38 \\
 &= 212,25 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya prategang transfer } (P_{transfer}) &= P_{jacking} - (\Delta f_i \cdot A_{ps}) \\
 &= 9675,44 - (212,25 \cdot 7308,3) \\
 &= 8124227,89 \text{ N} \\
 &= 8124,23 \text{ kN} \\
 \text{Tegangan ijin tekan beton } (-0,6f_{ci}) &= -19920 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan serat atas } (f_{ca}) &= -\frac{P_{transfer}}{A} + \frac{P_{transfer} \cdot e_s}{W_a} - \frac{M_{Balok}}{W_a} \\
 &= -\frac{8124,23}{0,7523} + \frac{8124,23 \cdot 0,796}{0,3823} - \frac{2880,61}{0,3823} \\
 &= -1417,94 \text{ kPa} < -0,6f_{ci} \text{ (Aman)} \\
 \text{Tegangan serat bawah } (f_{cb}) &= -\frac{P_{transfer}}{A} - \frac{P_{transfer} \cdot e_s}{W_b} + \frac{M_{Balok}}{W_b} \\
 &= -\frac{8124,23}{0,7523} - \frac{8124,23 \cdot 0,796}{0,4078} + \frac{2880,61}{0,4078} \\
 &= -19592,26 \text{ kN/m}^2 \\
 &= -19,59 \text{ MPa} < -0,6f_{ci} \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

5.7.2 Keadaan Setelah Loss Of Prestress



Gambar 5.31 Diagram Tegangan Keadaan Setelah Loss Of Prestress

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya prategang efektif } (P_{eff}) &= 7581,43 \text{ kN} && \text{(Sub-subbab 5.6.2)} \\
 \text{Momen berat sendiri balok } (M_B) &= 2880,61 \text{ kNm} && \text{(Sub-subbab 5.4.1)} \\
 \text{Tahanan momen sisi atas } (W_a) &= 0,3823 \text{ m}^3 && \text{(Sub-subbab 5.3.1)} \\
 \text{Tahanan momen sisi bawah } (W_b) &= 0,4078 \text{ m}^3 && \text{(Sub-subbab 5.3.1)} \\
 \text{Luas penampang PCI Girder } (A) &= 0,7523 \text{ m}^2 && \text{(Sub-subbab 5.3.1)} \\
 \text{Eksentrisitas tendon } (e_s) &= 0,796 \text{ m} && \text{(Sub-subbab 5.5.1)}
 \end{aligned}$$

Tegangan ijin tekan beton ($-0,45f'c$) = -18680 kPa

$$\begin{aligned} \text{Tegangan serat atas } (fa) &= -\frac{P_{eff}}{A} + \frac{P_{eff} \cdot e_s}{W_a} - \frac{M_{Balok}}{W_a} \\ &= -\frac{7581,43}{0,7523} + \frac{7581,43 \cdot 0,796}{0,3823} - \frac{2880,61}{0,3823} \\ &= -1827,06 \text{ kPa} < -0,45f'c \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan serat bawah } (fb) &= -\frac{P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \cdot e_s}{W_b} + \frac{M_{Balok}}{W_b} \\ &= -\frac{7581,43}{0,7523} - \frac{7581,43 \cdot 0,796}{0,4078} + \frac{2880,61}{0,4078} \\ &= -17812,36 \text{ kPa} < -0,45f'c \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

5.7.3 Keadaan Setelah Plat Lantai Selesai Dicor (Beton Muda)

$$\text{Momen berat sendiri balok } (M_B) = 2880,61 \text{ kNm} \quad (\text{Sub-subbab 5.4.1})$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat plat } (M_{plat}) &= \frac{1}{8} \times Q \times L^2 \quad (\text{Tabel 5.4}) \\ &= \frac{1}{8} \times 0,361 \times 33^2 \\ &= 4,910 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen balok + plat } (M_{plat+Balok}) = 2885,52 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya prategang efektif } (P_{eff}) = 7581,43 \text{ kNm} \quad (\text{Sub-subbab 5.6.2})$$

$$\text{Tahanan momen sisi atas } (W_a) = 0,3823 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.1})$$

$$\text{Tahanan momen sisi bawah } (W_b) = 0,4078 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.1})$$

$$\text{Luas penampang } PCI \text{ Girder } (A) = 0,7523 \text{ m}^2 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.1})$$

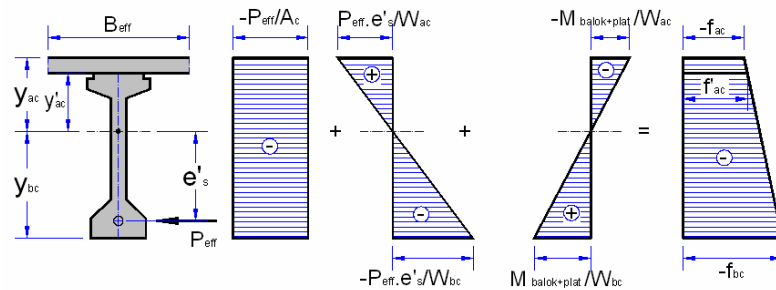
$$\text{Eksentrisitas tendon } (e_s) = 0,796 \text{ m} \quad (\text{Sub-subbab 5.5.1})$$

Tegangan ijin tekan beton ($-0,45f'c$) = -18680 kPa

$$\begin{aligned} \text{Tegangan serat atas } (fa) &= -\frac{P_{eff}}{A} + \frac{P_{eff} \cdot e_s}{W_a} - \frac{M_{Balok+plat}}{W_a} \\ &= -\frac{7581,43}{0,7523} + \frac{7581,43 \cdot 0,796}{0,3823} - \frac{2885,52}{0,3823} \\ &= -1839,90 \text{ kPa} < -0,45f'c \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan serat bawah } (fb) &= -\frac{P_{eff}}{A} - \frac{P_{eff} \cdot e_s}{W_b} + \frac{M_{Balok+plat}}{W_b} \\ &= -\frac{7581,43}{0,7523} - \frac{7581,43 \cdot 0,796}{0,4078} + \frac{2885,52}{0,4078} \\ &= -17800,32 \text{ kPa} < -0,45f'c \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

5.7.4 Keadaan Setelah Plat Dan Balok Menjadi Komposit

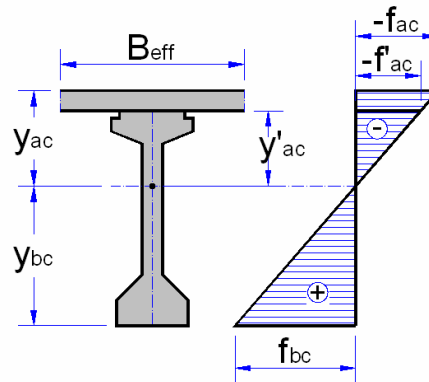


Gambar 5.32 Diagram Tegangan Keadaan Setelah Plat Dan Balok Menjadi Komposit

$$\begin{aligned}
 \text{Momen balok + plat } (M_{\text{plat+Balok}}) &= 2885,52 \text{ kNm} \\
 \text{Gaya prategang efektif } (P_{\text{eff}}) &= 7581,43 \text{ kNm} \quad (\text{Sub-subbab 5.6.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi atas plat } (W_{ac}) &= 0,6861 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi atas PCI } (W'_{ac}) &= 0,8597 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi bawah PCI } (W_{bc}) &= 0,5172 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Luas penampang PCI Girder } (A_c) &= 1,002 \text{ m}^2 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Eksentrisitas tendon } (e'_s) &= 1,091 \text{ m} \quad (\text{Sub-subbab 5.5.1}) \\
 \text{Tegangan ijin tekan beton } (-0,45f'_c) &= -18680 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan serat atas plat } (f_{ac}) &= -\frac{P_{\text{eff}}}{A_c} + \frac{(P_{\text{eff}} \cdot e'_s)}{W_{ac}} - \frac{M_{\text{balok+plat}}}{W_{ac}} \\
 &= -\frac{7581,43}{1,002} + \frac{7581,43 \cdot 1,091}{0,6861} - \frac{2885,52}{0,6861} \\
 &= 290,10 \text{ kPa} < -0,45f_{ci} \text{ (Aman)} \\
 \text{Tegangan serat atas balok } (f'_{ac}) &= -\frac{P_{\text{eff}}}{A_c} + \frac{(P_{\text{eff}} \cdot e'_s)}{W'_{ac}} - \frac{M_{\text{balok+plat}}}{W'_{ac}} \\
 &= -\frac{7581,43}{1,002} + \frac{7581,43 \cdot 1,091}{0,6861} - \frac{2885,52}{0,6861} \\
 &= -1296,28 \text{ kPa} < -0,45f_{ci} \text{ (Aman)} \\
 \text{Tegangan serat bawah balok } (f_{bc}) &= -\frac{P_{\text{eff}}}{A_c} - \frac{(P_{\text{eff}} \cdot e'_s)}{W_{bc}} + \frac{M_{\text{balok+plat}}}{W_{bc}} \\
 &= -\frac{7581,43}{1,002} - \frac{7581,43 \cdot 1,091}{0,8597} + \frac{2885,52}{0,8597} \\
 &= -17981,52 \text{ kPa} < -0,45f_{ci} \text{ (Aman)}
 \end{aligned}$$

2. Tegangan Yang Terjadi Pada Penampang Balok Komposit

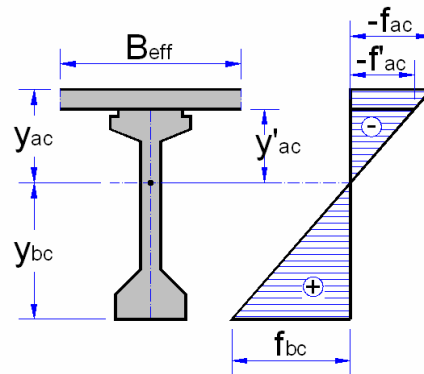
5.7.5 Tegangan Akibat Berat Sendiri (MS)



Gambar 5.33 Diagram Tegangan Akibat Berat Sendiri

$$\begin{aligned}
 \text{Momen beban mati } (M_{MS}) &= 3035,63 \text{ kNm (Tabel 5.4)} \\
 \text{Luas penampang } PCI \text{ Girder } (A_c) &= 1,002 \text{ m}^2 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi atas plat } (W_{ac}) &= 0,6861 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi atas balok } (W'_{ac}) &= 0,8597 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi bawah balok } (W_{bc}) &= 0,5172 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tegangan beton serat atas plat } (f_{ac}) &= -\frac{M_{MS}}{W_{ac}} \\
 &= -\frac{3035,63}{0,6861} \\
 &= -4424,77 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan beton serat atas balok } (f'_{ac}) &= -\frac{M_{MS}}{W'_{ac}} \\
 &= -\frac{3035,63}{0,8597} \\
 &= -3531,03 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan beton serat bawah balok } (f_{bc}) &= \frac{M_{MS}}{W_{bc}} \\
 &= \frac{3035,63}{0,5172} \\
 &= 5868,88 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

5.7.6 Tegangan Akibat Berat Mati Tambahan (MA)



Gambar 5.34 Diagram Tegangan Akibat Beban Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned}
 \text{Momen berat mati tambahan } (M_{MA}) &= 2243,69 \text{ kNm (Tabel 5.5)} \\
 \text{Luas penampang } PCI \text{ Girder } (A_C) &= 1,002 \text{ m}^2 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi atas plat } (W_{ac}) &= 0,6861 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi atas balok } (W'_{ac}) &= 0,8597 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi bawah balok } (W_{bc}) &= 0,5172 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tegangan beton serat atas plat } (f_{ac}) &= -\frac{M_{MA}}{W_{ac}} \\
 &= -\frac{2243,69}{0,6861} \\
 &= -3270,43 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan beton serat atas balok } (f'_{ac}) &= -\frac{M_{MA}}{W'_{ac}} \\
 &= -\frac{2243,69}{0,8597} \\
 &= -2609,85 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan beton serat bawah balok } (f_{bc}) &= \frac{M_{MA}}{W_{bc}} \\
 &= \frac{2243,69}{0,5172} \\
 &= 4337,80 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

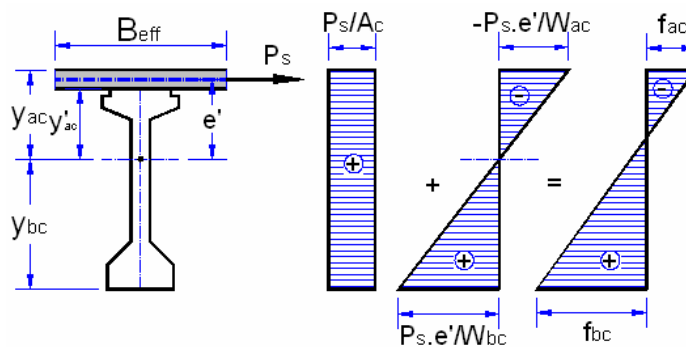
5.7.7 Tegangan Akibat Susut (SH) dan Rangkak Beton (CR)

1. Tegangan Akibat Susut

Gaya internal yang timbul akibat susut (menurut NAASRA Bridge Design Specification) dinyatakan dengan:

$$P_s = A_{plat} \cdot E_{plat} \cdot \Delta \epsilon_{su} \cdot n \cdot [(1 - e^{-cf}) / cf]$$

Luas penampang plat (A_{plat})	= $B_{eff} \cdot h_0$
	= $1,25 \cdot 0,2$
	= $0,25 \text{ m}^2$
Modulus elastis plat (E_{plat})	= 23450000 kPa
Modulus elastis balok (E_{Balok})	= 34626015 kPa
Bilangan natural (e)	= $2,71$
E_{plat} / E_{Balok} (n)	= $23450000/34626015$
	= $0,6772$



Gambar 5.35 Diagram Tegangan Akibat Susut Beton

Nilai k_b	= $0,905$
Nilai k_c	= 3
Nilai k_d	= $0,938$
Nilai k_e	= $0,734$
Nilai k_{tn}	= $0,2$
Luas penampang <i>PCI Girder</i> (A_c)	= $1,002 \text{ m}^2$ (Sub-subbab 5.3.2)
Tahanan momen sisi atas plat (W_{ac})	= $0,6861 \text{ m}^3$ (Sub-subbab 5.3.2)

$$\text{Tahanan momen sisi atas balok } (W'_{ac}) = 0,8597 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2})$$

$$\text{Tahanan momen sisi bawah balok } (W_{bc}) = 0,5172 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2})$$

$$\text{Titik berat dari alas atas } PCI \text{ Girder } (y_{ac}) = 0,989 \text{ m} \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2})$$

$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas tendon } (e') &= y_{ac} - h_0/2 \\ &= 0,989 - 0,2/2 \\ &= 0,889 \text{ m} \end{aligned}$$

Gaya internal yang timbul akibat susut:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{su} &= \varepsilon_b \cdot k_b \cdot k_e \cdot k_p \\ &= 0,0003982 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_f &= k_b \cdot k_c \cdot k_d \cdot k_e \cdot (1 - k_{tn}) \\ &= 1,49 \end{aligned}$$

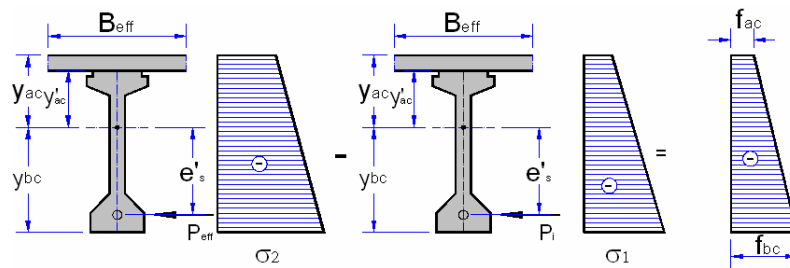
$$\begin{aligned} P_s &= A_{plat} \cdot E_{plat} \cdot \Delta \varepsilon_{su} \cdot n \cdot \left[\frac{(1 - e^{-C_f})}{C_f} \right] \\ &= 0,25 \cdot 23450000 \cdot 0,0003982 \cdot 0,6772 \cdot \left[\frac{(1 - 2,71^{-1,49})}{1,49} \right] \\ &= 820,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat atas plat } (f_{ca}) &= \frac{P_s}{A_c} - \frac{P_s \cdot e'}{W_{ac}} \\ &= \frac{820,83}{1,002} - \frac{820,83 \cdot 0,889}{0,6861} \\ &= -244,38 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat atas balok } (f'_{ca}) &= \frac{P_s}{A_c} - \frac{P_s \cdot e'}{W'_{ac}} \\ &= \frac{820,83}{1,002} - \frac{820,83 \cdot 0,889}{0,8597} \\ &= -29,61 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat bawah balok } (f_{cb}) &= \frac{P_s}{A_c} + \frac{P_s \cdot e'}{W_{bc}} \\ &= \frac{820,83}{1,002} + \frac{820,83 \cdot 0,889}{0,5172} \\ &= 2230,10 \text{ kPa} \end{aligned}$$

2. Tegangan Akibat Rangkak Beton



Gambar 5.36 Diagram Tegangan Akibat Rangkak Beton

Residual creep (menurut NAASRA Bridge Design Specification) dinyatakan dengan persamaan:

$$\sigma_{cr} = (1 - e^{-cf}) \times (\sigma_2 - \sigma_1)$$

σ_2 = tegangan balok komposit pada kondisi awal sebelum loss of prestress,

σ_1 = tegangan balok komposit pada kondisi akhir setelah loss of prestress.

cf = the residual creep factor

$$= k_b \cdot k_c \cdot k_d \cdot k_e \cdot (1 - k_{tn})$$

$$= 1,49$$

$$\text{bilangan natural (e)} = 2,71$$

$$(1 - e^{-cf}) = 0,7758$$

$$\text{Gaya prategang setelah LOP (P}_i) = 8770,10 \text{ kN (Sub-subbab 5.6.1)}$$

$$\text{Gaya prategang efektif (P}_{eff}) = 7581,43 \text{ kN (Sub-subbab 5.8.2)}$$

$$\text{Eksentrisitas tendon (e}'_s) = 1,091 \text{ m (Sub-subbab 5.5.1)}$$

$$\text{Momen balok + plat (M}_{plat+Balok}) = 2885,52 \text{ kNm (Sub-subbab 5.7.3)}$$

$$\text{Luas penampang PCI Girder (A}_c) = 1,002 \text{ m}^2 \text{ (Sub-subbab 5.3.2)}$$

$$\text{Tahanan momen sisi atas plat (W}_{ac}) = 0,6861 \text{ m}^3 \text{ (Sub-subbab 5.3.2)}$$

$$\text{Tahanan momen sisi atas balok (W}'_{ac}) = 0,8597 \text{ m}^3 \text{ (Sub-subbab 5.3.2)}$$

$$\text{Tahanan momen sisi bawah balok (W}_{bc}) = 0,5172 \text{ m}^3 \text{ (Sub-subbab 5.3.2)}$$

Tegangan pada balok sebelum loss of prestress,

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat atas plat } (f_{ac}) &= -\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e'_s}{W_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{W_{ac}} \\ &= -\frac{8770,10}{1,002} + \frac{8770,10 \cdot 1,091}{0,6861} - \frac{2885,52}{0,6861} \\ &= 987,47 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat atas balok } (f'_{ac}) &= -\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e'_s}{W'_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{W'_{ac}} \\ &= -\frac{8770,10}{1,002} + \frac{8770,10 \cdot 1,091}{0,8597} - \frac{2885,52}{0,8597} \\ &= -979,35 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat bawah balok } (f_{cb}) &= -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i \cdot e'_s}{W_{bc}} + \frac{M_{balok+plat}}{W_{bc}} \\ &= -\frac{8770,10}{1,002} - \frac{8770,10 \cdot 1,091}{0,5172} + \frac{2885,52}{0,5172} \\ &= -21673 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Tegangan pada balok setelah loss of prestress,

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat atas plat } (f_{ac}) &= -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} \cdot e'_s}{W_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{W_{ac}} \\ &= -\frac{7581,43}{1,002} + \frac{7581,43 \cdot 1,091}{0,6861} - \frac{2885,52}{0,6861} \\ &= 283,61 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat atas balok } (f'_{ac}) &= -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} \cdot e'_s}{W'_{ac}} - \frac{M_{balok+plat}}{W'_{ac}} \\ &= -\frac{7581,43}{1,002} + \frac{7581,43 \cdot 1,091}{0,8597} - \frac{2885,52}{0,8597} \\ &= -1301,53 \text{ kPa} \end{aligned}$$

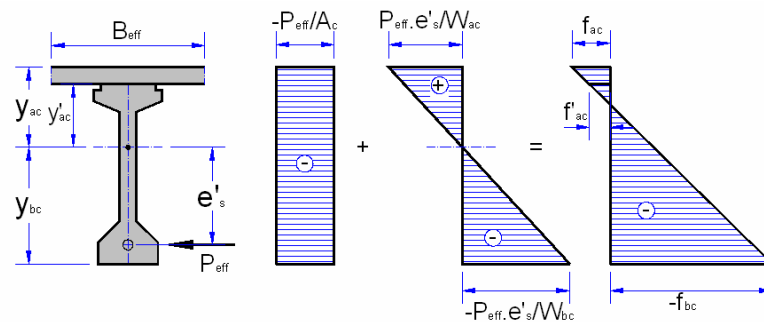
$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat bawah balok } (f_{cb}) &= -\frac{P_{eff}}{A_c} - \frac{P_{eff} \cdot e'_s}{W_{bc}} + \frac{M_{balok+plat}}{W_{bc}} \\ &= -\frac{7581,43}{1,002} - \frac{7581,43 \cdot 1,091}{0,5172} + \frac{2885,52}{0,5172} \\ &= -17979,71 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Tabel 5.26 Rekapitulasi Tegangan Akibat Rangkak Beton

Keterangan	σ_2 (kPa)	σ_1 (kPa)	$\sigma_2 - \sigma_1$	$(1 - e^{-\sigma_1})$	σ_{cr} (kPa)
Tegangan beton serat atas plat (fca)	283,61	987,47	-703,86	0,7758	-546,06
Tegangan beton serat atas balok (f'ca)	-1301,53	-979,35	-322,18	0,7758	-249,95
Tegangan beton serat bawah balok (fcb)	-17979,72	-21673,44	3693,72	0,7758	2865,59

Tabel 5.27 Superposisi Tegangan Susut dan Rangkak

Tegangan pada beton akibat	Susut (kPa)	Rangkak (kPa)	Susut dan Rangkak (kPa)
Tegangan beton serat atas plat (fca)	-244,38	-546,06	-790,44
Tegangan beton serat atas balok (f'ca)	-29,61	-249,95	-279,56
Tegangan beton serat bawah balok (fcb)	2230,10	2865,59	5095,69

5.7.8 Tegangan Akibat Prategang (PR)**Gambar 5.37 Diagram Tegangan Akibat Prategang**

$$\text{Gaya prategang efektif } (P_{eff}) = 7581,43 \text{ kN} \quad (\text{Sub-subbab 5.8.2})$$

$$\text{Eksentrisitas tendon } (e'_s) = 1,091 \text{ m} \quad (\text{Sub-subbab 5.5.1})$$

$$\text{Luas penampang } PCI \text{ Girder } (A_c) = 1,002 \text{ m}^2 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2})$$

$$\text{Tahanan momen sisi atas plat } (W_{ac}) = 0,6861 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2})$$

$$\text{Tahanan momen sisi atas balok } (W'_{ac}) = 0,8597 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2})$$

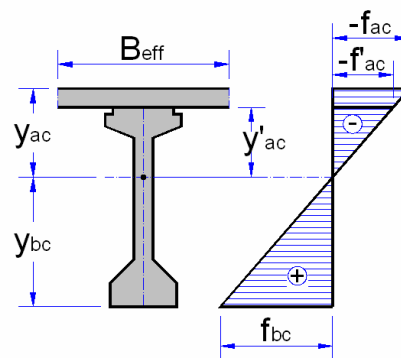
$$\text{Tahanan momen sisi bawah balok } (W_{bc}) = 0,5172 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2})$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat atas plat } (f_{ac}) &= -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} \cdot e'_s}{W_{ac}} \\ &= -\frac{7581,43}{1,002} + \frac{7581,43 \cdot 1,091}{0,6861} \\ &= 4489,29 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat atas balok } (f'_{ac}) &= -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} \cdot e'_s}{W'_{ac}} \\ &= -\frac{7581,43}{1,002} + \frac{7581,43 \cdot 1,091}{0,8597} \\ &= 2054,90 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan beton serat bawah balok } (f_{cb}) &= -\frac{P_{eff}}{A_c} - \frac{P_{eff} \cdot e'_s}{W_{bc}} \\
 &= -\frac{7581,43}{1,002} - \frac{7581,43 \cdot 1,091}{0,5172} \\
 &= -23558,83 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

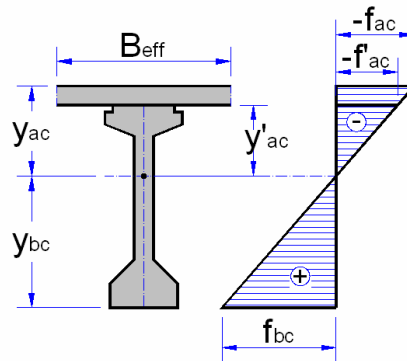
5.7.9 Tegangan Akibat Beban Gandar (TG)



Gambar 5.38 Diagram Tegangan Akibat Beban Gandar

$$\begin{aligned}
 \text{Momen akibat beban gandar } (M_{TG}) &= 3661,18 \text{ kNm (Tabel 5.6)} \\
 \text{Tahanan momen sisi atas plat } (W_{ac}) &= 0,6861 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi atas balok } (W'_{ac}) &= 0,8597 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi bawah balok } (W_{bc}) &= 0,5172 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tegangan beton serat atas plat } (f_{ac}) &= -\frac{M_{TG}}{W_{ac}} \\
 &= -\frac{3661,18}{0,6861} \\
 &= -5336,22 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan beton serat atas balok } (f'_{ac}) &= -\frac{M_{TG}}{W'_{ac}} \\
 &= -\frac{3661,18}{0,8597} \\
 &= 4258,67 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan beton serat bawah balok } (f_{cb}) &= \frac{M_{TG}}{W_{bc}} \\
 &= \frac{3661,18}{0,5172} \\
 &= -7078,85 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

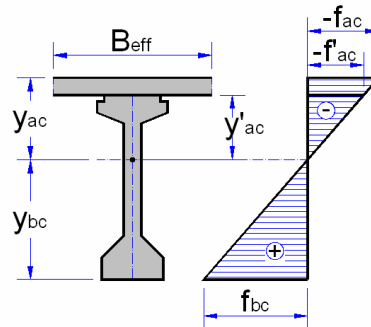
5.7.10 Tegangan Akibat Beban Kejut (KJ)



Gambar 5.39 Diagram Tegangan Akibat Beban Kejut

$$\begin{aligned}
 \text{Momen akibat beban kejut } (M_{KJ}) &= 1358,61 \text{ kNm (Tabel 5.7)} \\
 \text{Tahanan momen sisi atas plat } (W_{ac}) &= 0,6861 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi atas balok } (W'_{ac}) &= 0,8597 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi bawah balok } (W_{bc}) &= 0,5172 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tegangan beton serat atas plat } (f_{ac}) &= -\frac{M_{KJ}}{W_{ac}} \\
 &= -\frac{1358,61}{0,6861} \\
 &= -1980,19 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan beton serat atas balok } (f'_{ac}) &= -\frac{M_{KJ}}{W'_{ac}} \\
 &= -\frac{1358,61}{0,8597} \\
 &= -1580,33 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan beton serat bawah balok } (f_{cb}) &= \frac{M_{KJ}}{W_{bc}} \\
 &= \frac{1358,61}{0,5172} \\
 &= -2626,86 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

5.7.11 Tegangan Akibat Beban Horizontal (HR)



Gambar 5.40 Diagram Tegangan Akibat Beban Horizontal

Momen akibat beban horizontal (M_{HR}) = 2698,95 kNm (Tabel 5.8)

Tahanan momen sisi atas plat (W_{ac}) = 0,6861 m³ (Sub-subbab 5.3.2)

Tahanan momen sisi atas balok (W'_{ac}) = 0,8597 m³ (Sub-subbab 5.3.2)

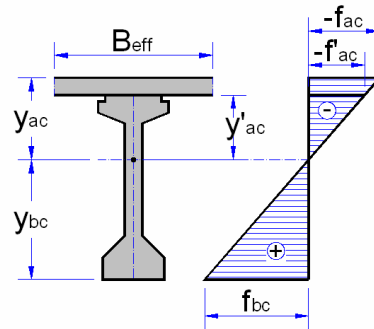
Tahanan momen sisi bawah balok (W_{bc}) = 0,5172 m³ (Sub-subbab 5.3.2)

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat atas plat } (f_{ac}) &= -\frac{M_{HR}}{W_{ac}} \\ &= -\frac{2698,95}{0,6861} \\ &= -3933,76 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat atas balok } (f'_{ac}) &= -\frac{M_{HR}}{W'_{ac}} \\ &= -\frac{2698,95}{0,8597} \\ &= -3139,41 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat bawah balok } (f_{cb}) &= \frac{M_{HR}}{W_{bc}} \\ &= \frac{2698,95}{0,5172} \\ &= -5218,39 \text{ kPa} \end{aligned}$$

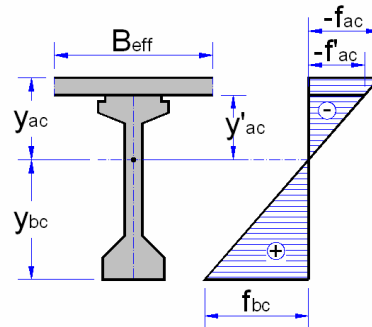
5.7.12 Tegangan Akibat Beban Angin (EW)



Gambar 5.41 Diagram Tegangan Akibat Beban Angin

$$\begin{aligned}
 \text{Momen akibat beban angin } (M_{EW}) &= 141,36 \text{ kNm} \quad (\text{Tabel 5.9}) \\
 \text{Tahanan momen sisi atas plat } (W_{ac}) &= 0,6861 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi atas balok } (W'_{ac}) &= 0,8597 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi bawah balok } (W_{bc}) &= 0,5172 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tegangan beton serat atas plat } (f_{ac}) &= -\frac{M_{EW}}{W_{ac}} \\
 &= -\frac{141,36}{0,6861} \\
 &= -206,03 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan beton serat atas balok } (f'_{ac}) &= -\frac{M_{EW}}{W'_{ac}} \\
 &= -\frac{141,36}{0,8597} \\
 &= -164,43 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan beton serat bawah balok } (f_{cb}) &= \frac{M_{EW}}{W_{bc}} \\
 &= \frac{141,36}{0,5172} \\
 &= -273,32 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

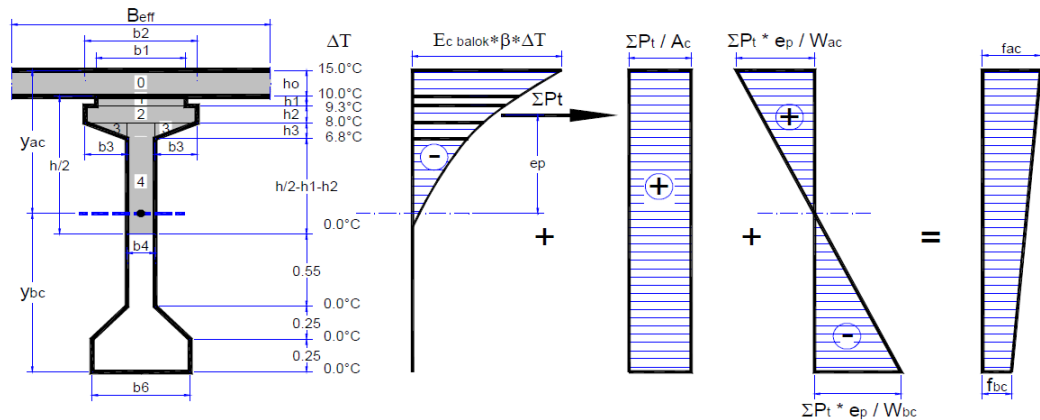
5.7.13 Tegangan Akibat Beban Gempa (EQ)



Gambar 5.42 Diagram Tegangan Akibat Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 \text{Momen akibat beban gempa } (M_{EQ}) &= 1583,80 \text{ kNm (Tabel 5.10)} \\
 \text{Tahanan momen sisi atas plat } (W_{ac}) &= 0,6861 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi atas balok } (W'_{ac}) &= 0,8597 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tahanan momen sisi bawah balok } (W_{bc}) &= 0,5172 \text{ m}^3 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.2}) \\
 \text{Tegangan beton serat atas plat } (f_{ac}) &= -\frac{M_{EQ}}{W_{ac}} \\
 &= -\frac{1583,80}{0,6861} \\
 &= -206,03 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan beton serat atas balok } (f'_{ac}) &= -\frac{M_{EQ}}{W'_{ac}} \\
 &= -\frac{1583,80}{0,8597} \\
 &= -164,43 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan beton serat bawah balok } (f_{cb}) &= \frac{M_{EQ}}{W_{bc}} \\
 &= \frac{1583,80}{0,5172} \\
 &= -273,32 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

5.7.14 Tegangan Akibat Pengaruh Temperatur (ET)



Gambar 5.43 Diagram Tegangan Akibat Pengaruh Temperatur

Gaya internal akibat perbedaan temperatur:

$$P_t = A_t \cdot E_{balok} \cdot \beta \cdot (T_a + T_b) / 2$$

Perbedaan temperatur (ΔT)	= 15°	
Modulus elastis balok (E_{balok})	= 2,3E+07 kPa	
Koefisien muai (β)	= 1,1E-05 /°C	
Luas tampang yang ditinjau	= (A_t)	
Perbedaan temperatur gradien atas	= (T_a)	
Perbedaan temperatur gradien bawah	= (T_b)	
Luas penampang <i>PCI Girder</i> (A_c)	= 1,002 m ²	(Sub-subbab 5.3.2)
Titik berat dari alas bawah <i>PCI</i> (y_{bc})	= 1,311 m	(Sub-subbab 5.3.2)
Titik berat dari alas atas <i>PCI r</i> (y_{ac})	= 0,989 m	(Sub-subbab 5.3.2)
Tahanan momen sisi atas plat (W_{ac})	= 0,6861 m ³	(Sub-subbab 5.3.2)
Tahanan momen sisi atas balok (W'_{ac})	= 0,8597 m ³	(Sub-subbab 5.3.2)
Tahanan momen sisi bawah balok (W_{bc})	= 0,5172 m ³	(Sub-subbab 5.3.2)
Lebar efektif plat (B_{eff})	= 1,25 m	(Subbab 5.2)
Tinggi girder	= 2,1 m	
$H'4$	= 0,85 m	

Tabel 5.28 Momen Akibat Pengaruh Temperatur

No	Lebar	Tebal	Luas	Temperatur		$(T_a - T_b)/2$ (°C)	Gaya	Lengan thd titik berat penampang balok komposit	Zi	Momen
	b	h	At	Atas	Bawah		Pt			Mpt
	(m)	(m)	(m ²)	Ta (°C)	Tb (°C)		(kg)			m
0	1,25	0,20	0,25	15,0	10,0	12,50	808,58	$z_0 = y_{ac} - h_0/2$	0,90	727,72
1	0,64	0,07	0,04	10,0	9,3	9,65	111,53	$z_1 = y_{ac} - h_0 - h_1/2$	0,76	85,73
2	0,80	0,13	0,10	9,3	8,0	8,65	232,08	$z_2 = y_{ac} - h_0 - h_1 - h_2/2$	0,67	155,19
3	0,30	0,12	0,03	8,0	6,8	7,40	68,73	$z_3 = y_{ac} - h_0 - h_1 - h_2 - h_3/3$	0,56	38,74
4	0,20	0,85	0,17	8,0	0,0	4,00	175,43	$z_4 = y_{ac} - h_0 - h_1 - h_2 - h^4/2$	0,18	31,35
						ΣPt	1396,35	kN	ΣMpt	1038,74

$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas (ep)} &= \Sigma Mpt / \Sigma Pt \\ &= 1038,74 / 1396,35 \\ &= 0,744 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat atas plat (fca)} &= -E_{\text{balok}} \cdot \beta \cdot \Delta T + \Sigma Pt / A_c + \Sigma Pt \cdot ep / W_{ac} \\ &= -2,3E+07 \times 1,1E-05 \times 15 + 1396,35 / \\ &\quad 1,002 + 1396,35 \times 0,744 / 0,6861 \\ &= -961 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat atas balok (f'ca)} &= -E_{\text{balok}} \cdot \beta \cdot \Delta T + \Sigma Pt / A_c + \Sigma Pt \cdot ep / W'_{ac} \\ &= -2,3E+07 \times 1,1E-05 \times 15 + 1396,35 / \\ &\quad 1,002 + 1396,35 \times 0,744 / 0,8597 \\ &= -1267 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan beton serat bawah balok (fcb)} &= \Sigma Pt / A_c - \Sigma Pt \cdot ep / W_{bc} \\ &= 1396,35 / 1,002 - 1396,35 \cdot 0,744 / 0,5172 \\ &= -615 \text{ kPa} \end{aligned}$$

5.7.15 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu Beton} &= \text{K-500} \\
 \text{Kuat tekan beton } (f'c) &= 0,83 \cdot K \cdot 100 \\
 &= 0,83 \cdot 500 \cdot 100 \\
 &= 41500 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan ijin tekan beton } (Fc') &= -0,45 \cdot f'c \\
 &= -0,45 \cdot 41500 \\
 &= -18675 \text{ kPa} \\
 \text{Tegangan ijin tarik beton } (Fc) &= 0,50 \cdot \sqrt{f'c} \\
 &= 0,50 \cdot \sqrt{41500} \\
 &= 102 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.29 Kombinasi Pembebanan Untuk Tegangan Ijin

Aksi/Beban	Simbol	Kombinasi Pembebanan				
		1	2	3	4	5
A. Aksi Tetap						
Berat sendiri	MS	✓	✓	✓	✓	✓
Beban Mati Tambahan	MA	✓	✓	✓	✓	✓
Susut dan Rangkak	SR	✓	✓	✓	✓	✓
Prategang	PR	✓	✓	✓	✓	✓
B. Aksi Transien						
Gandar	TG	✓	✓	✓	✓	
Kejut	KJ	✓	✓	✓	✓	
Horizontal	HR	✓	✓	✓	✓	
C. Aksi Lingkungan						
Pengaruh temperatur	ET		✓		✓	
Beban angin	EW			✓	✓	
Beban gempa	EQ					✓

Tabel 5.30 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi – 1 (kPa)

Teg	MS	MA	SR	PR	TG	KJ	HR	EW	EQ	ET	Komb	keterangan
f_{ac}	-4425	-3270	-790	4489	-5336	-1980	-3934	-	-	-	-15247	< $f'c$ '(Aman)
f'_{ac}	-3531	-2610	-280	2055	-4259	-1580	-3139	-	-	-	-13344	< $f'c$ '(Aman)
f_{bc}	5869	4338	5096	-23559	7079	2627	5218	-	-	-	6668	< $f'c$ '(Aman)

Tegangan beton di serat bawah balok $f_{bc} > 0$ (tarik) maka sistim sambungan segmental tidak aman.

Tabel 5.31 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi – 2 (kPa)

Teg	MS	MA	SR	PR	TG	KJ	HR	EW	EQ	ET	Komb	keterangan
<i>f_{ac}</i>	-4425	-3270	-790	4489	-5336	-1980	-3934	-	-	-961	-16208	<f _c '(Aman)
<i>f'_{ac}</i>	-3531	-2610	-280	2055	-4259	-1580	-3139	-	-	-1267	-14611	<f _c '(Aman)
<i>f_{bc}</i>	5869	4338	5096	-23559	7079	2627	5218	-	-	-615	6053	<f _c '(Aman)

Tegangan beton di serat bawah balok $f_{bc} > 0$ (tarik) maka sistim sambungan segmental tidak aman.

Tabel 5.32 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi – 3 (kPa)

Teg	MS	MA	SR	PR	TG	KJ	HR	EW	EQ	ET	Komb	keterangan
<i>f_{ac}</i>	-4425	-3270	-790	4489	-5336	-1980	-3934	-206	-	-	-15453	<f _c '(Aman)
<i>f'_{ac}</i>	-3531	-2610	-280	2055	-4259	-1580	-3139	-164	-	-	-13508	<f _c '(Aman)
<i>f_{bc}</i>	5869	4338	5096	-23559	7079	2627	5218	273	-	-	6941	<f _c '(Aman)

Tegangan beton di serat bawah balok $f_{bc} > 0$ (tarik) maka sistim sambungan segmental tidak aman.

Tabel 5.33 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi – 4 (kPa)

Teg	MS	MA	SR	PR	TG	KJ	HR	EW	EQ	ET	Komb	keterangan
<i>f_{ac}</i>	-4425	-3270	-790	4489	-5336	-1980	-3934	-206	-	-961	-16414	<f _c '(Aman)
<i>f'_{ac}</i>	-3531	-2610	-280	2055	-4259	-1580	-3139	-164	-	-1267	-14776	<f _c '(Aman)
<i>f_{bc}</i>	5869	4338	5096	-23559	7079	2627	5218	273	-	-615	6326	<f _c '(Aman)

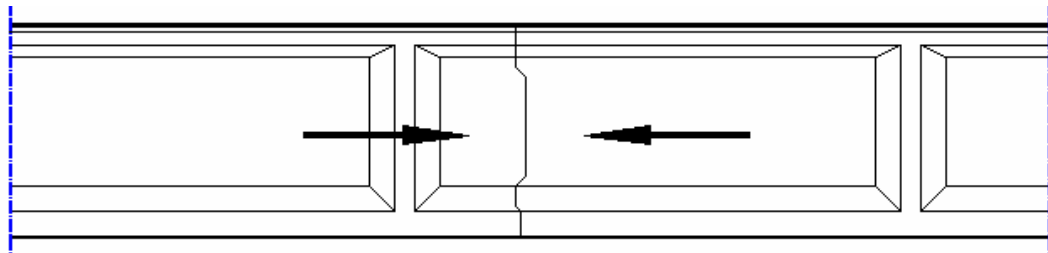
Tegangan beton di serat bawah balok $f_{bc} > 0$ (tarik) maka sistim sambungan segmental tidak aman.

Tabel 5.34 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi – 5 (kPa)

Teg	MS	MA	SR	PR	TG	KJ	HR	EW	EQ	ET	Komb	keterangan
<i>f_{ac}</i>	-4425	-3270	-790	4489	-	-	-	-	-	-	-3996	<f _c '(Aman)
<i>f'_{ac}</i>	-3531	-2610	-280	2055	-	-	-	-	-	-	-4366	<f _c '(Aman)
<i>f_{bc}</i>	5869	4338	5096	-23559	-	-	-	-	-	-	-8256	<f _c '(Aman)

Tegangan beton di serat bawah balok $f_{bc} < 0$ (tekan) maka sistim sambungan segmental aman.

Pembahasan: Untuk berbagai kombinasi beban, terjadi tegangan tarik pada balok prategang, sehingga sistem sambungan segmental pada balok harus menggunakan menggunakan resin (*epoxy*) serta ankur karena tegangan beton di serat bawah balok: $f_{bc} > 0$ (tarik) maka sistem sambungan segmental tidak aman jika tidak menggunakan ankur.

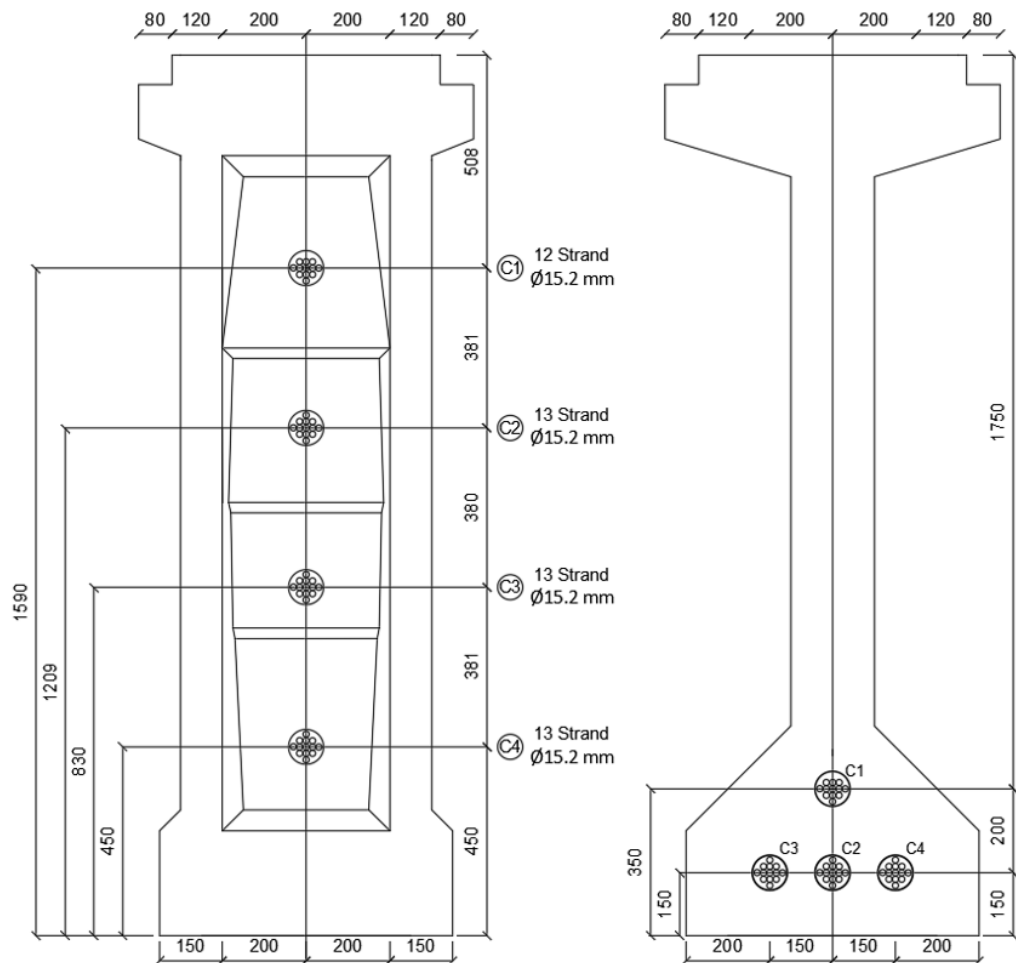


Gambar 5.44 Sambungan Tekan pada Segmental

5.8 Perhitungan Kapasitas Momen Lentur

Momen kapasitas adalah momen maksimum yang dapat ditahan oleh suatu elemen struktur sebelum mengalami kegagalan. Analisis ini memastikan bahwa girder prategang memiliki kekuatan yang mencukupi untuk menopang beban tanpa mengalami kerusakan struktural.

Gambar (5.45a) menunjukkan posisi tendon di ujung bentang, sementara di Gambar (5.45b) menunjukkan posisi tendon di tengah bentang. Momen kapasitas girder prategang ini digunakan untuk menentukan kekuatan beton prategang dengan menghitung momen nominal dan momen ultimit yang kemudian dibandingkan dengan momen ultimit yang diakibatkan oleh beban, sesuai dengan pedoman RSNI T-12-2004. Pada analisis ini, girder prategang diasumsikan tidak memiliki tulangan non-prategang tarik maupun tekan, sehingga faktor ω' dan ω yang merupakan rasio tulangan tarik dan tekan dianggap nol atau diabaikan juga memperhitungkan faktor γ_p yang merupakan faktor tipe prategang. Tendon yang dipasang pada girder (Gambar 5.45) di bawah ini menggunakan struktur tendon prategang dengan lekatan penuh.



(a) Posisi Tendon di Ujung Bentang

(b) Posisi Tendon di Tengah Bentang

Gambar 5.45 Penampang Girder Dengan Posisi Tendon Terpasang

Momen kapasitas ini dapat bervariasi tergantung pada jenis material, dimensi geometris, kondisi batas, dan faktor keamanan yang digunakan dalam perancangan. Dalam praktiknya, momen kapasitas digunakan dalam perhitungan struktur untuk memastikan keandalan dan keselamatan struktur yang direncanakan. Perhitungan momen kapasitas menurut RSNI T-12-2004 sebagai berikut.

1. Perhitungan momen kapasitas tendon 1 (C_1)

$$\text{Diameter strand } (d_s) = 15,2 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah strand } (n_s) = 12 \text{ strand}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan prategang tendon } (A_{pt}) &= 0,25 \cdot \pi \cdot d_s \cdot n_s \\ &= 0,25 \cdot \pi \cdot 15,2 \cdot 12 \\ &= 2176,40 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar penampang } PCI \text{ Girder } (b) = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak alas atas ke titik pusat tendon } (d_p) = 1750 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan prategang } (\rho_p) &= \frac{A_{pt}}{b \cdot d_p} \\ &= \frac{2176,39}{700 \cdot 1750} \\ &= 0,001777 \end{aligned}$$

$$\text{Tegangan leleh strand } (f_{py}) = 1580 \text{ MPa} \quad (\text{Tabel 5.1})$$

$$\text{Kuat tarik ultimate strand } (f_{pu}) = 1860 \text{ MPa} \quad (\text{Tabel 5.1})$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor pengaruh tipe prategang nilai } (\gamma_p) &= \frac{f_y}{f_p} \quad (\text{RSNI T-12-2004}) \\ &= \frac{1580}{1860} \\ &= 0,849 \leq 0,85 \end{aligned}$$

$$\frac{f_y}{f_p} = 0,85 \leq 0,85, \text{ digunakan } (\gamma_p) = 0,40$$

Sehingga tegangan pada tendon kondisi terikat (f_{ps}) adalah sebagai berikut

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right]$$

Keterangan notasi:

f_{ps} = tegangan pada tendon kondisi terikat (MPa),

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang disyaratkan (MPa),

β = konstanta kuat tekan beton β , dan

$(\omega' - \omega)$ = rasio tulangan tarik dan tekan.

Berikut perhitungan tegangan tendon kondisi terikat (f_{ps}),

Diketahui:

$$\beta = 0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30), \text{ untuk } f'_c > 40 \text{ MPa}$$

$$= 0,85 - 0,008 \cdot (41,5 - 30)$$

$$= 0,758$$

$$(\omega' - \omega) = 0 \text{ (dianggap nol)}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d_s}{d_p} \cdot (\omega - \omega') \right) \right]$$

$$= f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left(\rho_p \frac{f_p}{f'_c} + 0 \right) \right]$$

$$= 1860 \cdot \left[1 - \frac{0,40}{0,758} \left(0,000177 \cdot \frac{1860}{41,5} + 0 \right) \right]$$

$$= 1781,84 \text{ MPa}$$

Dari perhitungan di atas didapatkan gaya prategang sebesar:

$$T_p = f_{ps} \cdot A_{pt}$$

$$= 1781,84 \cdot 2176,40$$

$$= 3877996,35 \text{ N}$$

$$= 3878 \text{ kN}$$

2. Perhitungan momen kapasitas Tendon 3, 4, dan 5 (C₃, C₄, dan C₅)

$$\text{Diameter strand } (d_s) = 15,2 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah masing 2 strand } (n_s) = 13 \text{ strand}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan prategang tendon } (A_{pt}) &= 0,25 \cdot \pi \cdot d_s \cdot n_s \\ &= 0,25 \cdot \pi \cdot 15,2 \cdot 13 \\ &= 2357,76 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar penampang PCI Girder } (b) = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak alas atas ke titik pusat tendon } (d_p) = 1950 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan prategang } (\rho_p) &= \frac{A_{pt}}{b \cdot d_p} \\ &= \frac{2357,76}{700 \cdot 1950} \\ &= 0,001727 \end{aligned}$$

$$\text{Tegangan leleh strand } (f_{py}) = 1580 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat tarik ultimate strand } (f_{pu}) = 1860 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor pengaruh tipe prategang nilai } (\gamma_p) = 0,40$$

Sehingga tegangan pada tendon kondisi terikat (f_{ps}) adalah sebagai berikut

$$\text{Konstanta kuat tekan beton } (\beta) = 0,758$$

Berikut perhitungan tegangan tendon kondisi terikat (f_{ps}).

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + 0 \right) \right] \\ &= 1860 \cdot \left[1 - \frac{0,40}{0,758} \left(0,0001727 \cdot \frac{1860}{41,5} + 0 \right) \right] \\ &= 1784,01 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas didapatkan gaya prategang sebesar:

$$\begin{aligned} T_p &= f_{ps} \cdot A_{pt} \\ &= 1781,84 \cdot 2357,76 \\ &= 4206281,51 \text{ N} \\ &= 4206,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tendon C2, C3, dan C4 memiliki sifat dan posisi yang sama secara vertikal. Oleh karena itu, penghitungan kapasitas momen ketiga tendon tersebut hanya perlu dilakukan sekali. Jadi jumlah gaya prategang yang tersedia pada tendon C_3, C_4, C_5 sebesar:

$$\begin{aligned} \text{Gaya prategang tendon total } (T_{p \text{ tot}}) &= n \text{ tendon} \cdot T_p \\ &= 3 \cdot 4206,28 \\ &= 12618,84 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Sehingga dapat diketahui momen kapasitas beton prategang berupa perhitungan momen nominal (M_n) sebagai berikut:

$$\text{Tinggi girder (H)} = 2,1 \text{ m}$$

$$\text{Pusat berat tendon sisi alas bawah } (Z_0) = 0,220 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak pusat tekanan ke sumbu netral } (c) &= \left(\frac{H \text{ Girder}}{2} \right) - z_0 \\ &= \left(\frac{2,1}{2} \right) - 0,220 \\ &= 0,830 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen nominal 1 } (M_{n1}) &= T_p \cdot \left[d_p - \frac{\beta \cdot c}{2} \right] \\ &= 3878 \cdot \left[1,750 - \frac{0,758 \cdot 0,830}{2} \right] \\ &= 5556,59 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen nominal 2 } (M_{n2}) &= T_p \cdot \left[d_p - \frac{\beta \cdot c}{2} \right] \\ &= 12618,84 \cdot \left[1,950 - \frac{0,758 \cdot 0,830}{2} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 20637,24 \text{ kNm} \\
 \text{Momen nominal pakai } (M_n) &= M_{n1} + M_{n2} \\
 &= 5556,597 + 20637,24 \\
 &= 26203,83 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi momen nominal balok prategang yaitu 0,9 diatur menurut SNI 2847:2019, Standar ini mencakup pedoman desain dan konstruksi beton bertulang dan prategang, termasuk faktor reduksi momen nominal.

$$\begin{aligned}
 \text{Reduksi kekuatan momen lentur } (\phi) &= 0,9 \\
 \text{Momen nominal reduksi } (\phi M_n) &= \phi \cdot M_n \\
 &= 0,9 \cdot 26203,83 \\
 &= 23583,4 \text{ kNm.}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan Tabel 5.35 kontrol momen nominal terhadap kombinasi momen *ultimate*. Dikatakan aman apabila $\phi M_n > \mu$

Tabel 5.35 Kontrol Momen Nominal terhadap Kombinasi Momen *Ultimate*

Kombinasi Momen <i>Ultimate</i> (kNm)										
Keadaan Batas	Jenis Beban								Total	Cek
	Mati	Mati Tambahan	Gandar	Angin	Horizontal	Prategang	Kejut	Gempa		
	(MS)	(MA)	(TG)	(EW)	(HR)	(PR)	(KJ)	(EQ)		
Kuat I	3642,8	4487,4	6590,1	-	4858,1	-6035	1630,3	-	15173,8	aman
Kuat II	3642,8	4487,4	5125,7	-	4858,1	-6035	1630,3	-	13709,3	aman
Kuat III	3642,8	4487,4	-	169,6	-	-6035	-	-	2264,8	aman
Kuat IV	3642,8	4487,4	6590,1	169,6	4858,1	-6035	1630,3	-	15343,4	aman
Kuat V	3642,8	4487,4	-	-	-	-6035	-	-	2095,2	aman
Ekstrem I	3642,8	4487,4	1830,6	169,6	-	-6035	-	1583,8	5679,2	aman
Ekstrem II	3642,8	4487,4	1830,6	-	-	-6035	-	1583,8	5509,6	aman
Momen	Momen Nominal Pakai (kNm)								23583,4	$\phi M_n > \mu$ (aman)

Dari hasil rekapitulasi Tabel 5.35, terlihat bahwa momen ultimit yang terjadi dari beberapa kombinasi kondisi batas hingga yang paling besar adalah kombinasi Kuat IV yaitu 15343,4 kNm, yang lebih kecil daripada momen nominal kapasitas pakai (ϕM_n) sebesar 23583,4 kNm.

5.9 Perhitungan Kapasitas Gaya Geser

Kapasitas geser adalah kemampuan suatu struktur atau elemen struktural untuk menahan gaya geser tanpa mengalami kegagalan atau kerusakan yang tidak diinginkan. Dari hasil Tabel 5.13 didapatkan gaya geser ultimit (V_u) terbesar dari kombinasi Kuat I yaitu 2570,75 kN. Perhitungan kapasitas geser beton prategang dapat dihitung dengan Rumus 3.26.

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor prategang } (\lambda) &= 1,0 && \text{(Subbab 3.9)} \\
 \text{Kuat tekan beton girder } (f'_{cg}) &= 41,5 \text{ MPa} && \text{(Sub-subbab 5.1.2)} \\
 \text{Kedalaman tulangan prategang } (d_p) &= H-Z_0 \\
 &= 2100-220 \\
 &= 1880 \text{ mm} \\
 \text{Lebar penampang } (b_w) &= 700 \text{ mm} \\
 \text{Tebal selimut beton } (d_s) &= 40 \text{ mm (asumsi)} \\
 \text{Kedalaman tulangan non prategang } (d) &= H-d_s \\
 &= 2100-40 \\
 &= 2060 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kapasitas geser penampang (V_c)

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_{cg}} + 4,8 \cdot \frac{V_u \cdot d_p}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d \\
 V_c &= \left(0,05 \cdot 1 \cdot \sqrt{41,5} + 4,8 \cdot \frac{2570,75 \cdot 1880}{14720,27} \right) \cdot 700 \cdot 2060 \\
 V_c &= 2736995,37 \text{ N} \\
 V_c &= 2737 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan Tabel 5.38 kontrol gaya geser terhadap kombinasi geser *ultimate*. Dikatakan aman apabila $V_c > V_u$.

Tabel 5.36 Kontrol Kapasitas Geser Terhadap Kombinasi Geser *Ultimate*

Kombinasi Geser Ultimate (kN)										
Keadaan Batas	Jenis Beban								Total	Cek
	Mati	Mati Tambahan	Gandar	Angin	Horizontal	Prategang	Kejut	Gempa		
	(MS)	(MA)	(TG)	(EW)	(HR)	(PR)	(KJ)	(EQ)		
Kuat I	441,5	543,9	798,8	-	588,9	-	197,6	-	2570,8	aman
Kuat II	441,5	543,9	621,3	-	588,9	-	197,6	-	2393,2	aman
Kuat III	441,5	543,9	-	20,6	-	-	-	-	1006,0	aman
Kuat IV	441,5	543,9	798,8	20,6	588,9	-	-	-	2393,7	aman
Kuat V	441,5	543,9	-	-	-	-	-	-	985,5	aman
Ekstrem I	441,5	543,9	221,9	20,6	-	-	-	192	1419,9	aman
Ekstrem II	441,5	543,9	221,9	-	-	-	-	192	1399,3	aman
Kapasitas Geser Pakai (kN)									2737	$V_c > V_u$ (aman)

Dari hasil rekapitulasi Tabel 5.36, terlihat bahwa geser ultimit (V_u) yang terjadi dari beberapa kombinasi kondisi batas hingga yang paling besar adalah kombinasi Kuat I yaitu 2570,8 kN, yang lebih kecil daripada kapasitas geser (V_c) sebesar 2737 kN.

5.10 Perhitungan Kapasitas Lendutan

Perhitungan kapasitas lendutan ini terdiri dari lendutan jangka pendek dan lendutan jangka panjang.

5.10.1 Lendutan Jangka Pendek

Lendutan jangka pendek terdiri dari lendutan ke atas (*chamber*) dari keadaan penyaluran gaya prategang dan akibat proses *LOP* (*Lost Of Prestressed*) dan lendutan ke bawah akibat beban.

1. Lendutan Keadaan *Transfer Prategang*

Eksentrisitas tendon terhadap titik berat (e_s) = 0,796 m (Sub-subbab 5.5.1)

Gaya prategang awal (P_t) = 8224,12 kN (Sub-subbab 5.5.1)

Momen berat sendiri *Girder* (M_B) = 2880,61 kNm (Sub-subbab 5.4.1)

$$\begin{aligned}
\text{Modulus elastisitas beton } (E_{ci}) &= 34626 \text{ MPa} \quad (\text{Subbab 5.2}) \\
&= 34626015,33 \text{ kPa} \\
\text{Panjang bentang } (L) &= 33 \text{ m} \\
\text{Berat akibat prategang } (Q_{PT}) &= 8 \cdot P_t \cdot \frac{e_s}{L^2} \\
&= 8 \cdot 8224,12 \cdot \frac{0,796}{33^2} \\
&= 48,09 \text{ kN/m} \\
\text{Berat akibat berat sendiri } PCI \text{ Girder } (Q_B) &= 8 \cdot \frac{M_{Balok}}{L^2} \\
&= 8 \cdot \frac{2880,61}{33^2} \\
&= 21,16 \text{ kN/m} \\
\text{Inersia momen thd titik berat balok } (I_x) &= 0,4144 \text{ m}^4 \\
\text{Lendutan akibat transfer prategang } (\delta_{trans}) &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{PT} + Q_{BS}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-48,09 + 21,16) \cdot 33^4}{(34626015,3 \cdot 0,4144)} \\
&= -0,01739 \text{ m (ke atas)}
\end{aligned}$$

2. Lendutan setelah *Lost of Prestressed*

$$\begin{aligned}
\text{Eksentrisitas tendon } (e_s) &= 0,796 \text{ m} \\
\text{Gaya prategang efektif } (P_{eff}) &= 7581,43 \text{ kN (Sub-subbab 5.8.2)} \\
\text{Momen berat sendiri } Girder (M_B) &= 2880,61 \text{ kNm} \\
\text{Modulus elastisitas beton } (E_c) &= 34626015,33 \text{ kPa} \\
\text{Berat prategang efektif } (Q_{eff}) &= 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e_s}{L^2} \\
&= 8 \cdot 7581,43 \cdot \frac{0,796}{33^2} \\
&= 44,33 \text{ kN/m} \\
\text{Berat akibat berat sendiri } PCI \text{ Girder } (Q_B) &= 8 \cdot \frac{M_{Balok}}{L^2} \\
&= 8 \cdot \frac{2880,61}{33^2} \\
&= 21,16 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lendutan setelah } \textit{Lost of Prestressed} (\delta_{\text{LOP}}) &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{\text{eff}} + Q_B) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-45,25 + 14,02) \cdot 33^4}{(34626015,3 \cdot 0,4144)} \\
 &= -0,02494 \text{ m (ke atas)}
 \end{aligned}$$

3. Lendutan Setelah Slab Selesai Dicor (Beton Muda)

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya prategang efektif } (P_{\text{eff}}) &= 7581,43 \text{ kN} \\
 \text{Berat prategang efektif } (Q_{\text{eff}}) &= 8 \cdot P_{\text{eff}} \cdot \frac{e_s}{L^2} \\
 &= 8 \cdot 7581,43 \cdot \frac{0,796}{33^2} \\
 &= 44,33 \text{ kN/m} \\
 \text{Eksentrisitas tendon } (e_s) &= 0,796 \text{ m} \\
 \text{Inersia momen komposit thd titik berat } (I_x) &= 0,4144 \text{ m}^4 \quad (\text{Sub-subbab 5.3.1}) \\
 \text{Momen berat sendiri } \textit{Girder} (M_{\text{Balok}}) &= 2880,61 \text{ kNm} \\
 \text{Momen slab } (M_{\text{slab}}) &= 4,91 \text{ kNm} \quad (\text{Sub-subbab 5.4.1}) \\
 \text{Berat akibat berat balok+slab } (Q_{B+S}) &= 8 \cdot \frac{M_{\text{Balok}} + M_{\text{Slab}}}{L^2} \\
 &= 8 \cdot \frac{2880,61 + 4,91}{33^2} \\
 &= 21,20 \text{ kN/m} \\
 \text{Lendutan slab setelah dicor } (\delta_{\text{cor}}) &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{\text{eff}} + (Q_{B+S})) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_x)} \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-45,25 + 14,02) \cdot 33^4}{(34626015,3 \cdot 0,4144)} \\
 &= -0,02490 \text{ m (ke atas)}
 \end{aligned}$$

4. Lendutan Setelah Slab dan Girder Menjadi Komposit

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya prategang efektif } (P_{\text{eff}}) &= 7581,43 \text{ kN} \\
 \text{Berat prategang efektif } (Q_{\text{eff}}) &= 8 \cdot P_{\text{eff}} \cdot \frac{e_s}{L^2} \\
 &= 8 \cdot 7581,43 \cdot \frac{0,796}{33^2} \\
 &= 44,33 \text{ kN/m} \\
 \text{Momen berat sendiri } \textit{Girder} (M_{\text{Balok}}) &= 2880,61 \text{ kNm} \\
 \text{Momen slab } (M_{\text{slab}}) &= 4,91 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat akibat berat sendiri balok+slab } (Q_{B+S}) &= 8 \cdot \frac{M_{Balok} + M_{Slab}}{L^2} \\
&= 8 \cdot \frac{2880,61 + 4,91}{33^2} \\
&= 21,20 \text{ kN/m} \\
\text{Eksentrisitas tendon komposit } (e's) &= 1,091 \text{ m (Sub-subbab 5.5.1)} \\
\text{Inersia momen komposit } (I_{xc}) &= 0,678 \text{ m}^4 \text{ (Sub-subbab 5.3.2)} \\
\text{Lendutan slab \& balok menjadi komposit } (\delta_{komp}) &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{eff} + (Q_{B+S})) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-45,25 + 14,02) \cdot 33^4}{(34626015,3 \cdot 0,4144)} \\
&= -0,01521 \text{ m (ke atas)}
\end{aligned}$$

5. Lendutan Girder Komposit Akibat Beban

$$\begin{aligned}
\text{Modulus elastisitas beton } (E_c) &= 34626015,33 \text{ kPa} \\
\text{Gaya prategang efektif } (P_{eff}) &= 7581,43 \text{ kN} \\
\text{Inersia momen komposit } (I_{xc}) &= 0,6783 \text{ m}^4 \\
\text{Eksentrisitas tendon komposit } (e's) &= 1,091 \text{ m} \\
\text{a. Lendutan akibat beban mati } (\delta_{MS}) &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{MS}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{22,30 \cdot 33^4}{(34626015,3 \cdot 0,6783)} \\
&= 0,01466 \text{ m (ke bawah)} \\
\text{b. Lendutan akibat beban mati tambahan } (\delta_{MA}) &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{MA}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{16,48 \cdot 33^4}{(34626015,3 \cdot 0,6783)} \\
&= 0,01084 \text{ m (ke bawah)} \\
\text{Beban akibat prategang } (Q_{P_{eff}}) &= 8 \cdot P_{eff} \cdot \frac{e's}{L^2} \\
&= 8 \cdot 7581,43 \cdot \frac{1,091}{33^2} \\
&= 41,37 \text{ kN/m} \\
\text{c. Lendutan akibat beban Prategang } (\delta_{PR}) &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(-Q_{eff}) \cdot L^4}{(E_c \cdot I_{xc})} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{-31,36 \cdot 33^4}{(34626015,3 \cdot 0,6783)} \\
&= -0,0272 \text{ m (ke atas)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{d. Lendutan akibat rangkaiak } (\delta_{Cr}) &= (\delta_{LOP}) - (\delta_{trans}) \\
&= -0,02494 - (-0,01739) \\
&= 0,00755 \text{ m (ke bawah)} \\
\text{e. Lendutan akibat beban gandar } (\delta_{TG}) &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{TG}) \cdot L^4}{(E_C \cdot I_{xc})} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{26,90 \cdot 33^4}{(34626015,3 \cdot 0,6783)} \\
&= 0,02756 \text{ m (ke bawah)} \\
\text{f. Lendutan akibat beban kejut } (\delta_{Kj}) &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{Kj}) \cdot L^4}{(E_C \cdot I_{xc})} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{9,98 \cdot 33^4}{(34626015,3 \cdot 0,6783)} \\
&= 0,0066 \text{ m (ke bawah)} \\
\text{g. Lendutan akibat beban angin } (\delta_{EW}) &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{EW}) \cdot L^4}{(E_C \cdot I_{xc})} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{1,04 \cdot 33^4}{(34626015,3 \cdot 0,6783)} \\
&= 0,00068 \text{ m (ke bawah)} \\
\text{h. Lendutan akibat beban horizontal } (\delta_{Hr}) &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{Hr}) \cdot L^4}{(E_C \cdot I_{xc})} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{19,83 \cdot 33^4}{(34626015,3 \cdot 0,6783)} \\
&= 0,0130 \text{ m (ke bawah)} \\
\text{i. Lendutan akibat beban gempa } (\delta_{EQ}) &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(Q_{EQ}) \cdot L^4}{(E_C \cdot I_{xc})} \\
&= \frac{5}{384} \cdot \frac{11,63 \cdot 33^4}{(34626015,3 \cdot 0,6783)} \\
&= 0,0076 \text{ m (ke bawah)} \\
\text{Batas kapasitas lendutan } (\delta_{ijin}) &= \frac{L}{240} \\
&= \frac{33}{240} \\
&= 0,13750 \text{ m (ke bawah)}
\end{aligned}$$

Berikut adalah Tabel 5.39 yang menyajikan rekap dan kontrol lendutan jangka pendek.

Tabel 5.37 Rekap dan Kontrol Lendutan Jangka Pendek

Rekap Kontrol Lendutan Jangka Pendek	
Kondisi Lendutan	Lendutan (m)
1. Saat transfer	-0,01739
2. Setelah kehilangan prategang (LOP)	-0,02494
3. Setelah slab selesai dicor (beton muda)	-0,02490
4. Setelah slab dan balok menjadi komposit	-0,01521
5. Lendutan girder komposit akibat beban	
a. beban mati	0,01466
b. beban mati tambahan	0,01084
c. beban prategang	-0,02720
d. beban rangkai	0,00755
e. beban gandar	0,01768
f. beban kejut	0,00656
g. beban horizontal	0,01304
h. beban angin	0,00068
i. beban gempa	0,00765
Jumlah lendutan	-0,03097
batas lendutan	0,13750
kontrol lendutan	$\delta_{ijin} > \delta_{max}$
keterangan	(aman)

Dari Rekapitulasi tabel 5.37 diatas, lendutan total terjadi adalah -0,03097 m (ke atas). Lendutan maksimum yang diijinkan menurut SNI 7833-2012, memiliki batas lendutan (δ_{ijin}) = $L/240 = 33/240 = 0,13750$ m $>$ ($\delta_{terjadi}$) = -0,03097 m (aman).

5.10.2 Lendutan Jangka Panjang

Lendutan jangka panjang merupakan akibat dari rangkai susut beton. Rangkai adalah kelanjutan regangan elastis yang terjadi terus menerus bergantung pada waktu. Sedangkan susut adalah penyusutan volume beton yang bergantung pada waktu. Pada analisis lendutan jangka panjang ini ditinjau pada waktu 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun, dan 75 tahun.

1. Lendutan Jangka Panjang Akibat Rangkak (δ_{cr})

Lendutan jangka panjang akibat rangkak dapat ditentukan dengan persamaan berikut.

$$\Phi_{cc(t)} = \left(\frac{t^{0,6}}{10+t^{0,6}} \right) \cdot C_u$$

$$\delta_{cct} = \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e$$

Keterangan notasi:

t = waktu masa pelayanan (hari),

$\Phi_{cc(t)}$ = faktor waktu lendutan rangkak,

C_u = Koefisien rangkak,

ε_e = Regangan elastis/lendutan jangka pendek (m), dan

δ_{cct} = Lendutan jangka panjang akibat rangkak (m).

Tabel 5.38 Koefisien Rangkak (C_u)

Mutu Beton $f'c$ (MPa)	20	25	30	35	40-60
Koefisien Rangkak (C_u)	2,8	2,5	2,3	2,15	2

Sumber: RSNI T – 12-2004

Dari Tabel 5.32 di atas dipakai nilai koefisien rangkak, $C_u = 2$ untuk mutu beton 41,5 MPa.

a. Lendutan Jangka Panjang Durasi 5 Tahun.

$$\begin{aligned} \text{Regangan elastis/lendutan jangka pendek } (\varepsilon_e) &= |-0,03097| \text{ m (Tabel 5.31)} \\ &= 0,03097 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu masa pelayanan } (t) &= 365 \times 5 \\ &= 1825 \text{ hari} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor waktu lendutan rangkak } (\Phi_{cr(t)}) &= \left(\frac{1825^{0,6}}{10+1825^{0,6}} \right) \cdot 2,00 \\ &= 1,8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lendutan jangka panjang akibat rangkai} (\delta_{cr}) &= \Phi_{cr(t)} \cdot \epsilon_e \\ &= 1,8 \cdot 0,03097 \\ &= 0,05579 \text{ m}\end{aligned}$$

b. Lendutan Jangka Panjang Durasi 10 Tahun.

$$\begin{aligned}\text{Waktu masa pelayanan (t)} &= 365 \times 10 \\ &= 3650 \text{ hari} \\ \text{Faktor waktu lendutan rangkai} (\Phi_{cr(t)}) &= \left(\frac{3650^{0,6}}{10+3650^{0,6}} \right) \cdot 2,00 \\ &= 1,86\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lendutan jangka panjang akibat rangkai} (\delta_{cr}) &= \Phi_{cr(t)} \cdot \epsilon_e \\ &= 1,86 \cdot 0,03097 \\ &= 0,05774 \text{ m}\end{aligned}$$

c. Lendutan Jangka Panjang Durasi 25 Tahun.

$$\begin{aligned}\text{Waktu masa pelayanan (t)} &= 365 \times 25 \\ &= 9125 \text{ hari} \\ \text{Faktor waktu lendutan rangkai} (\Phi_{cr(t)}) &= \left(\frac{9125^{0,6}}{10+9125^{0,6}} \right) \cdot 2,00 \\ &= 1,92\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lendutan jangka panjang akibat rangkai} (\delta_{cr}) &= \Phi_{cc(t)} \cdot \epsilon_e \\ &= 1,92 \cdot 0,03097 \\ &= 0,05945 \text{ m}\end{aligned}$$

d. Lendutan Jangka Panjang Durasi 50 Tahun.

$$\begin{aligned}\text{Waktu masa pelayanan (t)} &= 365 \times 50 \\ &= 18250 \text{ hari} \\ \text{Faktor waktu lendutan rangkai} (\Phi_{cr(t)}) &= \left(\frac{18250^{0,6}}{10+18250^{0,6}} \right) \cdot 2,00 \\ &= 1,95\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lendutan jangka panjang akibat rangkai} (\delta_{cr}) &= \Phi_{cc(t)} \cdot \epsilon_e \\ &= 1,95 \cdot 0,03097 \\ &= 0,06028 \text{ m}\end{aligned}$$

e. Lendutan Jangka Panjang Durasi 75 Tahun.

$$\begin{aligned}\text{Waktu masa pelayanan (t)} &= 365 \times 75 \\ &= 27375 \text{ hari}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Faktor waktu lendutan rangkai} (\Phi_{cr(t)}) &= \left(\frac{27375^{0,6}}{10+27375^{0,6}} \right) \cdot 2,00 \\ &= 1,96\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lendutan jangka panjang akibat rangkai} (\delta_{cr}) &= \Phi_{cc(t)} \cdot \varepsilon_e \\ &= 1,96 \cdot 0,03097 \\ &= 0,06063 \text{ m}\end{aligned}$$

2. Lendutan Jangka Panjang Akibat Susut (*Shrinkage*)

Analisis lendutan jangka panjang akibat susut beton ditinjau pada waktu 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun, dan 75 tahun. Lendutan jangka panjang akibat susut beton dapat ditentukan dengan menggunakan rumus berikut.

$$\delta_{sh} = \beta k_{sh} L^2$$

$$k_{sh} = \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h}$$

Keterangan notasi:

δ_{sh} = Lendutan jangka panjang akibat susut (m),

β = faktor dari kondisi tumpuan dengan harga:

- 0,500 untuk balok kantilever,
- 0,125 untuk balok sederhana,
- 0,090 untuk ujung akhir balok menerus,
- 0,065 untuk bentang tengah balok menerus,

k_{sh} = Kelengkungan akibat susut di tengah bentang,

C_{sh} = Koefisien regangan susut, dan

h = tinggi penampang (m).

Tabel 5.39 Koefisien Susut (C_{sh})

Mutu Beton $f'c$ (MPa)	20	25	30	35	40-60
Koefisien susut (C_{sh})	0,000174	0,000170	0,000163	0,00061	0,000153

Sumber: RSNI T-12-2004

Dari Tabel 5.33 di atas dipakai nilai koefisien susut, $C_{sh} = 2$ untuk mutu beton 41,5 MPa.

a. Lentutan Jangka Panjang Durasi 5 Tahun.

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor dari kondisi tumpuan } (\beta) &= 0,125 \\
 \text{Tinggi girder } (h) &= 2,1 \text{ m} \\
 \text{Panjang bentang } (L) &= 33 \text{ m} \\
 \text{Waktu masa pelayanan } (t) &= 1825 \text{ hari} \\
 \text{Koefisien regangan susut } (\varepsilon_{sh}) &= \frac{t}{55+t} \cdot C_{sh} \cdot t \\
 &= \frac{1825}{55+1825} \cdot 0,000153 \cdot 1825 \\
 &= 0,000149 \\
 \text{Kelengkungan akibat susut } (k_{sh}) &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\
 &= \frac{0,5 \cdot 0,000149}{2,1} \\
 &= 0,000035 \\
 \text{Lentutan jangka panjang akibat susut } (\delta_{sh}) &= \beta \cdot k_{sh} \cdot L^2 \\
 &= 0,125 \cdot 0,000035 \cdot 33^2 \\
 &= 0,00481 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b. Lentutan Jangka Panjang Durasi 10 Tahun.

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu masa pelayanan } (t) &= 3650 \text{ hari} \\
 \text{Koefisien regangan susut } (\varepsilon_{sh}) &= \frac{t}{55+t} \cdot C_{sh} \cdot t \\
 &= \frac{3650}{55+3650} \cdot 0,000153 \\
 &= 0,000151 \\
 \text{Kelengkungan akibat susut } (k_{sh}) &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\
 &= \frac{0,5 \cdot 0,000151}{2,1} \\
 &= 0,000036 \\
 \text{Lentutan jangka panjang akibat susut } (\delta_{sh}) &= \beta \cdot k_{sh} \cdot L^2 \\
 &= 0,125 \cdot 0,000036 \cdot 33^2 \\
 &= 0,00489 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Lendutan Jangka Panjang Durasi 25 Tahun.

$$\begin{aligned}
\text{Waktu masa pelayanan (t)} &= 9125 \text{ hari} \\
\text{Koefisien regangan susut } (\varepsilon_{sh}) &= \frac{t}{55+t} \cdot C_{sh} \cdot t \\
&= \frac{7300}{55+7300} \cdot 0,000153 \\
&= 0,000152 \\
\text{Kelengkungan akibat susut } (k_{sh}) &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\
&= \frac{0,5 \cdot 0,000152}{2,1} \\
&= 0,00003616 \\
\text{Lendutan jangka panjang akibat susut } (\delta_{sh}) &= \beta \cdot k_{sh} \cdot L^2 \\
&= 0,125 \cdot 0,00003616 \cdot 33^2 \\
&= 0,00493 \text{ m}
\end{aligned}$$

d. Lendutan Jangka Panjang Durasi 50 Tahun.

$$\begin{aligned}
\text{Waktu masa pelayanan (t)} &= 18250 \text{ hari} \\
\text{Koefisien regangan susut } (\varepsilon_{sh}) &= \frac{t}{55+t} \cdot C_{sh} \cdot t \\
&= \frac{18250}{55+18250} \cdot 0,000153 \\
&= 0,000153 \\
\text{Kelengkungan akibat susut } (k_{sh}) &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\
&= \frac{0,5 \cdot 0,000153}{2,1} \\
&= 0,000036 \\
\text{Lendutan jangka panjang akibat susut } (\delta_{sh}) &= \beta \cdot k_{sh} \cdot L^2 \\
&= 0,125 \cdot 0,000036 \cdot 33^2 \\
&= 0,00494 \text{ m}
\end{aligned}$$

e. Lendutan Jangka Panjang Durasi 75 Tahun.

$$\begin{aligned}
\text{Waktu masa pelayanan (t)} &= 27375 \text{ hari} \\
\text{Koefisien regangan susut } (\varepsilon_{sh}) &= \frac{t}{55+t} \cdot C_{sh} \cdot t \\
&= \frac{25550}{55+25550} \cdot 0,000153 \\
&= 0,000153
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kelengkungan akibat susut (k}_{sh}\text{)} &= \frac{0,5 \varepsilon_{sh}}{h} \\
 &= \frac{0,5 \cdot 0,000153}{2,1} \\
 &= 0,000036 \\
 \text{Lendutan jangka panjang akibat susut } (\delta_{sh}) &= \beta \cdot k_{sh} \cdot L^2 \\
 &= 0,125 \cdot 0,000036 \cdot 33^2 \\
 &= 0,00495 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan yang sudah dilakukan, berikut ini merupakan Tabel 5.40 rekapitulasi dan kontrol lendutan jangka panjang.

Tabel 5.40 Rekapitulasi dan Kontrol Lendutan Jangka Panjang

Rekap Kontrol Lendutan Jangka Panjang					
Masa Pelayanan (tahun)	5 tahun	10 tahun	25 tahun	50 tahun	75 tahun
Rangkak (m)	0,05579	0,05774	0,05945	0,06028	0,06063
Susut (m)	0,00481	0,00489	0,00493	0,00494	0,00495
Lendutan total (m)	0,06060	0,06262	0,06438	0,06522	0,06558
Batas Lendutan (δ_{ijin}) (m)	0,13750				
Kontrol Lendutan	$\delta_{ijin} > \delta_{max}$				
Keterangan	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

Dari Rekapitulasi tabel 5.40 diatas, lendutan dengan nilai tertinggi pada tahun ke 75 tahun yaitu 0,06558 m (ke bawah). Lendutan maksimum yang diijinkan menurut SNI 7833-2012, memiliki batas lendutan (δ_{ijin}) = $L/240 = 33/240 = 0,13750$ m $>$ ($\delta_{terjadi}$) = 0,06558 m (aman).

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis struktur balok sederhana pada jembatan *Prestressed Concrete I Girder* metode paskatarik dalam studi kasus Jembatan Kereta Api di Jalur Kereta Api Bandara Yogyakarta International Airport (STA.5+082 hingga STA.5+346) yang telah diuraikan pada Bab 5, dapat disimpulkan dua hal berikut:

1. Hasil analisis *PCI Girder* ini menunjukkan bahwa kapasitas momen lentur memenuhi persyaratan yaitu memiliki nilai 0,9 dari momen nominal (M_n) sebesar 23583,4 kNm dan momen ultimit (M_u) terbesar dari kombinasi Kuat IV sebesar 15343,4 kNm. Rasio antara 0,9 M_n dan M_u adalah sekitar 1:0,65 atau 65%. Dengan demikian, 0,9 $M_n > M_u$ akibat pembebanan, yang berarti aman. Kapasitas gaya geser juga memenuhi persyaratan, yaitu memiliki nilai kapasitas gaya geser (V_c) 2737 kN dan geser ultimit (V_u) terbesar dari kombinasi Kuat I sebesar 2570,8 kN. Rasio antara V_c dan V_u adalah sekitar 1:0,94 atau 94%. Dengan demikian, $V_c > V_u$ akibat pembebanan, yang berarti aman. Secara keseluruhan, perhitungan ini memenuhi aspek keamanan.
2. Hasil perhitungan lendutan seketika total sebesar -0,03097 m (ke atas). Nilai ini tidak melebihi lendutan yang diijinkan ($L/240$) yaitu 0,13750 m. Hasil perhitungan lendutan jangka panjang selama 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun, dan 75 tahun menunjukkan nilai lendutan masing-masing sebesar 0,06060 m, 0,06262 m, 0,06438 m, 0,06522 m, dan 0,06558 m. Semua nilai lendutan ini tidak melebihi lendutan yang diijinkan ($L/240$) yaitu 0,13750 m. Sehingga perhitungan ini memenuhi aspek kenyamanan.

6.2 Saran

Berikut adalah saran untuk peneliti dan pelaksana terkait penggunaan Prestressed Concrete I Girder (*PCI Girder*):

1. Saran untuk Peneliti

a. Pengembangan Metode Analisis

Lakukan pengembangan dan penyempurnaan metode analisis untuk meningkatkan akurasi dan efisiensi dalam perhitungan kapasitas momen dan geser pada *PCI Girder*.

b. Studi Lebih Lanjut Mengenai Material

Teliti lebih lanjut mengenai pengaruh berbagai jenis material pada kapasitas *PCI Girder*, termasuk bahan pengisi tendon dan pelapisan anti-korosi.

c. Inovasi Teknologi Prategang

Kembangkan inovasi teknologi prategang untuk meningkatkan efisiensi konstruksi dan kapasitas struktural *PCI Girder*.

2. Saran untuk Pelaksana (Kontraktor dan Insinyur Lapangan)

a. Kualitas Material

Pastikan penggunaan material berkualitas tinggi sesuai dengan spesifikasi yang ditetapkan dalam desain untuk menjamin kekuatan dan daya tahan *PCI Girder*.

b. Pengawasan Proses Prategang

Lakukan pengawasan ketat selama proses prategang untuk memastikan tendon diberi tegangan sesuai dengan desain dan tidak mengalami kerusakan.

c. Perawatan Berkala

Implementasikan program perawatan berkala untuk memeriksa dan memperbaiki kerusakan dini, seperti retakan atau korosi pada tendon, guna memperpanjang umur layanan struktur.

d. Dokumentasi dan Monitoring

Simpan dokumentasi lengkap dari seluruh proses konstruksi dan lakukan monitoring berkelanjutan pada kapasitas struktur untuk mendeteksi perubahan atau kerusakan secepat mungkin.

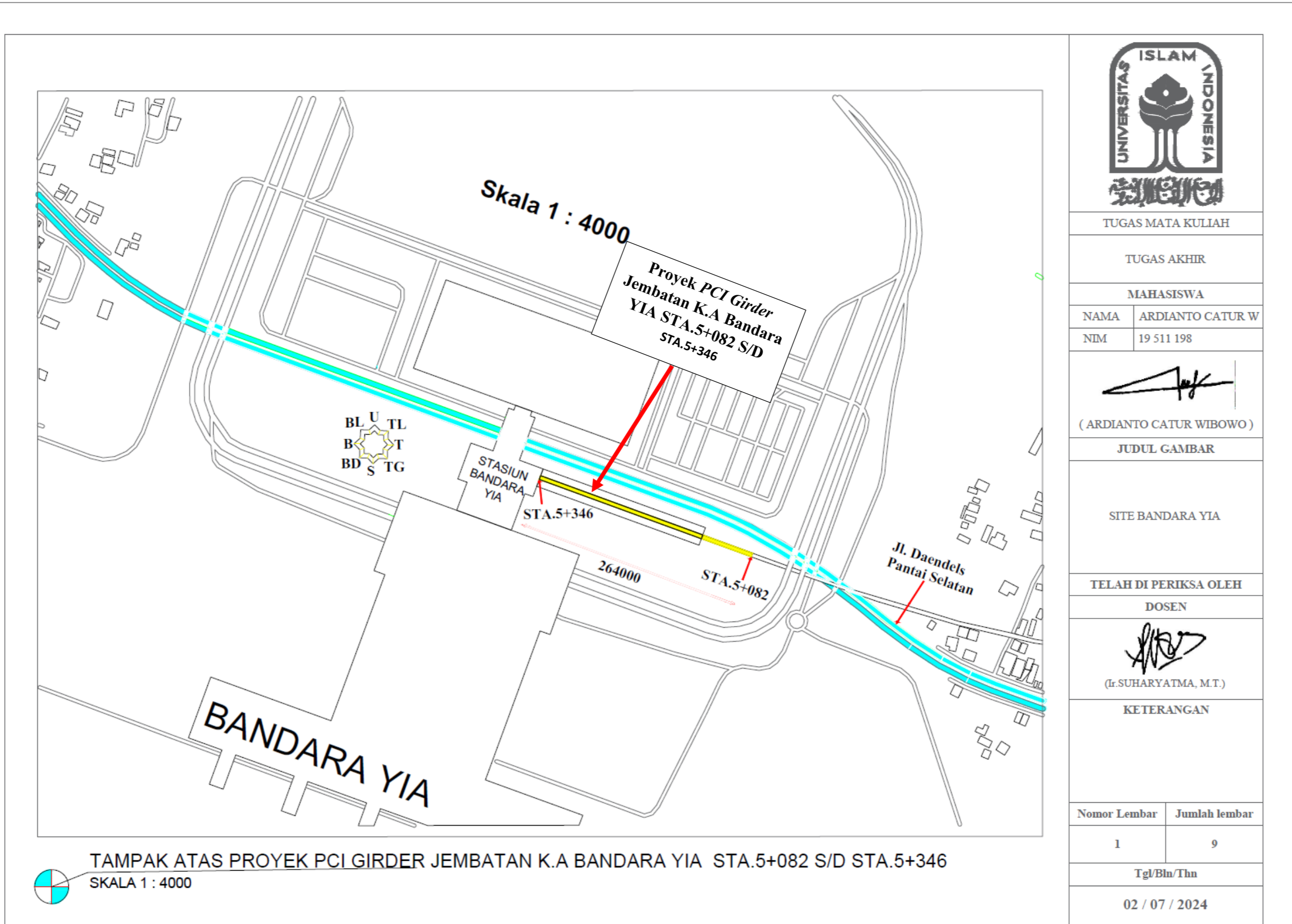
DAFTAR PUSTAKA

- Aboe, A. K. (2006). *Beton prategang*. Yogyakarta: Andi Offset.
- American Concrete Institute. (2008). *ACI-209 guide for modeling and calculating shrinkage and creep in hardened concrete*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- American Society for Testing and Material (ASTM). (1974). *A416: Uncoated seven-wire stress relieved strand for prestressed concrete*. Philadelphia: American Society for Testing and Material.
- Budiadi, A. (2008). *Desain praktis beton prategang*. Yogyakarta: Andi Offset.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. (2004). *Peraturan perencanaan struktur beton untuk jembatan RSNIT-12-2004*. Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. (2008). *Standar perencanaan gempa untuk jembatan SNI 2833:2008*. Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. (2016). *Standar pembebanan untuk jembatan SNI 1725:2016*. Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.
- Fanourakis, G. C., & Ballim, Y. (2003). *Predicting creep deformation of concrete: A comparison of results from different investigations. 11th FIG Symposium on Deformation Measurements*, Santorini, Greece.
- G., Viktor., B., Darius., K., Rimantas., K., Gintaris., & T., Liuis. (2012). *Long-term deflections of reinforced concrete elements: Accuracy analysis of predictions by different methods*. Journal of Springer Science and Business Media, Lithuania, Spain.

- Gumelar, A. (2020). *Analisis kekuatan dan lendutan jangka panjang pada beton prategang tipe PCI Girder studi kasus jembatan Lemah Abang*. Tugas Akhir, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Himawan, A. M. (2022). *Perbandingan penggunaan PCI girder H-210 dan PCI girder H-170 pada bentang 40 meter jembatan HKS*. Tugas Akhir, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Lin, T. Y., & Burns, N. H. (2000). *Disain struktur beton prategang* (Jilid 1 & 2, Mediana Sianipar, Trans.). Interaksa.
- Nawy, E. G. (2001). *Beton prategang: Suatu pendekatan mendasar* (Jilid 1 & 2, Bambang Suryoatmono, Trans.). Erlangga.
- Peraturan Menteri Perhubungan. (2012). *Persyaratan teknis jalur kereta api*. PM No.60 Tahun 2012.
- Sari, Y. I. (2018). *Re-design struktur PCI girder pada overpass Kranggan (Sta. 72+237) proyek jalan tol Semarang - Solo ruas Salatiga - Kartasura*. Tugas Akhir, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Supriyadi, B., & Agus, S. M. (2007). *Jembatan* (Edisi pertama). Jakarta: Beta Offset.
- VSL (Vorspann System Losinger). (2018). *VSL post-tensioning solutions*. Diakses pada 10 Desember 2023, dari http://www.vsl.com/download.php?brochure_cat=posttensioningstrandsystems&getfile=vsl-post-tension-solutions.pdf.

LAMPIRAN

Lampiran 1. Site Bandara YIA



TUGAS MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

MAHASISWA

NAMA ARDIANTO CATUR W

NIM 19 511 198

(ARDIANTO CATUR WIBOWO)

JUDUL GAMBAR

SITE BANDARA YIA

TELAH DI PERIKSA OLEH

DOSEN

(Ir.SUHARYATMA, M.T.)

KETERANGAN

Nomor Lembar	Jumlah lembar
--------------	---------------

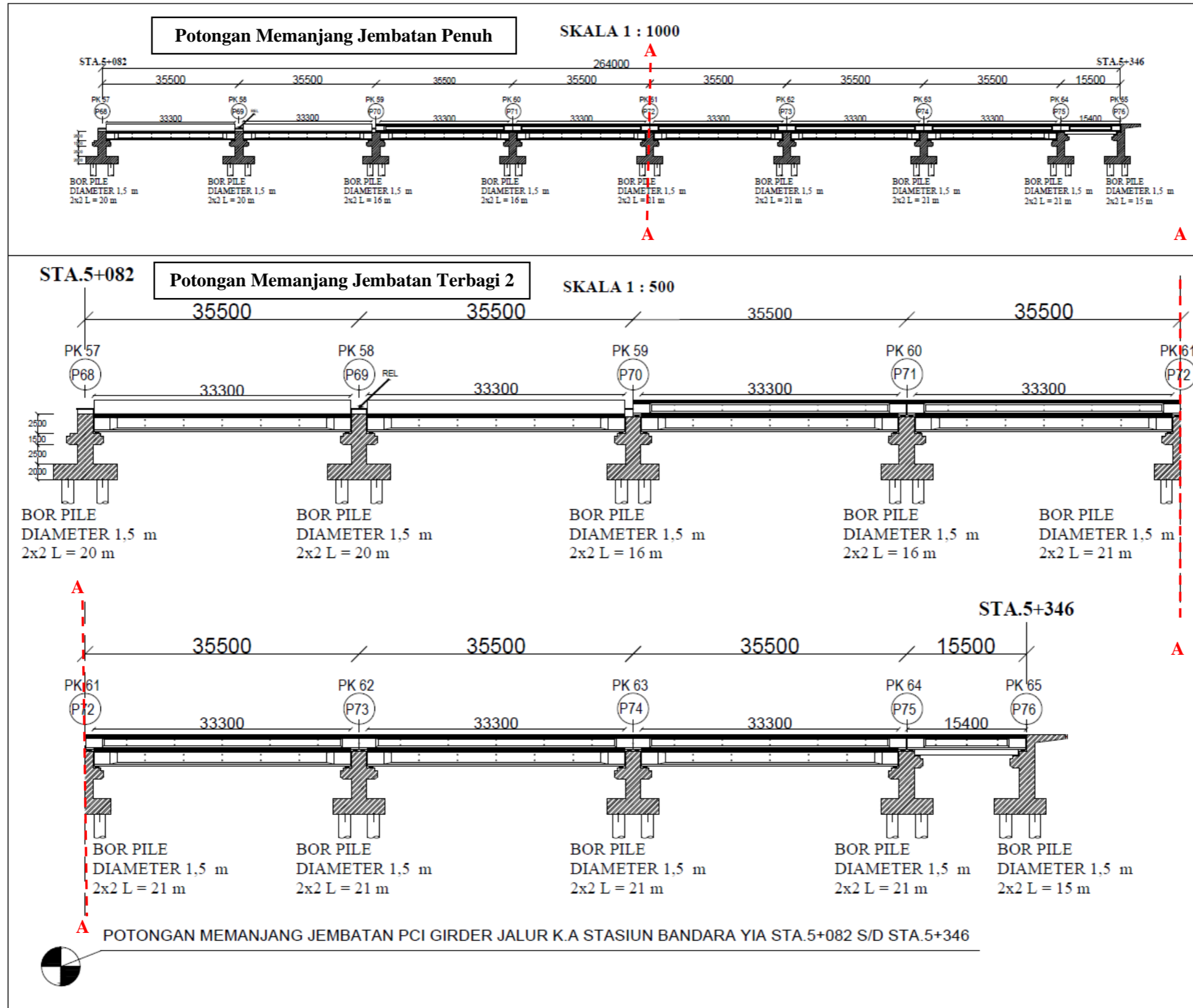
1

9

Tgl/Bln/Thn

02 / 07 / 2024

Lampiran 2. Potongan Memanjang Jembatan



TUGAS MATA KULIAH
 TUGAS AKHIR
 MAHASISWA
 NAMA ARDIANTO CATUR W
 NIM 19 511 198

(ARDIANTO CATUR WIBOWO)

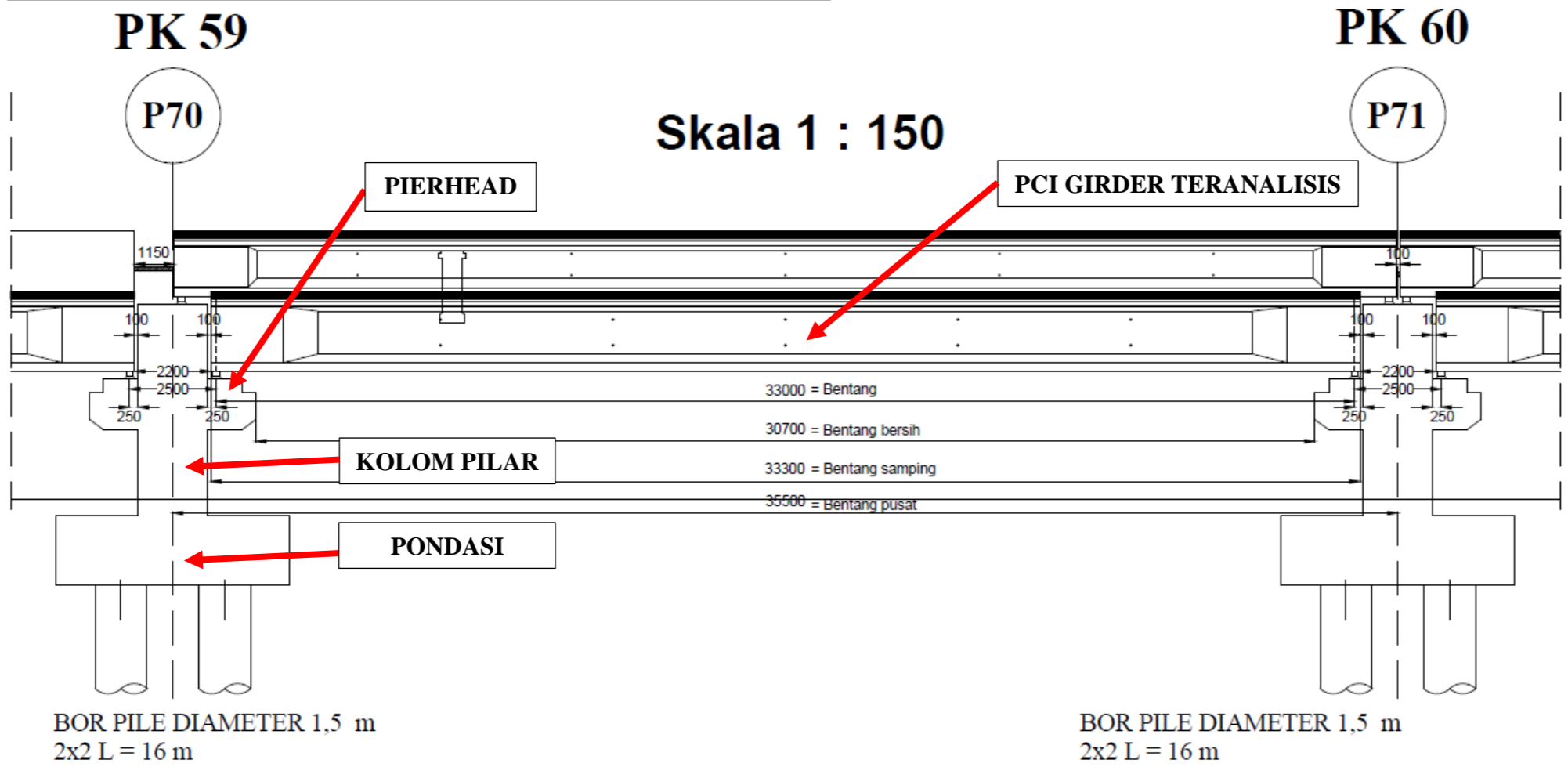
JUDUL GAMBAR
 POTONGAN MEMANJANG
 JEMBATAN STA. 5+082 S/D 5+346

TELAH DI PERIKSA OLEH
 DOSEN
 (Ir.SUHARYATMA, M.T.)

KETERANGAN	
Nomor Lembar	Jumlah lembar
2	9
Tgl/Bln/Thn	
02 / 07 / 2024	

Lampiran 3. Potongan Memanjang PK59-PK60

KETERANGAN:
 Dari potongan memanjang segmen jembatan pada PK59-60 ini bisa diketahui bentang yang akan dianalisis yaitu 33 m dan terlihat PCI GIRDER ini menggunakan prinsip simple beam/ bentang tunggal sederhana.

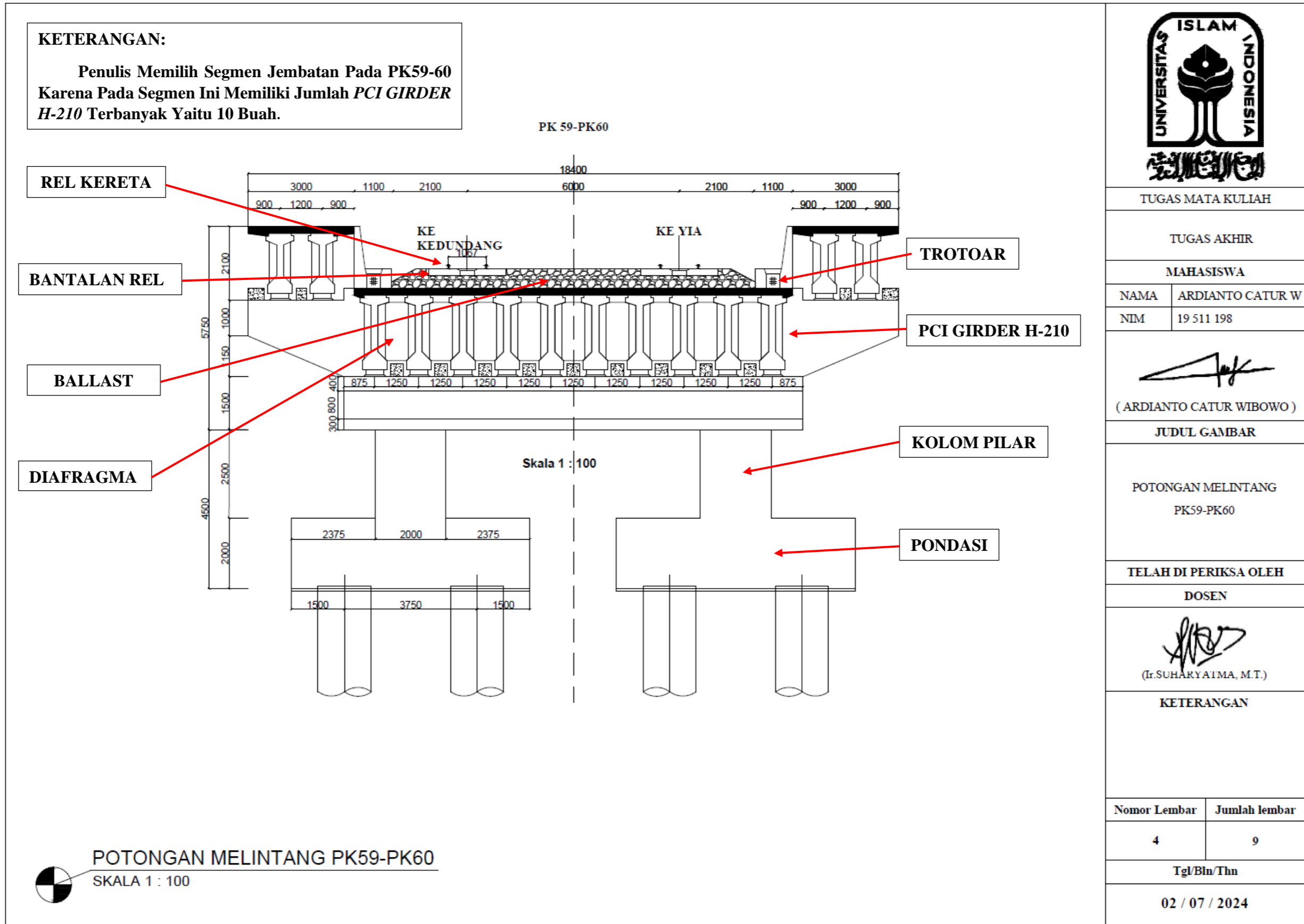


POTONGAN MEMANJANG PK59-PK60
 SKALA 1 : 150

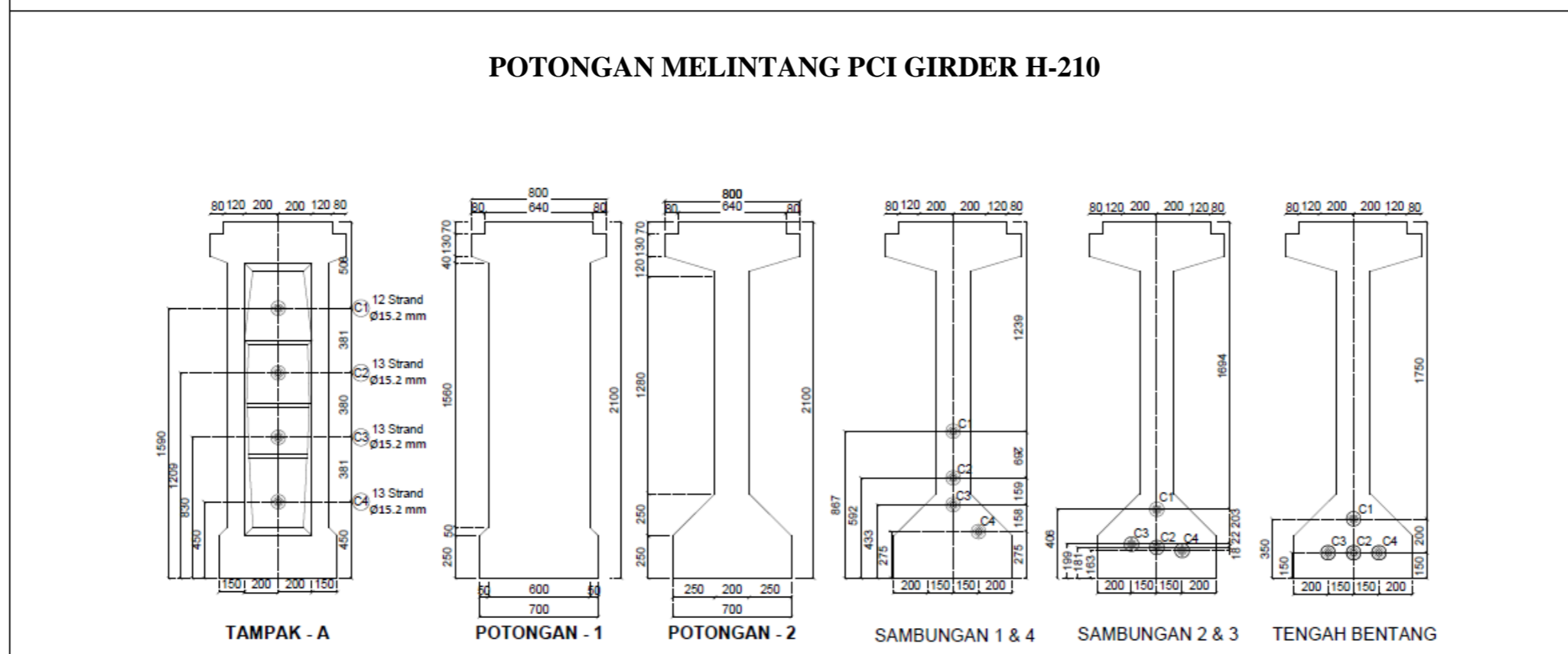
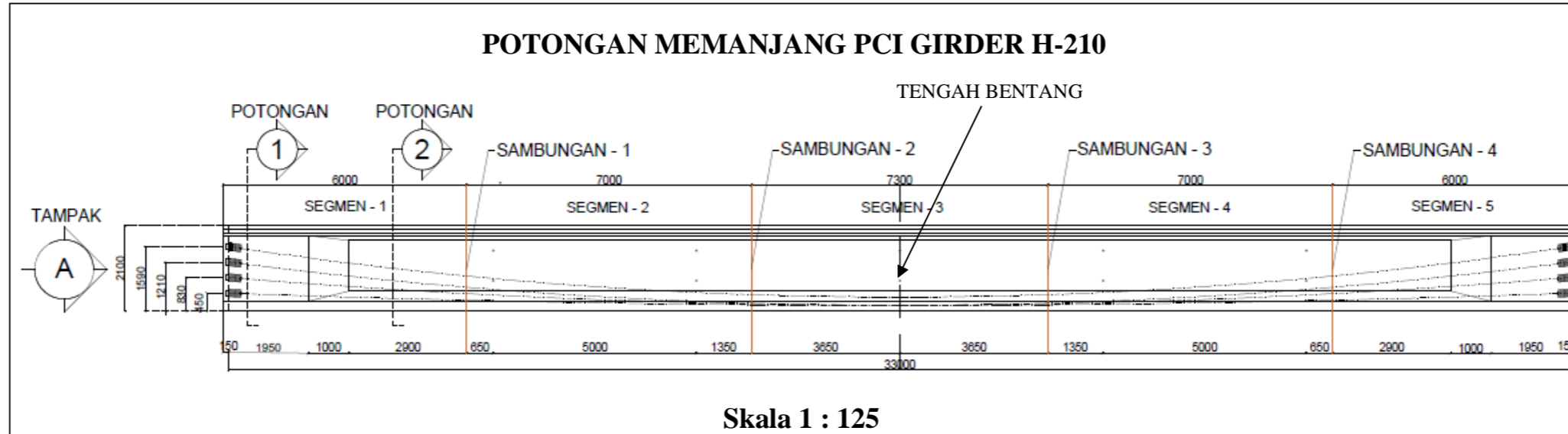



TUGAS MATA KULIAH	
TUGAS AKHIR	
MAHASISWA	
NAMA	ARDIANTO CATUR W
NIM	19 511 198
 (ARDIANTO CATUR WIBOWO)	
JUDUL GAMBAR	
POTONGAN MEMANJANG PK59-PK60	
TELAH DI PERIKSA OLEH	
DOSEN	
 (Ir.SUHARYATMA, M.T.)	
KETERANGAN	
Nomor Lembar	Jumlah lembar
3	9
Tgl/Bln/Thn	
02/ 07 / 2024	

Lampiran 4. Potongan Melintang PK59-PK60



Lampiran 5. Detail Dimensi PCI Girder PK59-PK60



 **DETAIL DIMENSI PCI PK59-60**




TUGAS MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

MAHASISWA


NAMA	ARDIANTO CATUR W
NIM	19 511 198


(ARDIANTO CATUR WIBOWO)

JUDUL GAMBAR

DETAIL DIMENSI PCI
PK59-PK60

TELAH DI PERIKSA OLEH
DOSEN


(Ir.SUHARYATMA, MT.)

KETERANGAN

Nomor Lembar	Jumlah lembar
5	9

Tgl/Bln/Thn

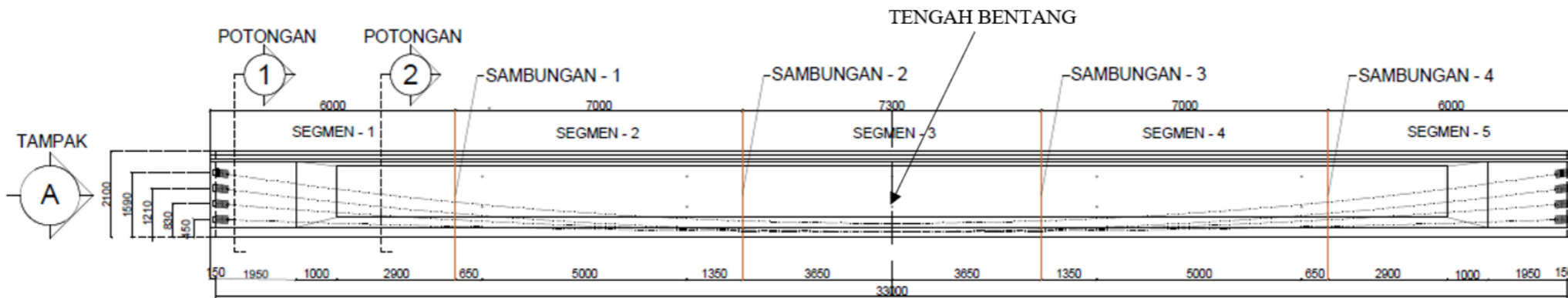
02 / 07 / 2024

Lampiran 6. Layout Tendon Tampak Samping

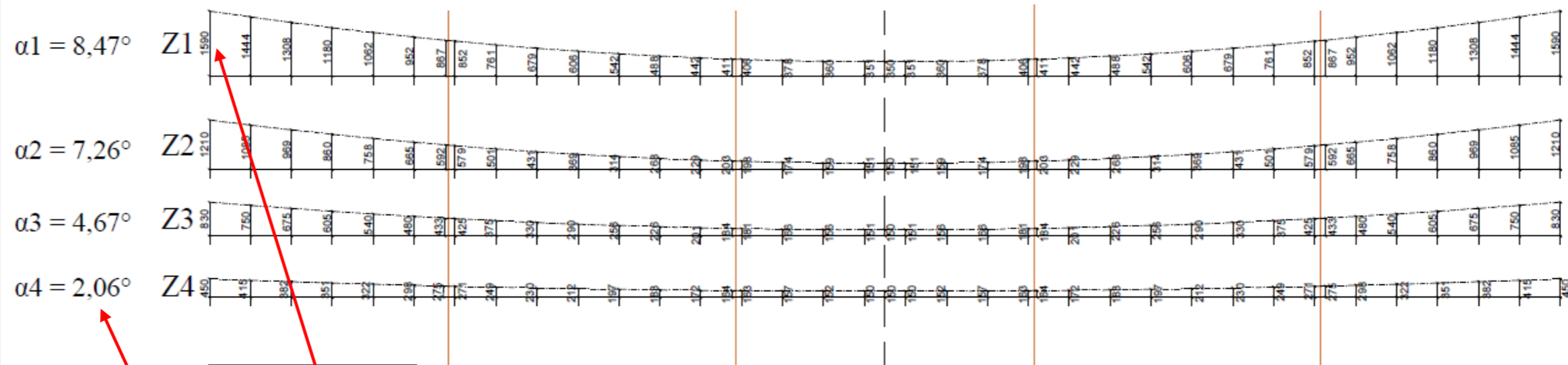
KETERANGAN:

Gambar tendon layout tampak samping pada *PCI Girder* memperlihatkan jalur tendon untuk mengoptimalkan tegangan, mengurangi lendutan dan retakan, serta memastikan pemasangan dan produksi sesuai dengan standar dan desain yang diterapkan.

POTONGAN MEMANJANG PCI GIRDER H-210



Skala 1 : 125



TINGGI TENDON DARI ALAS BAWAH

SUDUT PENGANGKURAN

LAYOUT TENDON TAMPAK SAMPING

LAYOUT TENDON TAMPAK SAMPING

SKALA 1 : 125



TUGAS MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

MAHASISWA

NAMA ARDIANTO CATUR W

NIM 19 511 198

(ARDIANTO CATUR WIBOWO)

JUDUL GAMBAR

LAYOUT TENDON TAMPAK SAMPING

TELAH DI PERIKSA OLEH

DOSEN

(Ir.SUHARYATMA, M.T.)

KETERANGAN

Nomor Lembar	Jumlah lembar
--------------	---------------

6

9

Tgl/Bln/Thn

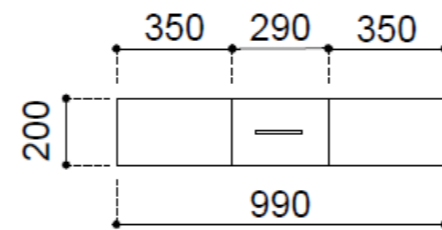
02 / 07 / 2024

Lampiran 7. Potongan Detail Diafragma

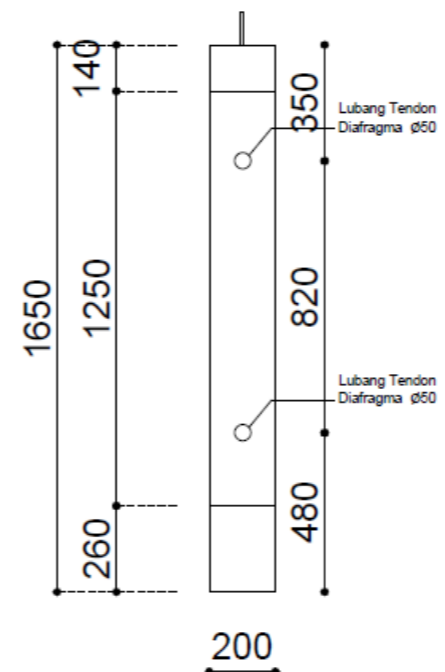
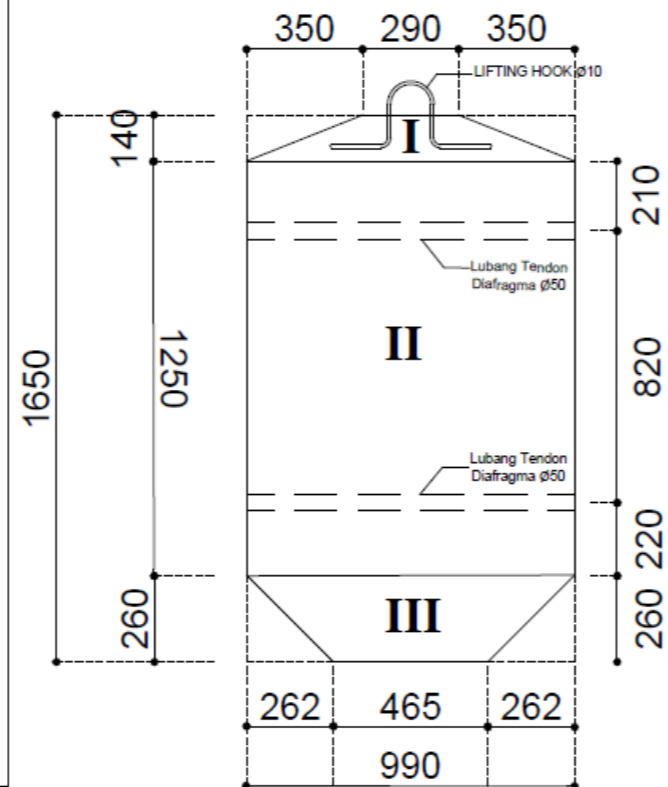
Keterangan:

Diafragma jembatan adalah elemen struktural yang berfungsi untuk mendistribusikan beban secara merata, meningkatkan kekakuan, dan memastikan stabilitas jembatan dengan mencegah pergeseran atau rotasi berlebihan antar bagian struktur.

Diafragma ini dapat terbuat dari berbagai material seperti beton, baja, atau kombinasi keduanya, dan biasanya dipasang di antara elemen-elemen utama jembatan seperti balok dan pilar, serta berkontribusi dalam penyerapan energi dan pengurangan gaya geser yang mungkin terjadi pada jembatan.



TAMPAK - ATAS



TAMPAK - SAMPING

POTONGAN DETAIL DIAFRAGMA
SKALA 1 : 20



TUGAS MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

MAHASISWA

NAMA ARDIANTO CATUR W

NIM 19 511 198

(ARDIANTO CATUR WIBOWO)

JUDUL GAMBAR

POTONGAN DIAFRAGMA

TELAH DI PERIKSA OLEH

DOSEN

(Ir.SUHARYATMA, M.T.)

KETERANGAN

Nomor Lembar	Jumlah lembar
--------------	---------------

7	9
---	---

Tgl/Bln/Thn

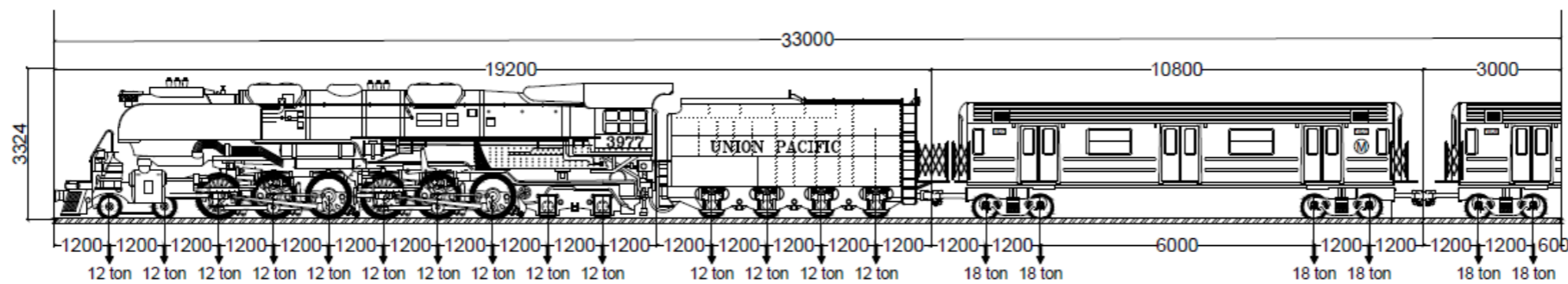
02 / 07 / 2024

Lampiran 8. Beban Kereta Api

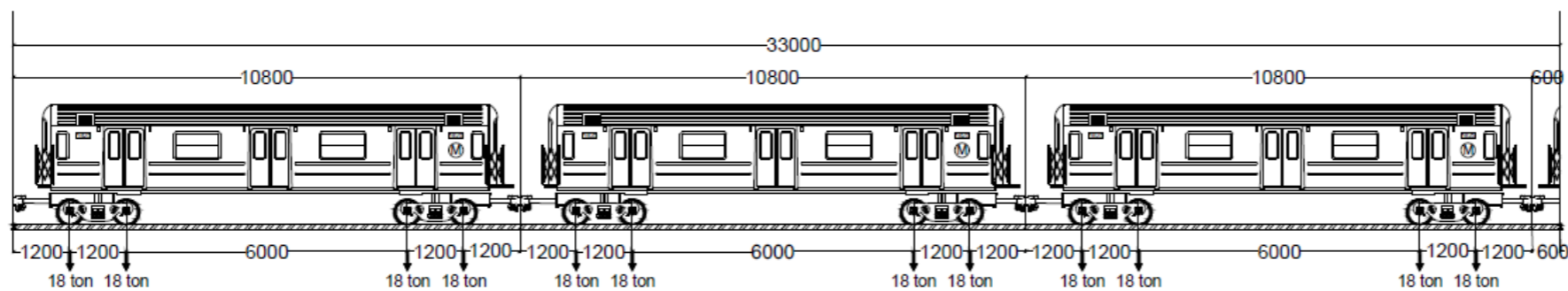
KETERANGAN:

Dalam gambar ini menampilkan gambar kereta api dari samping yang termuat beban gandar dengan dimensi yang relevan dengan RM 1921:

1. Skema 1 pembebanan lokomotif + tender + gerbong yang mendapatkan tempat dalam hitungannya.
2. skema 2 pembebanan dengan *full* gerbong yang mendapatkan tempat dalam hitungannya.



SKEMA 1



SKEMA 2

BEBAN KERETA API

SKALA 1 : 125



TUGAS MATA KULIAH

TUGAS AKHIR

MAHASISWA

NAMA ARDIANTO CATUR W

NIM 19 511 198

(ARDIANTO CATUR WIBOWO)

JUDUL GAMBAR

BEBAN KERETA API

TELAH DI PERIKSA OLEH

DOSEN

(Ir.SUHARYATMA, M.T.)

KETERANGAN

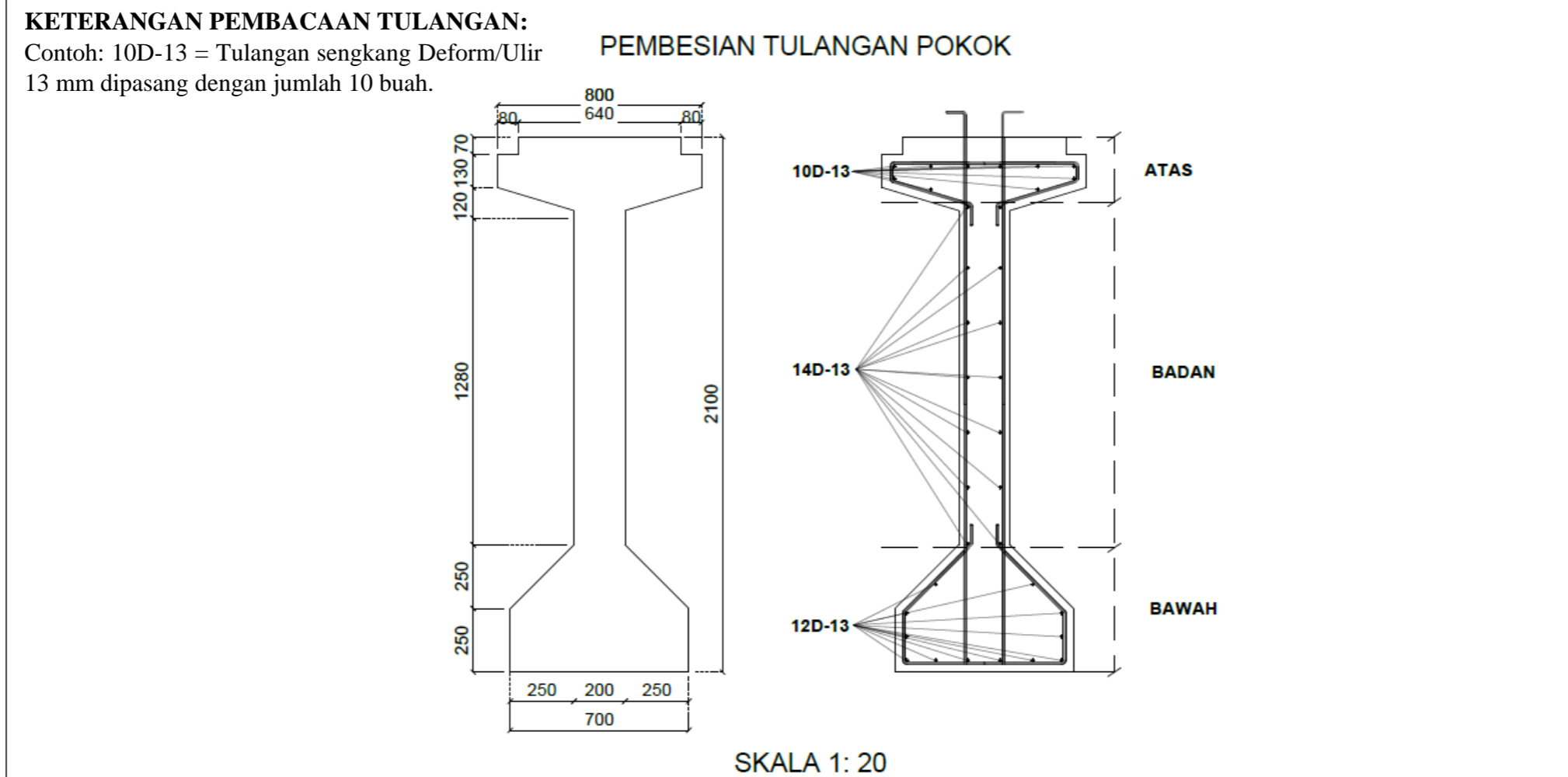
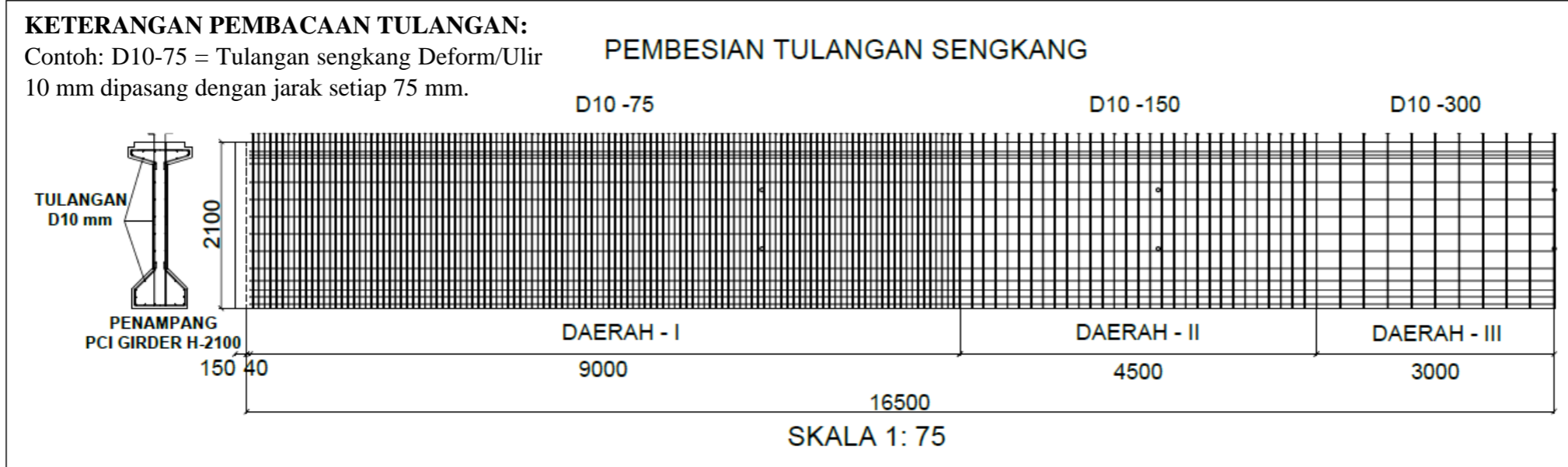
Nomor Lembar	Jumlah lembar
--------------	---------------

8	9
---	---

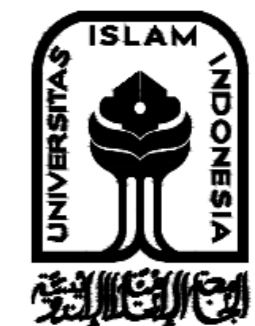
Tgl/Bln/Thn

02 / 07 / 2024

Lampiran 9. Detail Pembesian Tulangan Non Prategang PCI Girder



DETAIL PEMBESIAN PCI GIRDER



TUGAS MATA KULIAH	
TUGAS AKHIR	
MAHASISWA	
NAMA	ARDIANTO CATUR W
NIM	19 511 198

(ARDIANTO CATUR WIBOWO)

JUDUL GAMBAR	
DETAIL PEMBESIAN PCI GIRDER	
TELAH DI PERIKSA OLEH	
DOSEN	
 (Ir.SUHARYATMA, M.T.)	
KETERANGAN	
Nomor Lembar	Jumlah lembar
9	9
Tgl/Bln/Thn	
26 / 08 / 2024	